

***E**structuración y Diseño
de Edificaciones de
Concreto Armado*

ANTONIO BLANCO BLASCO

EDICIONES

Capítulo de Ingeniería Civil
Consejo Departamental de Lima

CONTENIDO

CAPITULO I Filosofía del Diseño Sísmico y Criterios Generales de Estructuración	1
CAPITULO II Elementos Estructurales	15
CAPITULO III Predimensionamiento de Elementos Estructurales	35
CAPITULO IV Ejemplos de Estructuraciones y Dimensionamientos de Edificios de Concreto Armado	45
CAPITULO V Detalles del Refuerzo	97
CAPITULO VI Anclajes y Empalmes	105
CAPITULO VII Requisitos Generales Para el Análisis y Diseño	117
CAPITULO VIII Diseño por Flexión	137
CAPITULO IX Diseño por Flexocompresión	207
CAPITULO X Diseño por Cortante y Torsión	249
CAPITULO XI Diseño de Muros	279
INDICE	305

FILOSOFIA DEL DISEÑO SISMICO Y CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO

GENERALIDADES

La mayoría de Códigos reconoce la complejidad del Diseño Sísmico de las edificaciones y define alcances u objetivos generales. En el caso de la Norma Peruana el criterio de Diseño Sismo-resistente se expresa señalando:

Las edificaciones se comportarán ante los sismos considerando:

- Resistir sismos leves sin daños.
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

Se considera que el colapso de una edificación ocurre al fallar y/o desplomarse (caerse) parcial o totalmente su estructura con la posibilidad de ocurrencia de muertes de sus habitantes.

La elaboración de un espectro de diseño (coeficiente sísmico C) trata de determinar el coeficiente con el cual se deben diseñar las estructuras, buscando lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta, y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor.

Para asegurar un comportamiento inelástico en los elementos estructurales se diseña considerando una serie de requisitos que buscan proporcionar ductilidad.

El diseño así enfocado ya no resulta ser un cálculo matemático exacto sino un arte, en el cual los números sirven en forma relativa, interesando más los conceptos de comportamiento y los tipos de falla que los cálculos "exactos".

Dada la condición del Perú de país sísmico, no será factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo. Las fuerzas de sismo no deben ser consideradas como una sollicitación cuya verificación debe hacerse adicionalmente, sino con la misma importancia que se concede a las cargas de gravedad.

En regiones sísmicas es de gran importancia que la forma estructural esté orientada hacia un buen comportamiento sísmico; en este objetivo tanto arquitectos como ingenieros deben actuar en forma coordinada ya que, un ingeniero estructural no podrá hacer que una forma estructural pobre se comporte satisfactoriamente durante un sismo.

El problema del diseño sismo-resistente es único en muchos aspectos, un gran sismo produce fuerzas de inercia que son muy superiores a la carga mas severa que ha de soportar la estructura durante su vida útil, sin embargo sólo existe una pequeña probabilidad de que esta carga ocurra, y mas aún en el caso que ocurra, la duración de esta carga es pequeña. Esta combinación de condiciones hace que el diseño esté orientado a evitar el colapso frágil de una estructura, aún para el caso del sismo mas fuerte, pero aceptando la posibilidad de daños estructurales sobre la base de que es mas económico reparar o reemplazar las estructuras dañadas por un gran sismo que construir todas las estructuras suficientemente fuertes para evitar daños. Este concepto de diseño presenta un reto al ingeniero estructural: como diseñar una estructura económica, que sea susceptible de dañarse en un gran terremoto, pero cuyo colapso esté controlado de manera de evitar pérdidas de vidas humanas.

El cuidado tanto en el diseño y detallado como en la construcción, son fundamentales para obtener una estructura sismo-resistente.

FALLAS MAS COMUNES DEBIDAS A SISMOS

La observación de las fallas producidas en los sismos en las estructuras dañadas permite llegar a la conclusión general que, en su mayoría, provienen de sectores en que se produce cambios bruscos de las propiedades resistentes y principalmente de las rigideces (columnas cortas, vigas muy peraltadas), o de problemas de estructuración, diseño o construcción.

Las fallas mas frecuentes han sido:

- 1) Daños en tabiquería de ladrillo, vidrios, comisas y parapetos, debidos a tenerse estructuras muy flexibles, con poca rigidez lateral, y sin un detallado especial para ellos.
- 2) Edificios que han colapsado debido a tener elementos con poca capacidad resistente en una dirección, como vigas chatas y columnas con poco peralte en la denominada dirección secundaria (Ver figura I-1)
- 3) Columnas colapsadas al tenerse edificios aporticados con vigas mucho más fuertes (resistentes) que las columnas; teniendo vigas muy peraltadas se consigue obtener mayor rigidez lateral, pero si las columnas son mas débiles que las vigas, se forman rótulas plásticas en sus extremos antes que en los extremos de las vigas, formándose mecanismos con gran deformación lateral que ocasionan fallas prácticamente irreparables.
- 4) Edificios con asimetría en planta, producida por elementos estructurales dispuestos asimétricamente o, por elementos de tabiquería también asimétricos que cambian el comportamiento de la estructura, aparentemente simétrica cuando no se considera la influencia de los tabiques.
- 5) Columnas falladas por efecto de tabiques de ladrillo con ventanas altas y que forman las denominadas columnas cortas.



Planta de edificio estructurado con criterio clásico, obsoleto para un país sísmico.

Figura I-1

- 1) Columnas peraltadas en la dirección de los pórticos principales.
- 2) Vigas peraltadas en la dirección de los pórticos principales, y vigas chatas en la dirección secundaria.

- 6) Edificios con aberturas muy importantes en las losas de los pisos y que ocasiona un comportamiento no unitario de la estructura; caso de edificios con puentes que unen dos zonas de su planta o con losas que no permiten aportar rigidez como para considerar la existencia de un diafragma rígido.
- 7) Edificios con formas rectangulares muy alargadas, donde la hipótesis de diafragma rígido para las losas pierde validez y donde los efectos de torsión accidental son importantes.
- 8) Edificios con formas en L donde la asimetría en planta ocasiona esfuerzos importantes debidos al giro o torsión.
- 9) Edificios con reducciones en planta importantes y asimétricas, con elementos estructurales que no continúan en pisos superiores ocasionando discontinuidades y cambios bruscos de rigidez.
- 10) Edificios con muros o placas que se eliminan en el primer piso, concentrando demandas de ductilidad excesivas para las columnas del primer piso, dado el comportamiento de sólido rígido de las placas superiores.

- 11) Vigas muy cortas ubicadas entre dos muros o placas, formando un sistema estructural denominado de muros acoplados, donde se generan fallas por cortante en las vigas, que por su pequeña longitud suelen ser muy rígidas.

PROBLEMA: $K_{col} < 1.4 K_{viga}$

- 12) Edificios con tanques de agua superiores apoyados teniendo columnas muy débiles en relación a la viga que las une y que forma el tanque propiamente dicho. En muchos casos, adicional a este problema, se tiene el ocasionado por la existencia de columnas que nacen en vigas de la azotea, las cuales no fueron diseñadas considerando los efectos del sismo vertical.

CRITERIOS DE ESTRUCTURACION Y DISEÑO

Mientras mas compleja es la estructura, mas difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo mas simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo mas posible a la estructura real. Debe además tratarse de evitarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas considerada, pues se generan fuerzas en elementos que no fueron diseñadas para esas condiciones.

Los principales criterios que es necesario tomar en cuenta para lograr una estructura sismo-resistente, son:

1) SIMPLICIDAD Y SIMETRIA

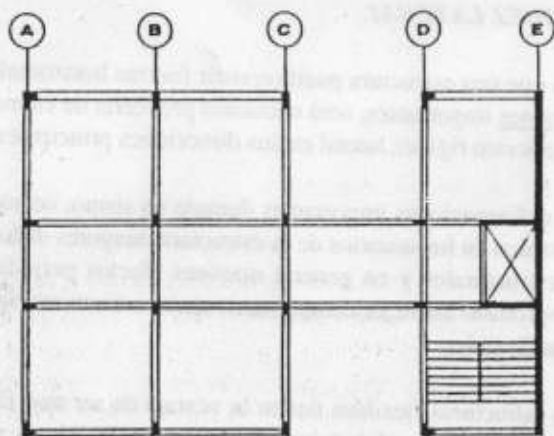
La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Hay dos razones principales para que esto sea así. Primero, nuestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas.

El hacer un modelo para realizar el análisis estructural de un pórtico

perfectamente definido o de una placa continúa puede resultar sencillo y los resultados pueden reflejar aproximadamente bien el comportamiento real; sin embargo, cuando las estructuras son complejas existen dificultades en el modelo a realizar, haciéndose simplificaciones que no permiten asegurar la similitud del modelo y el comportamiento real.

La simetría de la estructura en dos direcciones es deseable por las mismas razones; la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

Las fuerzas de sismo se podrán idealizar actuando en el centro de masas de cada piso, mientras las fuerzas que absorben los elementos estarán ubicadas en el centro de rigidez; si no existe coincidencia entre el centro de masas y el centro de rigidez el movimiento sísmico no solo ocasionará un movimiento de traslación, sino adicionalmente un giro en la planta estructural (torsión), la cual hace incrementar los esfuerzos debidos al sismo, pudiéndose sobrepasar los esfuerzos resistentes (Ver figura I-2). Los cálculos que se realizan en este aspecto son aproximaciones y mientras más excentricidad exista se tendrán mayores problemas.



Planta de edificio con mucha rigidez en extremo y con reducción de losa en planta.

Figura I-2

2) RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones. El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el adecuado transporte de las cargas.

La característica fundamental de la sollicitación sísmica es su eventualidad. Ello se traduce en que un determinado nivel de esfuerzos se produce en la estructura durante un corto tiempo.

Por esta razón, las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de la sollicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole una adecuada ductilidad. Esto requiere preparar a la estructura para ingresar en una etapa plástica, sin que se llegue a la falla.

Otro antecedente importante que debe ser tomado en cuenta en la concepción de estructuras aporticadas, es la ubicación de las rótulas plásticas. El diseño debe tender a que estas se produzcan en los elementos que contribuyan menos a la estabilidad de la estructura.

Por esta razón, es conveniente que ellas se produzcan en las vigas, independiente al hecho que por estar mas cerca de su resistencia última, contribuyen a disipar mas tempranamente la energía sísmica. Este control en la ubicación de las rótulas plásticas tiene la ventaja adicional de permitir que la ductilidad se otorgue en los puntos en que ella es necesaria, lo cual permite un diseño mas económico.

Un antecedente que es conveniente tener presente en la estructuración es que la ductilidad depende de la carga aplicada al elemento. Este efecto actúa en forma diferente, según el tipo de material constituyente. Si este es

concreto armado, un aumento de la carga se traduce en un aumento de la resistencia con disminución de la ductilidad.

Los criterios de ductilidad deben también extenderse al dimensionamiento por corte, ya que en el concreto armado la falla por corte es de naturaleza frágil. Para lograr este objetivo, debe verificarse en el caso de una viga, que la suma de los momentos flectores extremos divididos por la luz sea menor que la capacidad resistente al corte de la viga; y en general, para cualquier elemento, que la resistencia proporcionada por corte sea mayor que la resistencia proporcionada por flexión.

Al suministrar ductilidad a una estructura debe tenerse presente que esta no depende únicamente de la ductilidad de sus elementos individuales, sino también de la correspondiente a las conexiones entre ellos, por lo cual estas deben diseñarse para permitir el desarrollo de dicha ductilidad.

Al diseñar una estructura de concreto armado, debe garantizarse que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto.

3) HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO

Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática.

Ello logra una mayor capacidad resistente, al permitir que, por producción de rótulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad.

En el diseño de estructuras donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, es necesario tener en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los elementos o conexiones en la estabilidad de la estructura.

Un caso especial lo forman las estructuras tipo torre o péndulo invertido, en las cuales no es factible asignar a la estructura los valores usuales de ductilidad ya que se trata de estructuras isostáticas en las que se concentran

Los máximos esfuerzos provenientes de las sollicitaciones sísmicas en la zona inferior del elemento vertical de soporte.

4) UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentraciones de esfuerzos.

Si se usan placas (muros de concreto armado) y se requiere eliminarlas en algún nivel, no deberá hacerse un cambio brusco, sino reducciones paulatinas de manera de obtener una transición.

Si las placas se interrumpen en los niveles inferiores (caso típico de edificios con estacionamiento), el problema es aún mayor, pues adicional al hecho de la concentración de esfuerzos, se concentran las demandas de ductilidad en las columnas inferiores (dado el comportamiento similar a cuerpo rígido de la placa superior), lo cual es muy difícil de conseguir dadas las características propias de las columnas.

5) RIGIDEZ LATERAL

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.

Las deformaciones importantes durante un sismo, ocasionan mayor efecto de pánico en los usuarios de la estructura, mayores daños en los elementos no estructurales y en general mayores efectos perjudiciales, habiéndose comprobado un mejor comportamiento en estructuras rígidas que en estructuras flexibles.

Las estructuras flexibles tienen la ventaja de ser más fáciles de analizar y de alcanzar la ductilidad deseada, al menos analíticamente.

Sus desventajas son: que el pórtico flexible tiene dificultades en el proceso

constructivo ya que puede existir gran congestión de armadura en los nudos, que los elementos no estructurales pueden invalidar el análisis ya que al ser difíciles de separar completamente de la estructura, es posible que introduzcan una distribución diferente de esfuerzos y que las deformaciones laterales sean significativas siendo a menudo excesivas.

Las estructuras rígidas tienen la ventaja de no tener mayores problemas constructivos y no tener que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales, pero poseen la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas y su análisis es más complicado.

- * Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporricados a fin de tener una combinación de elementos rígidos y flexibles. Con ello se consigue que el muro limite la flexibilidad del pórtico, disminuyendo las deformaciones, en tanto que este último le confiere hiperestaticidad al muro y, por lo tanto, le otorga una mejor posibilidad de disipación de energía sísmica.

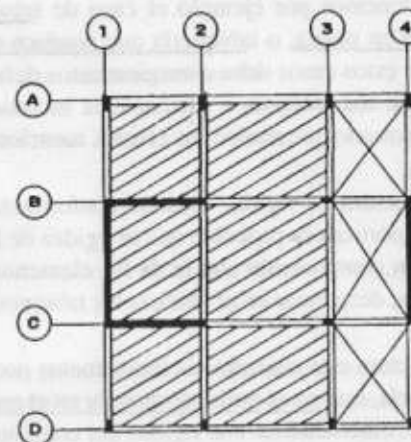
6) EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITAN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD (diafragma rígido)

En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y muros (placas) de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas una misma deformación lateral para un determinado nivel.

Esta condición debe ser verificada teniendo cuidado de no tener losas con grandes aberturas que debiliten la rigidez de estas (ver figura I-3). Debe tenerse especial cuidado en las reducciones de planta con zonas tipo puente.

Las estructuras alargadas en planta tienen mayor posibilidad de sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos, situación que puede producir resultados indeseables. Una solución a este problema es independizar el edificio en dos o más secciones, mediante juntas de

separación sísmica, que deben ser debidamente detalladas y construidas para evitar el choque de dos edificaciones vecinas; la misma solución es aplicable para separar secciones de edificaciones con formas de T, L o H en planta.



Planta de edificio con aparente simetría, pero que al tener la aberturas en la zona derecha no podrá transferir la fuerza sísmica hacia el eje 4.

Figura I-3

7) ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios.

Estos desempeñan un papel positivo en el sentido de que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, debido principalmente a que al producirse agrietamientos internos aumentan los rozamientos. En los sismos violentos, al agrietarse en forma importante contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando a los elementos resistentes.

Sin embargo, presentan también algunos efectos negativos, causados principalmente por el hecho de que, al tomar esfuerzos no previstos en el cálculo, distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos.

Por esta razón, deben ser convenientemente considerados en el diseño de estructuras flexibles.

En algunos casos la tabiquería puede presentar efectos nocivos en la estructura; así tenemos por ejemplo el caso de tabiquería colocada en forma asimétrica en planta, o tabiquería que produce columnas cortas (ventanas altas). En estos casos debe corregirse estos defectos mediante la independización de los tabiques o mediante la inclusión de otros elementos de concreto armado que anulen los efectos mencionados.

Si la estructura es rígida, estando conformada por muros de concreto (placas) y pórticos es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado; en estos casos, despreciar en el análisis los tabiques no será tan importante.

* Si la estructura está conformada básicamente por pórticos, con abundancia de tabiquería, esta no se podrá despreciar en el análisis, pues su rigidez será apreciable, obteniéndose una rigidez del conjunto tabiquería-pórticos muy diferente a la de los pórticos solamente. En estos casos se deberá realizar el análisis usando modelos estructurales que incluyan la tabiquería, diseñándose esta y los elementos de concreto armado.

Muchas de las estructuras de concreto armado usuales se componen adicionalmente de elementos de albañilería, sea por la inclusión de muros denominados "portantes" por el hecho de cargar las losas de los techos, o por la inclusión de muros denominados "tabiques" por el hecho de ser elementos divisorios de ambientes o cerramientos que no tienen como misión soportar cargas de gravedad.

En el primer caso a las estructuras se les denomina "de albañilería" y debe tenerse presente la inclusión de muros resistentes de cargas de gravedad y de cargas horizontales de sismo en las dos direcciones principales de la estructura. Si se compara la rigidez lateral de un muro de albañilería y de un pórtico de concreto armado formado por columnas y vigas, de dimensiones normales para una estructura "de albañilería", se encuentra que el muro tiene mayor rigidez siendo por tanto éste el elemento principal de la estructura.

El diseño deberá contemplar por tanto la participación real de ambos

elementos, albañilería y pórticos de concreto armado.

Si en una dirección se tienen abundantes muros y en la otra muy pocos, se tendrá una resistencia adecuada en la primera e inadecuada en la segunda. En la dirección con pocos muros y probablemente con pórticos de poca rigidez (columnas y vigas de dimensiones moderadas), los muros a pesar de ser escasos, tienen una rigidez lateral apreciable y probablemente mayor que la de los pórticos, presentándose entonces esfuerzos elevados en los muros, sobrepasándose los esfuerzos admisibles; en estos casos los muros fallarán y recién después de haber fallado, al haber perdido su rigidez se redistribuirán los esfuerzos hacia los pórticos de concreto armado.

8) SUB-ESTRUCTURA O CIMENTACION

La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe obtener una acción integral de la misma durante un sismo; además de las cargas verticales que actúan, los siguientes factores deberán considerarse respecto al diseño de la cimentación:

- Transmisión del corte basal de la estructura al suelo.
- Provisión para los momentos volcantes.
- Posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- Licuefacción del subsuelo.

Cuando una estructura está cimentada sobre dos tipos diferentes de suelos los cuidados deben ser mayores para obtener una acción integral.

Otro aspecto que debe considerarse en el análisis estructural es la posibilidad de giro de la cimentación; normalmente los ingenieros están acostumbrados a considerar un empotramiento en la base de las columnas y muros, lo cual no es cierto en la mayoría de los casos.

Mientras menos duros sean los terrenos de cimentación es mayor la impor-

¿COMO SE CONSIDERA EL "GIRO DE CIM." EN EL DISEÑO?

tancia de considerar la posibilidad de giro de la cimentación, el cual afecta desde la determinación del período de vibración, el coeficiente sísmico, la distribución de fuerzas entre placas y pórticos y la distribución de esfuerzos en altura (distintos pisos) hasta los diseños de los diferentes elementos estructurales.

9) EL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Las consideraciones más importantes para el diseño sismo-resistente son:

- a) En el diseño por flexión buscar la falla por tracción evitando la falla por compresión, limitando la cuantía de acero a valores que proporcionen ductilidad adecuada.
- b) En un elemento sometido a flexión y cortante, dar más capacidad por cortante buscando evitar la falla por cortante. Esta es frágil mientras la falla por flexión es dúctil.
- c) En un elemento comprimido o en zonas donde existen compresiones importantes (máximos momentos) confinar al concreto con refuerzo de acero transversal; el elemento en la etapa última al tender a deformarse transversalmente puede estallar, lo cual hace trabajar en tracción al refuerzo transversal (espiral o estribos), ejerciendo éste por reacción, una presión de confinamiento, la cual evita el desprendimiento del núcleo aumentando la capacidad de deformación en la etapa plástica (ductilidad) si el refuerzo y su confinamiento son adecuados.
- d) Diseñar los elementos continuos con cuantías de fierro en tracción y en compresión que permitan la redistribución de momentos y una adecuada ductilidad.
- e) Diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos en relación a las vigas, de tal manera que las rótulas plásticas se formen en los extremos de vigas y no en las columnas.
- f) En un elemento sometido a flexocompresión y cortante (columnas y muros) dar más capacidad por cortante que por flexión.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

INTRODUCCION

Los elementos estructurales principales de toda edificación son las Losas, Vigas, Columnas, Muros o Placas, Escaleras y la Cimentación.

Adicional a estos se tienen otros menos importantes como son los parapetos, tabiques y los muros de contención (sótanos, de cisternas o de tanques).

LOSAS (COMPORTAMIENTO Y TIPOS)

Las losas son los elementos que hacen factible la existencia de los pisos y techos de una edificación.

Tienen dos funciones principales desde el punto de vista estructural: la primera, ligada a las cargas de gravedad, que es la trasmisión hacia las vigas de las cargas propias de la losa, el piso terminado, la sobrecarga y eventualmente tabiques u otros elementos apoyados en ellos; y la segunda, ligada a las cargas de sismo, que es la obtención de la unidad de la estructura, de manera que esta tenga un comportamiento uniforme en cada piso, logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel.

La primera función es evidente, mientras la segunda requiere de mayor explicación; si imaginamos una estructura conformada por 9 columnas y una cobertura de viguetas de madera apoyadas en vigas también de madera, y consideramos un movimiento sísmico, se tendrá el siguiente comportamiento (Ver figura II-1):

La columna central recibe una mayor carga en relación a la columna esquinera y exterior, por lo que al tener mayor masa y no estar conectada en forma rígida con las otras, generará una mayor fuerza de inercia. (Fuerza = masa x aceleración)

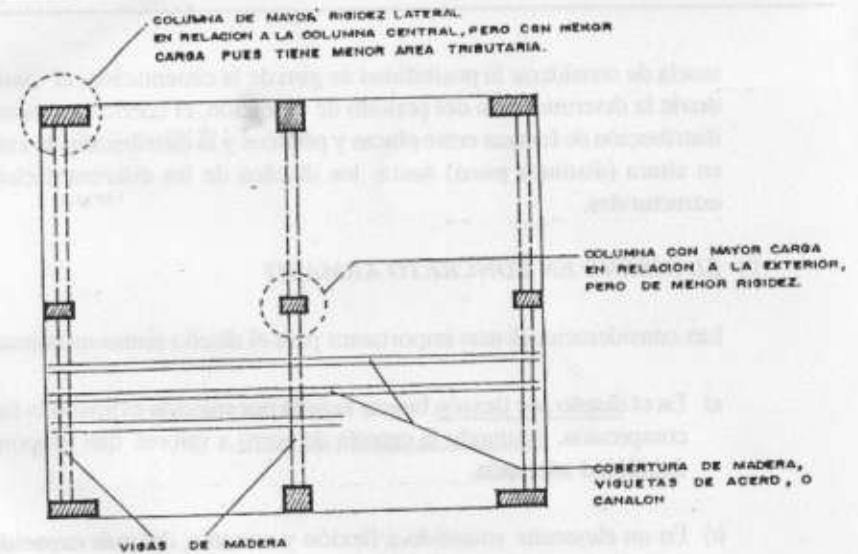
Adicionalmente se puede afirmar que las aceleraciones de cada columna no serán iguales, pues cada una podrá tener un movimiento distinto debido a que tienen rigidez diferente (distinta sección transversal) y no están conectadas en forma rígida entre sí.

Si en cambio imaginamos la misma estructura, pero ahora con una losa maciza o aligerada y con vigas en las dos direcciones, peraltadas o chatas, y consideramos el efecto de un sismo, el comportamiento será totalmente diferente. En primer lugar la columna central, que antes absorbía la mayor fuerza de sismo, ahora tomará menos, dado que al estar todas ellas unidas por una losa, prácticamente indeformable en su plano, cada columna absorberá una parte de la fuerza total generada en cada nivel, en base a la masa total del piso y no a lo que cada una carga verticalmente, y proporcional a la rigidez lateral de cada una de ellas.

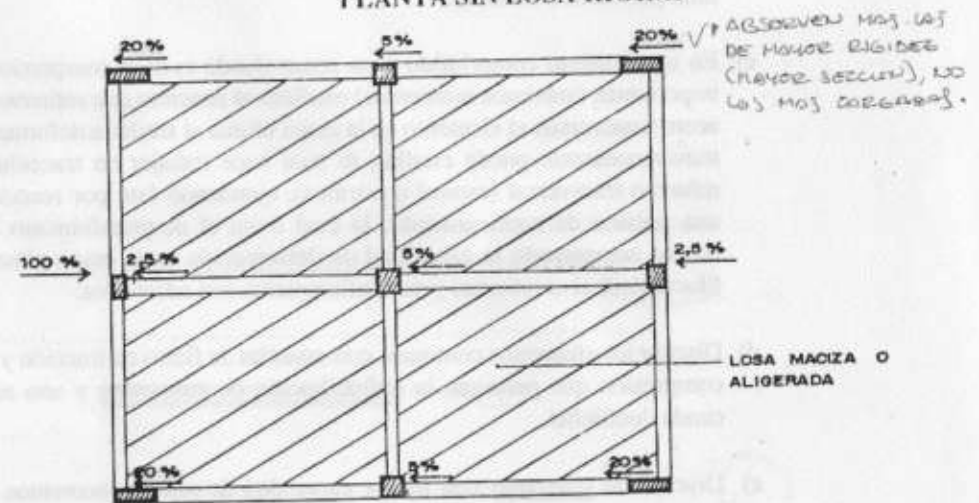
Así, al moverse todas uniformemente, las mas peraltadas (de mayor sección e inercia) controlarán más la deformación lateral del entrepiso absorbiendo mayor fuerza horizontal; en este caso la mayor fuerza se generará en la columna mas rígida (mayor sección) y no en la más cargada.

↳ COLUM. CENTR. → MAYOR SECCION CON RELACION A SU ALTURA.

Esta función de la losa resulta fundamental para el análisis de las estructuras, pues hace que se parta del principio fundamental de la deformación uniforme en cada piso, logrando así la denominada unidad de la estructura. Dadas las dimensiones de las losas de una edificación se pueden considerar prácticamente indeformables en su plano, por lo que en los análisis se habla de que la losa es un diafragma rígido.



PLANTA SIN LOSA RIGIDA.



PLANTA CON LOSA RIGIDA.

Distribución esquemática de fuerzas de sismo en las columnas de una edificación que tenga losa rígida en su plano (Proporcional a la rigidez lateral de cada columna y no a su carga axial)

Figura II-1

Los problemas se pueden generar cuando las losas tienen grandes aberturas o reducciones significativas en sus dimensiones, puesto que en esos casos ya no es factible asegurar que la losa siga siendo un elemento practicamente indeformable en su plano, y probablemente los esfuerzos que tenga que transmitir excedan su capacidad resistente.

Si se observa por ejemplo la estructura de la figura I-2 del capítulo anterior, se puede apreciar que frente a un movimiento sísmico en la dirección Y-Y, el concepto de diafragma rígido de la losa en su plano no es aplicable, debido a la existencia del paño C-D, donde la reducción de las dimensiones es notoria. En este caso además se ha colocado un gran muro (placa) en el eje E, lo cual hará considerar dentro de un análisis convencional, que éste absorba gran parte de la fuerza sísmica total del piso. Sin embargo, este comportamiento sería cierto si las fuerzas de inercia generadas en cada piso pudieran transmitirse hacia este elemento, lo cual es improbable dado que la losa del paño C-D puede fallar antes, al ser débil en su plano, dada su pequeña dimensión.

OJO al dis. *
Y colocar placas
debe verse que
la losa sea lo
suf. rígida para
transm. la fza
a la placa.

TIPOS DE LOSAS:

Las losas se pueden subdividir en (Ver figura II-2):

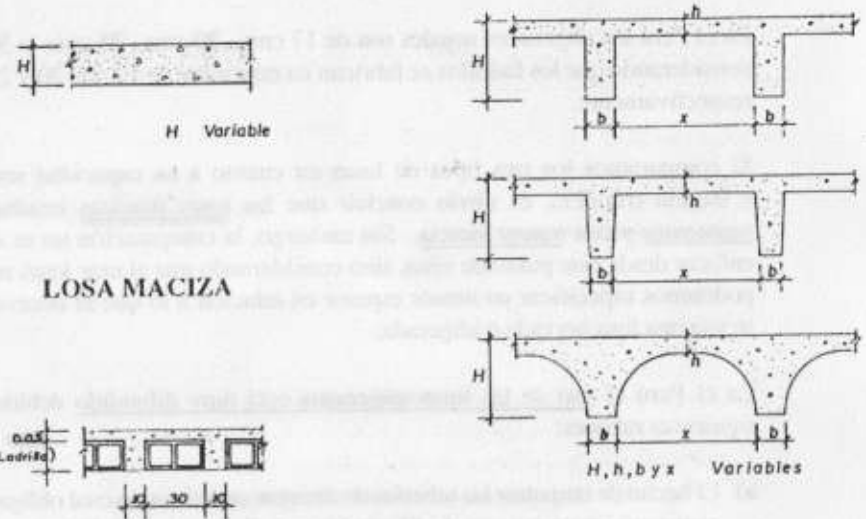
- Losas Macizas
- Losas Nervadas
- Losas Aligeradas

Como su nombre lo indica, las losas macizas tienen un determinado espesor, íntegramente en concreto armado.

Las losas nervadas tienen en cambio nervios o viguetas cada cierta distancia, unidas por una losa maciza superior mas delgada, requiriendo de un encofrado que siga la superficie lateral de las nervaduras y el fondo de la losa superior.

Las losas aligeradas son en esencia losas nervadas, pero tienen como diferencia, que el espacio existente entre las nervaduras o viguetas esté relleno por un ladrillo aligerado (con espacios vacíos tubulares). El encofrado de estas losas está conformado por tablas de madera o viguetas de acero independientes y ubicadas exactamente por debajo de las viguetas

a vaciar, sobresaliendo en su ancho 2.5 cm. como mínimo a cada lado, de tal manera de permitir el apoyo de los ladrillos ubicados entre las viguetas.



LOSA ALIGERADA

LOSAS NERVADAS

Figura II-2

En el Perú las losas aligeradas se hacen con viguetas de 10 cm. de ancho, separadas una distancia libre de 30 cm., debido a que los ladrillos se fabrican con este ancho; en otros países es usual considerar ladrillos de 40 cm. de ancho, lo que permite un mayor espaciamiento entre viguetas.

El espesor de las losas macizas o nervadas es totalmente variable, dependiendo de los requerimientos del diseño. Por el contrario, el espesor de los aligerados está prácticamente regido por el espesor de los ladrillos, ya que es común considerar una losa superior mínima de 5 cms. Así cuando se use un ladrillo de 20 cm. se tendrá un espesor total de la losa aligerada de 25 cms. (20 cm. de ladrillo y 5 cm. de losa superior).

En el Perú los aligerados usuales son de 17 cms., 20 cms., 25 cms. y 30 cms., considerando que los ladrillos se fabrican en espesores de 12, 15, 20 y 25 cms., respectivamente.

Si comparamos los tres tipos de losas en cuanto a su capacidad resistente e inercia (rigidez), es obvio concluir que las losas macizas resultan más resistentes y con mayor inercia. Sin embargo, la comparación no se debería enfocar desde este punto de vista, sino considerando que al usar losas macizas podríamos especificar un menor espesor en relación a lo que se necesitaría si se usa una losa nervada o aligerada.

En el Perú el uso de las losas aligeradas está muy difundido debido a las siguientes razones:

- El hecho de empotrar las tuberías de desagüe en la losa, lo cual obliga a usar como mínimo espesores de 17 y/o 20 cms. En nuestro medio no es común utilizar falsos techos que podrían ocultar las tuberías colgadas, salvo en edificaciones especiales.

Si por razones de colocación de tuberías de desagüe no se pueden usar espesores de losa menores a los indicados, es evidente que un aligerado de 17 ó 20 cm., resultaría más económico que una losa maciza del mismo espesor (menos concreto y menos peso, independiente del menor costo del encofrado).

- El hecho que la mano de obra sea relativamente económica y que por tanto el costo de la colocación de los ladrillos de techo no influya considerablemente en el costo total de la edificación.
- El menor costo de un encofrado para losas aligeradas (tablas independientes de 15 cms. de ancho) en relación al de un encofrado para losas macizas (tableros o paneles completos).

Sin embargo en determinadas estructuras donde se tienen luces pequeñas (menores a 4.00 mts. aproximadamente) y donde el problema de las tuberías de desagüe se soluciona mediante un desnivel o grada en relleno, puede ser rentable el uso de losas macizas de 12 ó 13 cms. de espesor, frente a aligerados de 17 cms. ó 20 cms. si se considera además que con la solución de losa maciza se puede eliminar el tarrajeo o enlucido del fondo del techo, debido al uso de un encofrado liso y total (paneles, tableros de "triplay" o encofrado metálico).

LOSAS ARMADAS EN UNA O DOS DIRECCIONES:

Cualquiera de los tipos de losas anteriormente indicadas puede armarse o reforzarse en una o dos direcciones.

Para entender el porqué de tenerse en algunas estructuras losas armadas en una dirección y en otras en dos direcciones, estudiemos primero el comportamiento de una losa frente a cargas de gravedad.

Considerando la losa indicada en la Figura II-3, la cual tiene 4 apoyos en sus bordes, formados por vigas peraltadas o muros, se puede indicar que ella tendrá tracciones en la zona central en las dos direcciones ya que la deformada de la losa será en sus dos direcciones.

Como el acero de refuerzo se usa principalmente para tomar las tracciones que el concreto no puede resistir, deberá colocarse en las dos direcciones, teniéndose así la denominada losa armada en dos direcciones.

Conforme vayamos variando la relación de lados de la losa, se puede apreciar que una dirección (la corta) se hace más importante que la otra, puesto que existirá una zona hacia el centro de la dirección larga, donde no habrá curvatura que origine esfuerzos.

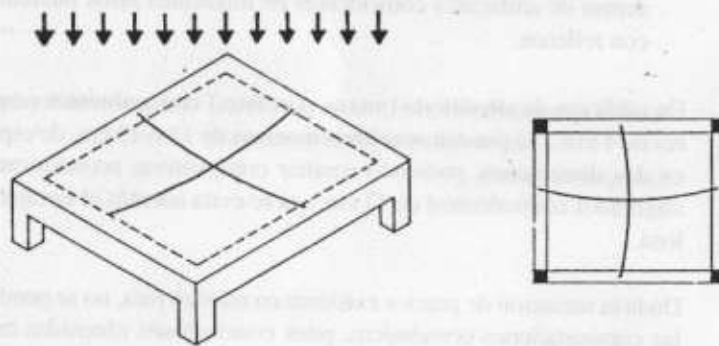


Figura II-3

Así para la losa de la figura II-4, se podría armar solamente en la dirección corta debiendo colocarse los refuerzos en la dirección larga solo en los extremos

De lo observado en los casos anteriores se puede concluir que una losa con 4 bordes de apoyo, siempre debería tener armadura en sus dos direcciones, a menos que uno de sus lados sea muy superior al otro; en el diseño de losas se considera que cuando un lado es igual o mayor al doble del otro, basta con armarla en la dirección corta, colocándose para la dirección larga solamente un refuerzo mínimo por efectos de temperatura y/o contracción de fragua.

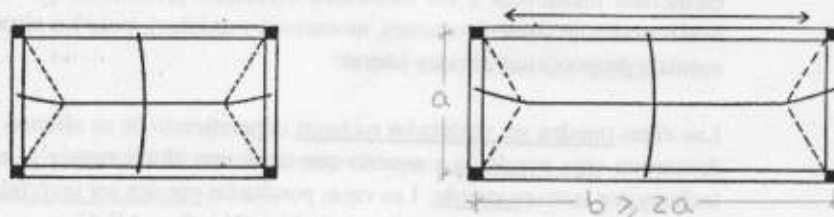


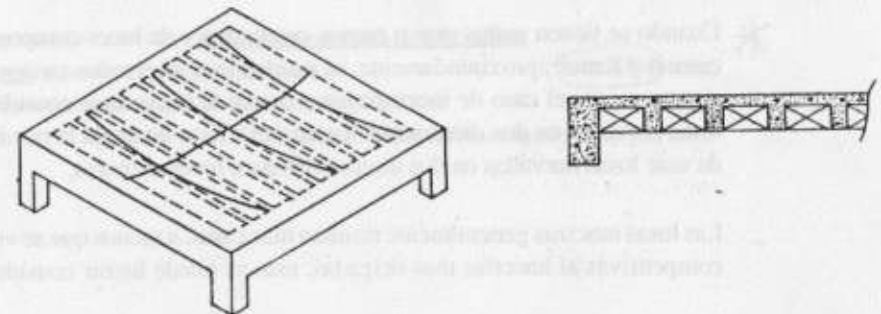
Figura II-4

La única forma de poder cambiar el comportamiento de una losa apoyada en sus cuatro bordes, de tal manera que no sea necesario armarla en dos direcciones, es cambiar su rigidez en una de sus direcciones, (disminuyéndola o anulándola) de tal manera que la otra sea la única que trabaje; esto se logra mediante las losas nervadas o aligeradas que tienen nervios o viguetas en una sola dirección.

Así, observando la figura II-5, se aprecia que en una dirección se tiene la rigidez de las viguetas (Secciones T) mientras en la otra sólo existe el aporte de la losita superior de 5 cms. debido a que los espacios entre viguetas son huecos o son rellenos por ladrillos. Al tener esta disposición de nervios o viguetas, la deformación será prácticamente en una dirección, y sólo se perturbará ligeramente en los extremos laterales, donde la losita de 5 cms. tiende a impedir que las primeras viguetas (mas próximas a la "viga secundaria") se deformen igual que las centrales.

Si las "vigas secundarias" fueran chatas y de poco ancho, o simplemente si estas no existiesen, todas las viguetas se deformarían exactamente igual (centrales o laterales) teniéndose un comportamiento 100% en una sola dirección, mientras que en los casos donde existen vigas secundarias peraltadas, si bien existirá un comportamiento principal en una sola dirección, siempre se generarán esfuerzos en la dirección transversal en la vecindad con la viga secundaria (extremos del paño).

En resumen, se puede indicar que en las edificaciones con vigas rígidas en dos direcciones siempre debería tenerse losas macizas, aligeradas o nervadas, armadas en dos direcciones. Sin embargo, en nuestro País, por las razones expuestas anteriormente, es usual tener aligerados armados en una dirección, lo cual no es incorrecto a pesar de tenerse apoyos en los cuatro bordes.



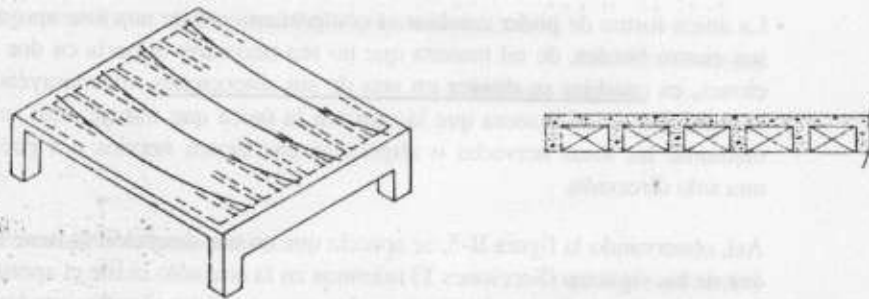


Figura II-5

USO DE LOSAS ALIGERADAS, MACIZAS O NERVADAS, ARMADAS EN UNA O DOS DIRECCIONES:

Para edificios de concreto armado, es decir formados por pórticos (columnas y vigas) y por mixtos de pórticos y muros (placas), es usual tener paños rectangulares o cuadrados. En estos casos, generalmente se decide armar en la dirección mas corta disponiendo aligerados con viguetas en esa dirección.

- * Los aligerados armados en una dirección resultan económicos hasta luces de aproximadamente 7 mts.; para luces mayores será más económico el uso de losas nervadas, debido al hecho de poder usarse peraltes mayores, sin recurrir a ladrillos especiales o al hecho de tener que colocar un ladrillo sobre otro, puediéndose además modular el espaciamiento de las viguetas de acuerdo a requerimientos de cálculo y de arquitectura.
- * Cuando se tienen paños mas o menos cuadrados y de luces comprendidas entre 6 y 8 mts. aproximadamente, se pueden usar aligerados en dos direcciones, y para el caso de luces mayores se puede estructurar considerando losas nervadas en dos direcciones (casetones). Esto no niega la posibilidad de usar losas nervadas en dos direcciones para luces menores.

Las losas macizas generalmente resultan mas caras, a menos que se vuelvan competitivas al hacerlas mas delgadas; esto se puede lograr considerando

tuberías de desagüe colgadas o haciendo que las tuberías se ubiquen sólo dentro de ambientes coincidentes en diferentes pisos mediante desniveles con rellenos.

En edificios de albañilería (muros portantes) con ambientes pequeños (menores de 4 mts.) se pueden usar losas macizas de 12 ó 13 cm. de espesor, armadas en dos direcciones, pudiendo resultar competitivas económicamente con los aligerados equivalentes(de 17 cm.), si se evita además el tarrajeo inferior de la losa.

Dada la variación de precios existente en nuestro país, no se pueden generalizar las comparaciones económicas, pues conclusiones obtenidas en determinado momento no son válidas en otras épocas, dada la inflación existente y la diferencia de crecimiento de precios entre diferentes productos.

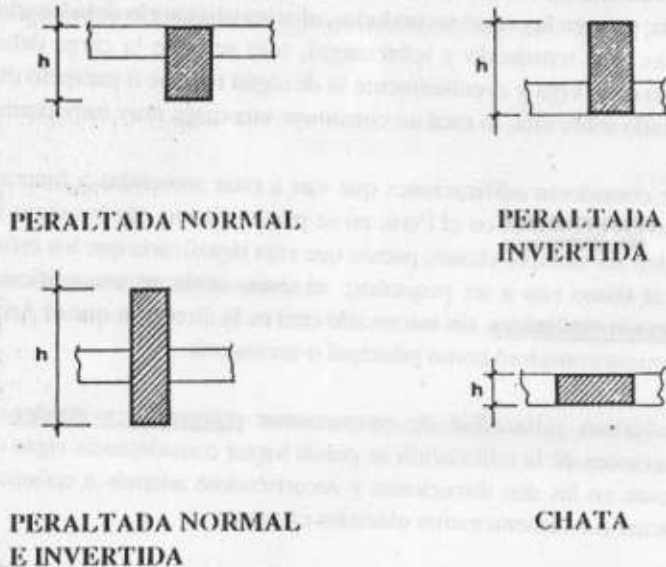
VIGAS (COMPORTAMIENTO Y TIPOS)

Son los elementos que reciben la carga de las losas, y las transmiten hacia otras o directamente hacia las columnas o muros.

Generalmente las vigas forman los denominados ejes de la estructura, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones. El conjunto formado por las vigas y las columnas recibe el nombre de pórticos.

Además de la función ya indicada (relativa a dar apoyo a las losas y transmitir su carga hacia las columnas o muros), las vigas tienen una función sísmica importantísima. Esta es la de constituir junto con las columnas y muros los elementos resistentes a los diferentes esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismo (cortantes, momentos y axiales), y ser los elementos que ayuda a proporcionar rigidez lateral.

Las vigas pueden ser peraltadas o chatas dependiendo de su altura o peralte; se denomina viga peraltada a aquella que tiene una altura mayor al espesor del techo, y por tanto es visible. Las vigas peraltadas pueden ser invertidas, cuando sobresalen hacia la parte superior de la losa (Ver figura II-6).



Tipos de Vigas (h = peralte de viga).
Figura II-6

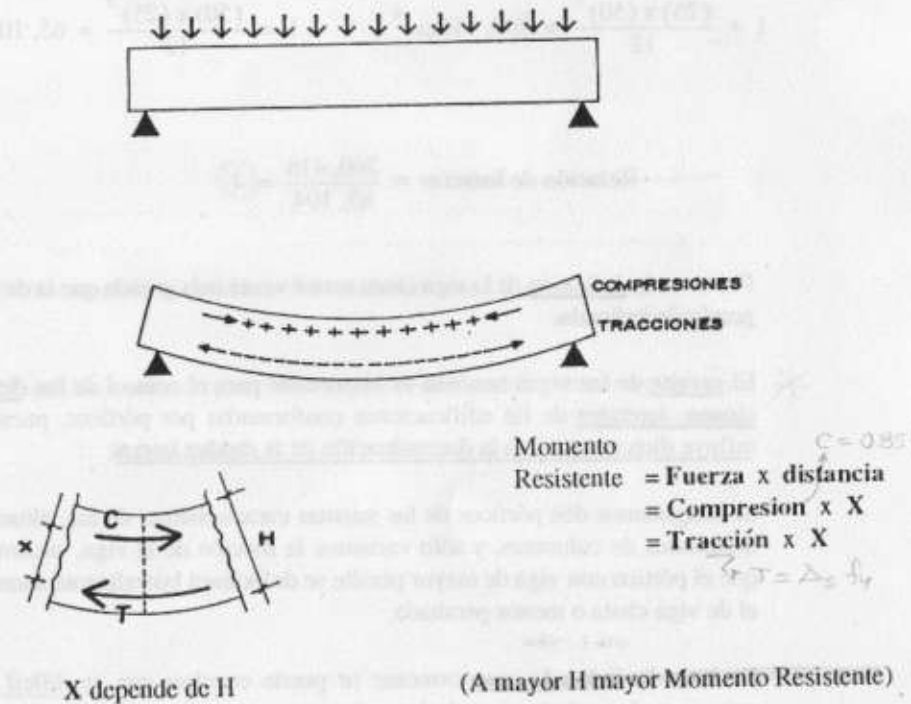
El comportamiento de una viga peraltada y el de una invertida (de la misma altura) es idéntico en cuanto a rigidez y resistencia, y sólo es diferente en cuanto a los esfuerzos internos de su alma, por tener una la carga apoyada sobre ella, y la otra la carga colgada de ella.

Las diferencias entre una viga peraltada y una viga chata sí son notorias, puesto que comprenden no sólo su capacidad resistente por flexión y cortante, sino su capacidad de deformación (rigidez o flexibilidad). Es obvio que una viga peraltada se deformará menos y tendrá mayor capacidad resistente que una viga chata, debido a su mayor inercia y su mayor brazo de palanca interno.

El comportamiento en flexión de una viga origina esfuerzos de compresión y tracción. Estas fuerzas internas estarán espaciadas una cierta distancia, que será mayor mientras mayor sea el peralte de la viga.

En la Figura II-7 se observa una viga simplemente apoyada sometida a una carga uniformemente repartida; al deformarse por acción de las cargas, se producen tracciones en la zona inferior y compresiones en la zona superior, siendo máximas en la zona central de la luz (máximo momento flector).

Como el momento actuante no depende del peralte de la viga, sino de las cargas actuantes y de la luz, y el momento resistente debe ser igual o mayor al actuante, mientras menor sea el peralte, mayores serán los esfuerzos de compresión y/o tracción que se producirán en la viga; basta recordar que el momento resistente es igual al producto de la fuerza por la distancia y que, si la distancia es muy pequeña la fuerza deberá ser muy grande para llegar a obtener el momento requerido.



Comportamiento de una viga (flexión).
Figura II-7

El problema de la deformación también depende en forma muy importante del peralte, debido a que la deflexión de una viga es inversamente proporcional a la inercia (momento de inercia) de la sección, y esta depende del cubo del peralte.

Si se tuviera por ejemplo una viga de 25 cms. de ancho por 50 cms. de peralte, y otra de 50 cms. de ancho por 25 cms. de peralte, y si recibieran la misma carga y tuvieran la misma luz, las deflexiones estarían en la siguiente proporción:

VIGA 25 x 50:

VIGA 50 x 25:

$$I = \frac{(25) \times (50)^3}{12} = 260,416 \text{ cm}^4 \quad I = \frac{(50) \times (25)^3}{12} = 65,104 \text{ cm}^4$$

$$\text{Relación de Inercias} = \frac{260,416}{65,104} = 4$$

Por tanto la deflexión de la viga chata será 4 veces más grande que la de la viga peraltada indicada.

* El peralte de las vigas también es importante para el control de las deformaciones laterales de las edificaciones conformadas por pórticos, puesto que influye directamente en la determinación de la rigidez lateral.

Si imaginamos dos pórticos de las mismas características de luz, altura y dimensiones de columnas, y sólo variamos la sección de la viga, encontramos que el pórtico con viga de mayor peralte se deformará lateralmente menos que el de viga chata o menos peraltada.

De todo lo indicado anteriormente se puede concluir que es difícil poder recurrir a vigas chatas cuando los esfuerzos actuantes son considerables. Es bastante difundido el concepto que las vigas peraltadas deben usarse en los denominados pórticos principales y que las vigas chatas pueden usarse en las secundarias.

OJO → METODO DE CARGAS: LAS VIGAS SECUNDARIAS NO SOBRECARGAN LA LOSA.

Si no existieran las fuerzas de sismo la afirmación anterior sería totalmente válida; pues en las vigas secundarias, al no existir cargas debidas a la losa (peso propio, piso terminado y sobrecarga), sólo se tiene la carga debida al peso propio de la viga y eventualmente la de algún tabique o parapeto directamente apoyado sobre ella, lo cual no constituye una carga muy importante.

Si se consideran edificaciones que van a estar sometidas a fuerzas de sismo, como las existentes en el Perú, no se puede afirmar que las vigas secundarias pueden ser siempre chatas, puesto que esto significaría que los esfuerzos debidos al sismo van a ser pequeños; el sismo actúa en una dirección cualquiera, sin interesarle cual es la dirección que el Arquitecto o el Ingeniero consideró como principal o secundaria.

El objetivo primordial de proporcionar resistencia y rigidez en las dos direcciones de la edificación se puede lograr considerando vigas de adecuada sección en las dos direcciones y recurriéndose además a columnas y muros (placas) convenientemente ubicadas en planta.

Si se tiene una edificación con muros (placas) importantes en una dirección, los cuales proporcionan adecuada rigidez lateral y absorben la mayor parte de las fuerzas de sismo, será factible que se tenga vigas chatas en los pórticos restantes de la misma dirección, si estas no reciben cargas verticales importantes, puesto que sus esfuerzos serán reducidos.

En algunos países es común estructurar considerando losas sin vigas, recurriéndose a ensanches de columnas denominados capiteles, o ensanches de losas denominados abacos; en los últimos sismos ocurridos en México y El Salvador, se tienen varios casos de este tipo de edificaciones con fallas que han llegado al colapso total, debido a la falta de rigidez lateral de este tipo de estructuras y por su falta de resistencia debido a su poco peralte.

Las estructuras conformadas por losas sin vigas podrán usarse recurriendo a muros importantes en determinados ejes, de modo tal de lograr rigidez y resistencia sísmica mediante estos elementos ubicados en las dos direcciones del edificio.

COLUMNAS (COMPORTAMIENTO Y TIPOS)

Son los elementos, generalmente verticales, que reciben las cargas de las losas y de las vigas con el fin de transmitirlos hacia la cimentación, y permiten que una edificación tenga varios niveles.

Desde el punto de vista sísmico, las columnas son elementos muy importantes, pues forman con las vigas los denominados pórticos, que constituyen el esqueleto sismo-resistente junto con los muros, si estos existen.

Las columnas se construyen de diferentes secciones, siendo común el uso de columnas circulares, cuadradas y rectangulares; también puede usarse otro tipo de secciones como las poligonales o trapezoidales, las cuales suelen ser más caras debido al encofrado mayor y más dificultoso.

Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión (flexocompresión), debido a que tienen momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales de los diferentes niveles de la edificación. La sección transversal de la columna dependerá de la magnitud de la carga vertical que recibe y de la magnitud de los momentos flectores actuantes.

En la mayoría de las edificaciones usuales, con luces menores a 6 ó 7 mts., y con un adecuado número de muros (placas) en cada dirección, las columnas pueden dimensionarse estimando su carga axial, ya que esta suele ser crítica para definir su sección.

* En los casos de luces muy grandes, se producen momentos importantes debidos a cargas de gravedad, sobre todo en las columnas extremas, siendo importante el peralte que pueden tener estas en la dirección (del pórtico) donde se producen estos momentos. (MAS LUZ → MAYOR PERALTE).

Las columnas ven afectadas su resistencia debido a los denominados efectos de esbeltez; estos ocasionan deformaciones transversales que generan excentricidades adicionales a las del análisis convencional, produciéndose momentos que afectan la capacidad resistente de las columnas. (ESBELTEZ → AUMENTA LOS MOM.)

Mientras mayor sea la altura de la columna o menor su sección transversal, mayores serán las deformaciones transversales, y por tanto mayores los momentos adicionales. Otros factores como son la magnitud de la carga axial, el arrioste de la columna en los encuentros con las vigas, el tipo de curvatura y el desplazamiento lateral del entrepiso en análisis, influyen en la evaluación de los efectos de esbeltez.

Cuando se usan columnas rectangulares los efectos de esbeltez son más críticos en la dirección de menor espesor, no siendo recomendable secciones con espesores menores de 25 cms., salvo el caso de columnas de confinamiento de muros de albañilería, las cuales tienen un comportamiento diferente y donde la carga axial generalmente no es importante.

En la estructuración de una edificación existe el criterio bastante difundido de peraltar las columnas en la dirección de los "pórticos principales". La razón principal de esta recomendación es proporcionar mayor resistencia en la dirección donde los momentos debidos a cargas de gravedad pueden ser importantes. *

Sin embargo, en la mayoría de edificaciones se tienen luces menores a 6 ó 7 mts., y en estos casos los momentos de cargas de gravedad no son muy importantes, salvo el caso de columnas exteriores (extremas) o de columnas comprendidas entre tramos de vigas de luces notoriamente diferentes.

En las edificaciones exclusivamente conformadas por pórticos, sin muros o placas, los momentos de sismo son más importantes que los de cargas de gravedad, incluso en la dirección de los "pórticos principales", salvo en los casos de estructuras con luces muy significativas. Esta realidad es cierta incluso en edificaciones de dos o tres pisos y por tanto el criterio indicado anteriormente en el sentido de peraltar las columnas en la dirección de los pórticos principales no es válido. PORQUE EL SISMO ACTA EN CUALQUIERA DIR. *

El objetivo principal debe ser proporcionar rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones de la edificación, para lo cual debemos tener algunas columnas peraltadas en una dirección y otras en la dirección perpendicular, y recurrir al uso de muros o placas, sean de concreto armado, o de albañilería para el caso de edificaciones de pocos pisos. *

Lo que además debe buscarse es que las columnas exteriores tengan peralte adecuado en la dirección perpendicular al eje exterior o de fachada, de modo de contar con una adecuada longitud de anclaje para el refuerzo de la viga que llega a ese eje exterior y de proporcionar resistencia para los momentos de cargas de gravedad que como ya se ha indicado pueden ser importantes en las columnas exteriores.

MUROS O PLACAS

Son paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección. Algunos autores definen a los muros como columnas de sección transversal muy alargada, destacando el hecho que en realidad una columna y una placa reciben los mismos esfuerzos, ya que ambos cargan las vigas y las losas y reciben momentos de estas.

Sin embargo, el hecho de tener su largo notoriamente superior a su ancho, hace que las placas tengan un comportamiento interior diferente (importantes deformaciones por corte), convirtiéndose en elementos de gran rigidez lateral y resistencia en la dirección de su largo.

La gran rigidez lateral que proporcionan los muros o placas, superior a la que puede proporcionar un pórtico formado por columnas y vigas, hace que en la actualidad, con una conciencia mas clara hacia el diseño sismoresistente, se les use en casi todo tipo de edificaciones.

Uno de los principales problemas de las fuerzas horizontales de sismo son las excesivas deformaciones horizontales; cuando un edificio es muy flexible (es decir tiene deformaciones laterales importantes) se generan mayores problemas durante un sismo, como son un mayor efecto de pánico en sus ocupantes, posibles choques con edificaciones vecinas, mayor posibilidad de rotura de vidrios, desprendimientos de cornisas, enchapes y parapetos, mayores fisuras en tabiques de albañilería, mayores efectos de esbeltez en columnas, etc.

Frente a estos problemas, uno de los criterios de diseño mas importante es el de limitar los desplazamientos laterales de una edificación durante los sismos,

y una de las mejores formas para lograr este objetivo es recurriendo al uso de muros o placas en las dos direcciones.

Dada su gran rigidez, los muros terminan absorbiendo la mayor parte de los cortantes de sismo (fuerzas horizontales acumuladas), lo cual obliga a ser muy cuidadoso con su ubicación en planta, con el objeto de no crear efectos de torsión si se colocan estos en forma asimétrica. *

Si en una edificación tuviésemos para una dirección ejes conformados por pórticos; y si en uno de ellos, ubicado hacia un extremo, se concentraran los muros o placas, se produciría una gran excentricidad entre el centro de masas, donde se genera la fuerza de sismo (Fuerza = Masa x aceleración), y el centro de rigidez, donde se puede concentrar la rigidez del edificio, lo cual equivale a producir momentos de torsión en planta muy significativos, ocasionándose que el edificio no sólo tenga un movimiento de traslación, sino además un giro.

Cuando esto sucede, los esfuerzos en las columnas y vigas de los pórticos que incrementan su desplazamiento (debido al giro) son mayores, ocasionando muchas veces la falla de la edificación.

De lo indicado se puede concluir que el uso de muros es muy conveniente para el buen comportamiento de una edificación, teniendo presente la importancia de su buena ubicación, de tal modo de lograr estructuras simétricas o lo menos asimétricas posible.

Cuando los edificios son de pocos pisos, puede lograrse un comportamiento similar usando muros "portantes" de albañilería, adecuadamente dimensionados de acuerdo a requerimientos de cálculo. *

Estos también aportan rigidez lateral y resistencia, evidentemente menores a los muros de concreto armado, pero en muchos casos (dependiendo de sus dimensiones) superiores a la de los pórticos de concreto armado.



PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

GENERALIDADES

En el presente capítulo se indican criterios y recomendaciones prácticas para el dimensionamiento de los elementos estructurales principales; reconociendo que pueden ser usados para edificaciones usuales y regulares donde las cargas vivas no sean excesivas, y teniendo en cuenta las condiciones sísmicas de nuestro país.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

1) ALIGERADOS:

El peralte de las losas aligeradas podrá ser dimensionado considerando los siguientes criterios:

$h = 17$ cms. luces menores de 4 mts.

$h = 20$ cms. luces comprendidas entre 4 y 5.5 mts.

$h = 25$ cms. luces comprendidas entre 5 y 6.5 mts.

$h = 30$ cms. luces comprendidas entre 6 y 7.5 mts.

Se debe entender que "h" expresa la altura o espesor total de la losa aligerada y por tanto incluye los 5 cms. de losa superior y el espesor del ladrillo de techo; los ladrillos serán de 12, 15, 20 y 25 cms. respectivamente.

El Arquitecto y el Ingeniero deberán tener en cuenta en la determinación de la altura de piso a piso, el espesor anteriormente indicado y la consideración de 5 cms. adicionales para el denominado piso terminado.

El dimensionamiento anterior será válido para aligerados armados en una dirección, en los casos en que se tengan sobrecargas normales del orden máximo de 300 a 350 Kilos por metro cuadrado; para sobrecargas mayores o en el caso de existir tabiques de albañilería de ladrillo importantes, aplicados sobre ejes perpendiculares al armado de los aligerados, es factible que se requiera de espesores mayores sobre todo en el caso de luces cercanas a los límites máximos señalados.

Por ejemplo, para un centro comercial donde se especifica 500 Kg/m^2 de sobrecarga, si se tuvieran paños de 5.5 mts. de luz, es probable que se requiera de un aligerado de 25 cms. de espesor en lugar de los 20 cms. indicados en la recomendación anterior.

* Cuando existen tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de las viguetas, es frecuente diseñar una viga chata o colocar una doble vigueta con la intención de reforzar el techo para la carga aplicada; cuando los tabiques están dispuestos en forma perpendicular a la dirección del aligerado, no es factible colocar una viga chata, pues la carga está aplicándose como una carga concentrada sobre cada vigueta, y por tanto a veces es necesario aumentar el espesor del techo.

En la Norma Peruana de Concreto Armado (E.060) se especifica: dimensionamientos para evitar el cálculo de deflexiones, señalándose también las flechas máximas permisibles para diferentes tipos de pisos o techos.

Los aligerados armados en dos direcciones se usan generalmente cuando se tienen paños más o menos cuadrados y de luces mayores a los 6 mts.

En estos casos se podrá considerar:

$h = 25$ para luces comprendidas entre 6.5 y 7.5 mts.

$h = 30$ para luces comprendidas entre 7 y 8.5 mts.

Para luces mayores no es usual considerar aligerados ni en una ni en dos direcciones, pues no resultan livianos ni económicos en comparación con las losas nervadas.

2) LOSAS NERVADAS:

Las losas nervadas se usan generalmente en paños de luces grandes, mayores a 6 mts. puesto que resultan ser más livianas que una losa aligerada y porque se construyen con espesores y espaciamientos entre viguetas que no dependen de condiciones rígidas del mercado (caso del ancho de los ladrillos), sino del requerimiento estructural o arquitectónico. Es factible usar losas nervadas para luces menores a 6 mts., pero generalmente resultan ventajosas económicamente en el caso de luces grandes.

Los nervios o viguetas usualmente se hacen de forma trapezoidal, con un menor ancho en la base engrosándose hacia la parte superior, con el fin de facilitar el desencofrado; sin embargo, se pueden hacer también de forma rectangular (ancho constante).

La losa superior que une los nervios o nervaduras suele ser de espesor delgado y constante, usándose generalmente 5 cm.; evidentemente se requerirá un espesor mayor si la separación entre viguetas se hace muy importante. Las distancias libres usuales entre nervaduras son de 50 a 75 cms. con secciones de viguetas de ancho variable entre 10 y 15 cms. y peralte dependiente de la luz del paño variable generalmente entre 35 y 60 cms.

Suponiendo una distancia a ejes entre viguetas del orden de 70 cms.,

se puede considerar el siguiente dimensionamiento (Viguetas en una dirección):

Ancho Variable de 10 @ 15 cms., Peralte 35 cms. $L < 7.5$ mts.

Ancho Variable de 10 @ 15 cms., Peralte 40 cms. $L < 8.5$ mts.

Ancho Variable de 10 @ 15 cms., Peralte 50 cms. $L < 9.5$ mts.

Las losas nervadas resultan convenientes para luces grandes pues comparativamente tienen menos peso (menos concreto) aún cuando requieren de un encofrado más costoso; sin embargo, si el área techada total es importante sea en un solo nivel o en varios, se puede construir moldes de madera o de fibra de vidrio que al tener varios usos pueden resultar económicos disminuyendo así el costo relativo del encofrado.

Cuando los paños son de forma cuadrada o de forma rectangular con lados no muy diferentes, será conveniente considerar losas nervadas en dos direcciones, teniendo la losa encasetonada o tipo "waffle".

En el caso de estructuras con losas sin vigas, también es factible el uso de casetones, recurriéndose a rellenar el espacio entre viguetas en la cercanía de las columnas (apoyos), ensanchándose así la sección de la losa (rellenando los casetones) para cumplir los esfuerzos de punzonamiento que allí son críticos, no siendo necesario construir abacos ni capiteles.

Las losas nervadas tendrán, evidentemente, las tuberías de desagüe colgadas.

3) LOSAS MACIZAS:

Las losas macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada considerando espesores menores en 5 cms. a los indicados para losas aligeradas; así se podrá tener:

$h = 12$ ó 13 cms. Para luces menores o iguales a 4 mts.

$h = 15$ cms. Para luces menores o iguales a 5.5 mts.

$h = 20$ cms. Para luces menores o iguales a 6.5 mts.

$h = 25$ cms. Para luces menores o iguales a 7.5 mts.

Este dimensionamiento puede disminuirse si se consideran losas armadas en dos direcciones. Como ya se ha indicado en el capítulo anterior, las losas macizas trabajan como elementos en dos direcciones a menos que no se tenga en una dirección bordes formados por vigas o muros; si la losa tiene sus cuatro bordes formados por vigas, tendrá un comportamiento natural en dos direcciones, y sólo si hay dos bordes apoyados en una dirección se tendrá un trabajo como losa armada en esa dirección.

La resistencia y rigidez de una losa armada en dos direcciones es muy buena, requiriéndose peraltes reducidos, pudiéndose considerar éstos del orden del cuarentavo de la luz o igual al perímetro del paño (suma de 4 lados) dividido entre 180. Sin embargo, muchas veces se dispone de un espesor mayor por condiciones de aislamiento acústico y vibraciones. *

En la Norma Peruana se dan ecuaciones que permiten obtener el espesor requerido de losas macizas de tal manera de satisfacer condiciones de deflexiones; en estas ecuaciones intervienen la rigidez de las vigas, la relación de las rigideces viga / losa, la condición del paño en estudio, la rigidez torsional de la viga de borde y la resistencia a fluencia del acero de refuerzo.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre; debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La Norma Peruana de Concreto Armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cms. para el caso que éstas formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado. Esta limitación no impide tener vigas de menor espesor (15 ó 20 cms.) si se trata de vigas que no forman pórticos.

Las vigas denominadas "secundarias", porque no cargan la losa de los pisos o techos, pueden tener menos peralte si se admite que ellas sólo reciben esfuerzos debidos al sismo; sin embargo, si se tiene en cuenta que los esfuerzos de sismo son muchas veces más importantes que los de cargas de gravedad, no debe reducirse mucho su peralte pues además se estará perdiendo rigidez lateral en esa dirección. Como ya se indicó anteriormente el objetivo es estructurar considerando rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones de la edificación, y por tanto debe disponerse vigas peraltadas en las dos direcciones, a menos que se haya considerado un número importante de placas en la dirección secundaria (trabajando como muros en voladizo) con lo cual se podría disponer de vigas chatas.

* Actualmente es común considerar vigas de igual peralte en las dos direcciones de la edificación, aumentando el ancho para el caso de las vigas principales.

Conforme se tengan luces más grandes, puede disminuirse el peralte obtenido con la recomendación del décimo o doceavo de la luz, y es factible considerar hasta el catorceavo de la luz disponiendo de anchos del orden de 0.5 de la altura.

Se indican a continuación dimensiones usuales de vigas:

$L \leq 5.5$ mts. 25x50, 30x50

$L \leq 6.5$ mts. 25x60, 30x60, 40x60

$L \leq 7.5$ mts. 25x70, 30x70, 40x70, 50x70

$L \leq 8.5$ mts. 30x75, 40x75, 30x80, 40x80

$L \leq 9.5$ mts. 30x85, 30x90, 40x85, 40x90

En la Norma Peruana se indica en los requerimientos de control de deflexiones peraltes menores a los recomendados en este libro; la razón de esta diferencia es que la Norma especifica estos peraltes desde el punto de vista de deflexiones solamente, mientras en este libro se están considerando otros factores de rigidez lateral y diseño sismo-resistente.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Si se trata de edificaciones con un buen número de pisos, tal que se pueda advertir que la carga axial es importante con relación al momento, se puede dimensionar buscando una sección total de modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo de compresión del orden de $0.45 f'c$.

Si se trata de edificaciones de pocos pisos y de luces importantes, es posible que los momentos produzcan excentricidades importantes y se busque una sección con más peralte para la dirección donde el momento es crítico.

El problema no es simple si se considera que existen cargas y momentos producidos por las cargas de gravedad y por las cargas horizontales de sismo.

Normalmente para edificios aporticados, los momentos de sismo son siempre mayores a los de cargas de gravedad, salvo el caso de vigas con luces significativas mayores a 7 u 8 mts.

Por otro lado, actualmente la mayoría de edificaciones se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo cual permite reducir significativamente los momentos en las columnas debidos a sismo.

En base a todo lo indicado se puede recomendar los siguientes criterios de dimensionamiento:

1) Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

- 2) Para el mismo tipo de edificio, el dimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores o esquineras, se podrá hacer con un área igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c}$$

- 3) Para edificios aporticados íntegramente, para los cuales el autor recomienda no exceder de 3 pisos ó 4 pisos, las columnas deberán dimensionarse mediante alguna estimación del momento de sismo, demostrando la experiencia que se requerirán columnas con un área fluctuante entre 1000 y 2000 cm², salvo que se tengan vigas con luces mayores a 7 mts.

Así para este tipo de edificios, se dispondrán columnas de 35x35, 40x40, 25x50, 30x60, 30x40, 30x50, o circulares de 40 ó 50 cm. de diámetro, escogiéndose estas diferentes alternativas según las dimensiones cuadradas o rectangulares de los paños, no olvidando la importancia de ubicar columnas con suficiente peralte en las dos direcciones, pues se trata de proporcionar la rigidez lateral en las dos direcciones.

El criterio clásico de colocar todas las columnas en la denominada dirección de los pórticos principales (debido a cargas de gravedad) no es totalmente válido, ya que para la dirección secundaria es probable que se tengan momentos de sismo importantes, si no hay muros de corte.

Por consiguiente se debe cuidar el peralte en las columnas exteriores de los pórticos principales, pero debe buscarse para la dirección transversal algunas columnas peraltadas. Es muy útil en estos casos las columnas esquineras en forma de "L", las exteriores en forma de "T", o un mixto de columnas rectangulares con algunas peraltadas en la dirección principal (exteriores) y otras peraltadas en la dirección secundaria (interiores).

Es conveniente señalar que muchas edificaciones de pocos pisos, tienen muros importantes de albañilería que deben ser usados como muros de corte, lo cual permite controlar los momentos de sismo en las columnas.

- 4) Para edificios con luces significativas (mayores a 7 u 8 mts.), debe tenerse especial cuidado en las columnas exteriores, pudiendo dimensionarse el peralte de la columna en un 70 u 80% del peralte de la viga principal.

PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS O MUROS DE CONCRETO

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. Esto significa que podría prescindirse de las placas si se desea que los pórticos tomen el 100% del cortante sísmico.

Sin embargo, el considerar edificaciones solamente con pórticos hace que se obtengan deformaciones laterales muy importantes, lo cual no es conveniente, por lo que es ideal combinar placas y pórticos de acuerdo a las posibilidades arquitectónicas, con lo cual se puede obtener un balance adecuado en la distribución de esfuerzos y se controla la flexibilidad de la edificación.

Las placas pueden hacerse de mínimo 10 cms. de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cms. de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25 ó 30 cms. conforme aumentemos el número de pisos o disminuyamos su densidad.

En el Perú se han proyectado una serie de edificaciones de hasta 20 pisos considerando placas de espesor igual a 25 cms. considerando longitudes apreciables de éstas; si por el contrario existieran pocas placas en una dirección, es probable que se requiera de espesores mayores como 40, 50 ó 60 cms.

La evaluación final de la longitud de placas tendría que ser hecha por el Ingeniero Estructural luego de realizar un análisis sísmico, pues es difícil poder indicar una recomendación general.



EJEMPLOS DE ESTRUCTURACIONES Y DIMENSIONAMIENTOS DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO

En las páginas siguientes se presentan ejemplos de estructuraciones y dimensionamientos de edificios reales, indicándose una sinopsis sobre las características estructurales de cada uno de ellos.

En el grupo de edificios indicados se aprecian diferentes tipos de losas como:

Losas Aligeradas en una dirección.

Losas Aligeradas en dos direcciones.

Losas Nervadas en dos direcciones.

Losas Macizas en dos direcciones.

Igualmente se indican diferentes tipos de estructuración considerando diversas longitudes y espesores de placas, teniéndose casos con muros de albañilería que trabajan del mismo modo que las placas de concreto, dando rigidez lateral y resistencia, formando estructuras mixtas de albañilería y concreto.

Se aprecian diferentes tipos de secciones de columnas y diferentes tipos de vigas (peraltadas o chatas).

Los edificios aquí presentados no han sido escogidos buscando que todos sean simétricos o que no tengan problemas de estructuración, sino tratando de reflejar los casos reales, donde no siempre se consigue una estructuración óptima. En ellos se puede apreciar la presencia de placas, incluso en edificios de pocos pisos.

En el diseño estructural de algunos de estos edificios han participado adicionalmente los Ings. Ricardo Reyna Q., Arnaldo Chávez M. y Ricardo Icaza A.

EDIFICIO CONTRALORIA GENERAL DE LA REPUBLICA (3 sótanos y 13 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Las losas son nervadas en dos direcciones con viguetas espaciadas 1.10 mts. aproximadamente.

Por arquitectura se deseaba uniformizar el peralte de las vigas y viguetas, por lo cual se utilizó vigas y viguetas de 60 cms. de peralte.

La losita superior de los casetones fue de 6 cms.

- * 2) En la dirección Y-Y se utilizaron vigas de 60x60 cms. y en la dirección X-X (dos) vigas de 30x60 unidas por una losa maciza de 15 cms. de espesor salvo en los ejes E y F, entre los ejes 5 y 7, donde se usaron vigas de 60x60 cms.

Se utilizó un ancho de vigas de 60 cms., mayor al usual por el hecho de estar limitado el peralte a 60 cms., el cual era inferior al deseado de 70 cms. y para uniformizar con el ancho de las columnas.

El hecho de utilizar dos vigas de 30x60 en una dirección y una de 60x60 en la otra, se debió a buscar un paño interior cuadrado que permitiera modular los casetones.

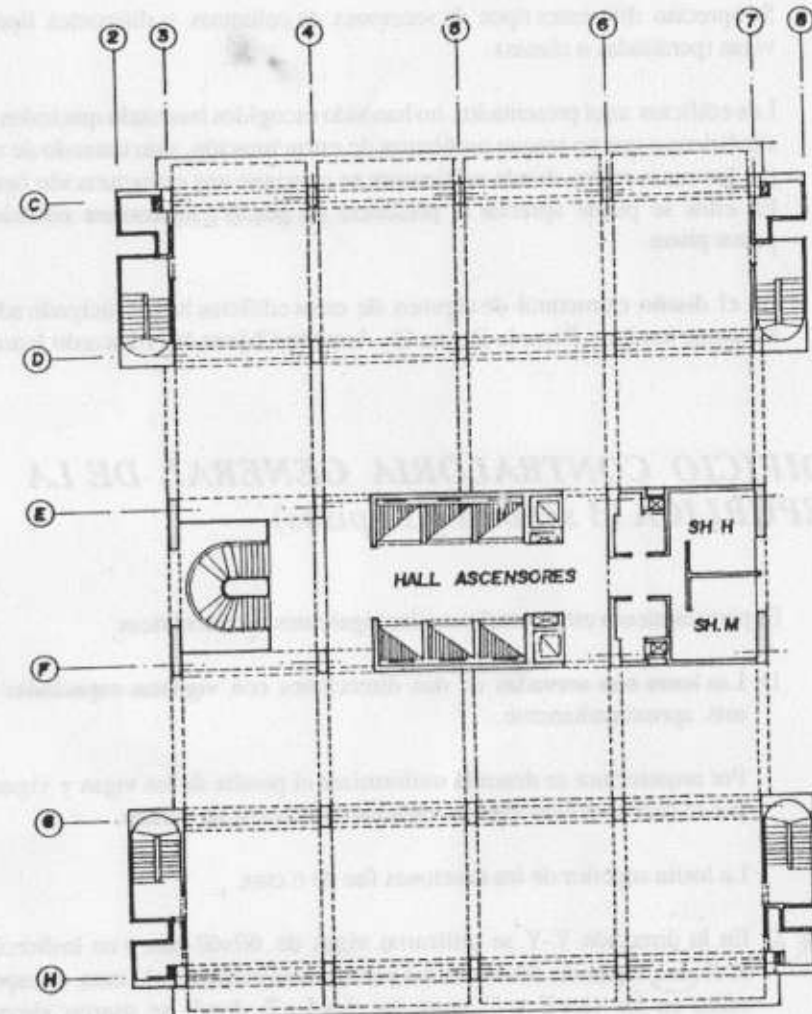
- 3) Las columnas fueron de 60x135 cms. para los 3 sótanos y 60x110 cms. para el resto de pisos. Dado que las dimensiones eran menores a las que se obtendría con el dimensionamiento usual en base al área tributaria, se usó para los primeros pisos columnas con concreto de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, evitando así cuantías de refuerzo superiores al 4%.
- 4) El paño central E - F fue techado con losa maciza debido a la irregularidad de los paños y a las aberturas allí existentes por los ascensores y escalera. Este paño conecta los dos sectores del edificio y tiene aberturas importantes producto de los ascensores y escalera, por lo que se prefirió hacerlo en losa maciza de 20 cms. de espesor.
- 5) En la dirección X-X se disponía de buena rigidez lateral debido a la existencia de las placas de los 8 ascensores, mientras en la dirección Y-Y no se contaba con placas similares. Por este motivo se peraltó todas las columnas en la dirección Y-Y y se consideraron placas de 60 cms. de ancho por 2.60 mts. de largo (4 placas) en los ejes 3 y 7, adicionales a las placas de los ascensores y a las del eje 6.

El espesor de 60 cms. para placas no es usual (el resto fueron de 25 y 30 cms.) pero fue necesario dado que no existían placas con mucha longitud.

- 6) La rigidez torsional de la planta no fue la ideal, debido a que las placas de los ascensores estaban en la zona central y no hacia los extremos; sin embargo, se consiguió un edificio prácticamente simétrico.
- 7) No se pudo tener placas adicionales por el hecho de que la planta en los 3 sótanos tenía un eje más a cada lado (mayor área) y en estos pisos se tenían estacionamientos y rampas que lo impedían. Los extremos de las escaleras donde hubiese sido conveniente colocar placas (rigidez torsional) no se podían usar pues en los 3 sótanos y primer piso se tenían accesos de estacionamientos.
- 8) Nótese que para paños de aproximadamente 7 mts. por 7 mts., se podría haber usado losas aligeradas de 25 cms. en dos direcciones, pero se

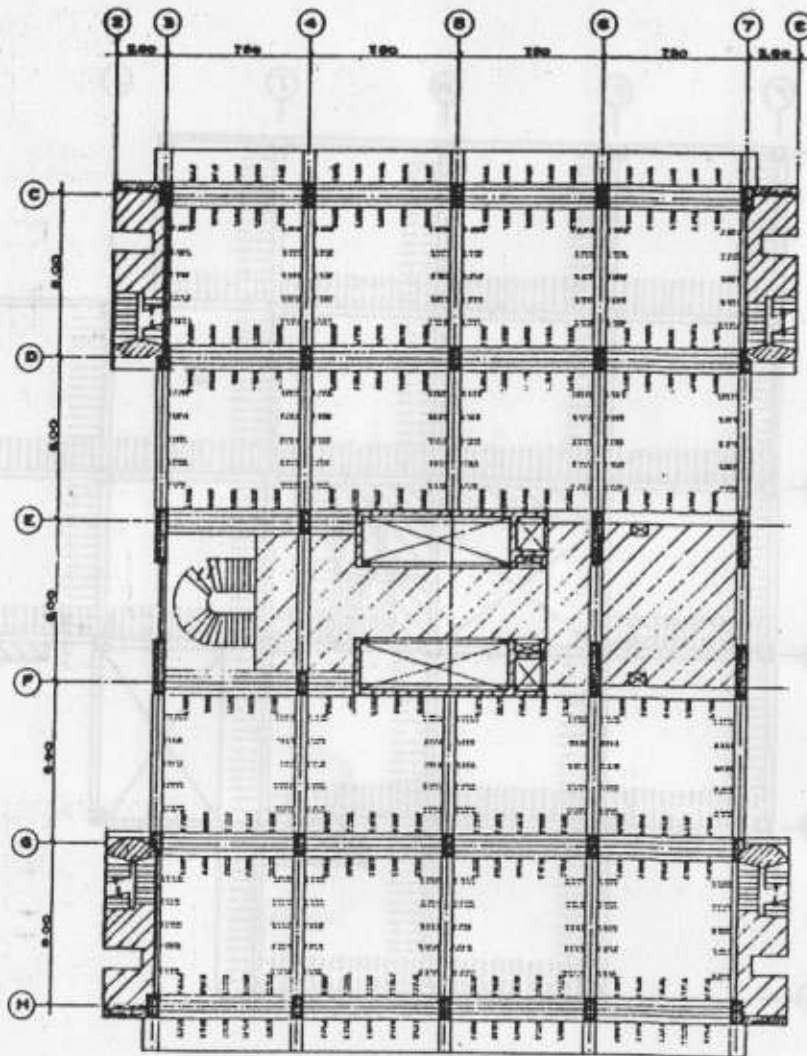
prefirió losas nervadas tipo casetones en coordinación con Arquitectura. Estos casetones podrían haber sido de 45 cms. de peralte y tener espaciamientos más usuales como 70 u 80 cms.; como se quería un mismo peralte para las vigas y las nervaduras de la losa se usó 60 cms. de peralte, pero como esto era excesivo se separaron estas viguetas hasta espaciamientos de 1.10 mts.

- 9) La escalera interior era autoportante, habiendo sido diseñada con una garganta de 25 cms. de espesor, apoyándose en la viga del eje 4, y continuando su armadura hasta las placas de los ascensores cercanos al eje 4, de tal manera de buscar un empotramiento con el tramo corto así formado.
- 10) Las cajas de escaleras y baños ubicadas en las esquinas fueron diseñadas con losas en voladizo y vigas del mismo tipo, volándose las viguetas de los casetones interiores.



EDIFICIO SEDE «CONTRALORIA GENERAL DE LA REPUBLICA»
(3 sótanos + 13 pisos)

ENACE Arqs: Alfredo Montagne - José Bentín - José Luis Vélez



EDIFICIO SEDE «CONTRALORIA GENERAL DE LA REPUBLICA»

Esquema Estructural.

EDIFICIO ADUANAS DEL CALLAO (5 pisos)

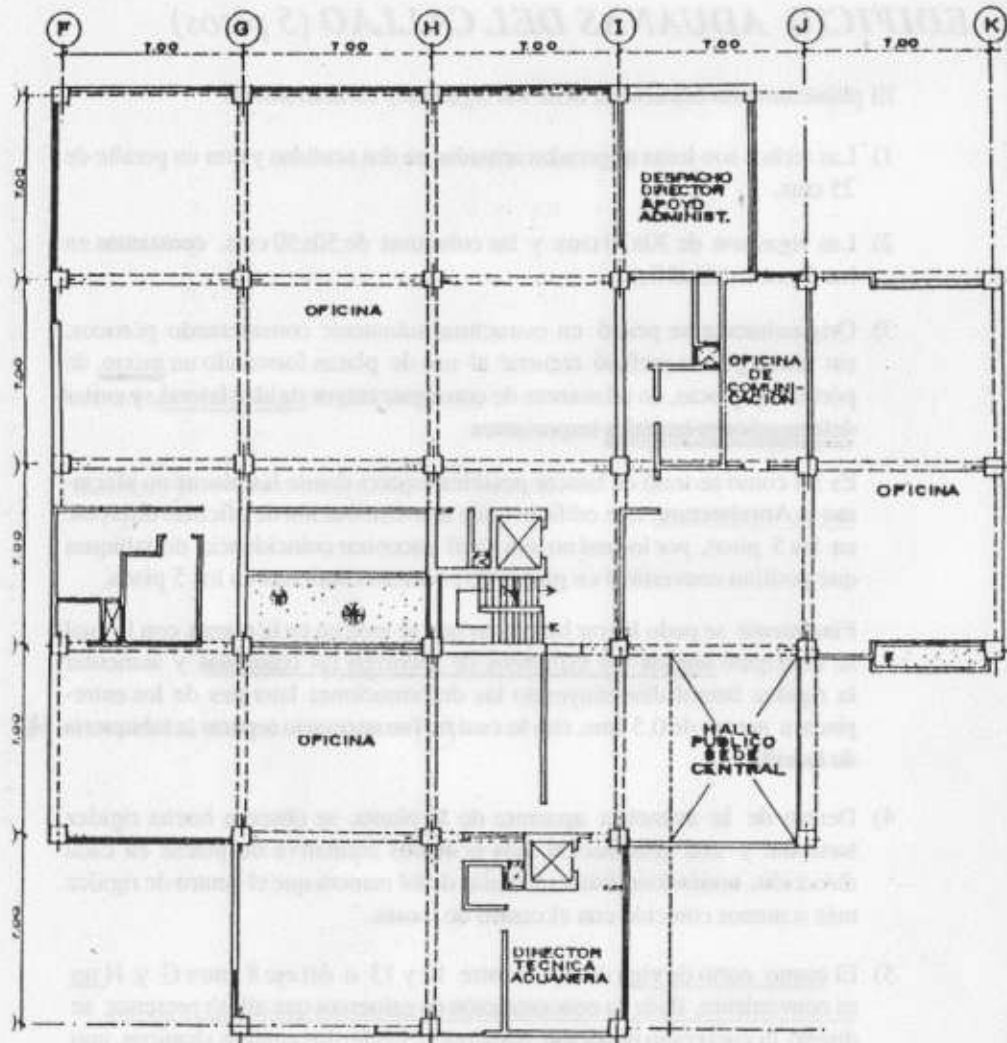
El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Las techos son losas aligeradas armadas en dos sentidos y con un peralte de 25 cms.
- 2) Las vigas son de 30x70 cms. y las columnas de 50x50 cms. constantes en los 5 pisos del edificio.
- 3) Originalmente se pensó en estructurar solamente considerando pórticos; sin embargo, se prefirió recurrir al uso de placas formando un mixto, de pórticos y placas, de tal manera de conseguir mayor rigidez lateral, y evitar deformaciones laterales importantes.

Es así como se trató de buscar posibles lugares donde las placas no afectaran la Arquitectura; este edificio tenía una distribución de oficinas diferente en los 5 pisos, por lo cual no era fácil encontrar coincidencia de tabiques que podrían convertirse en placas de concreto continuas en los 5 pisos.

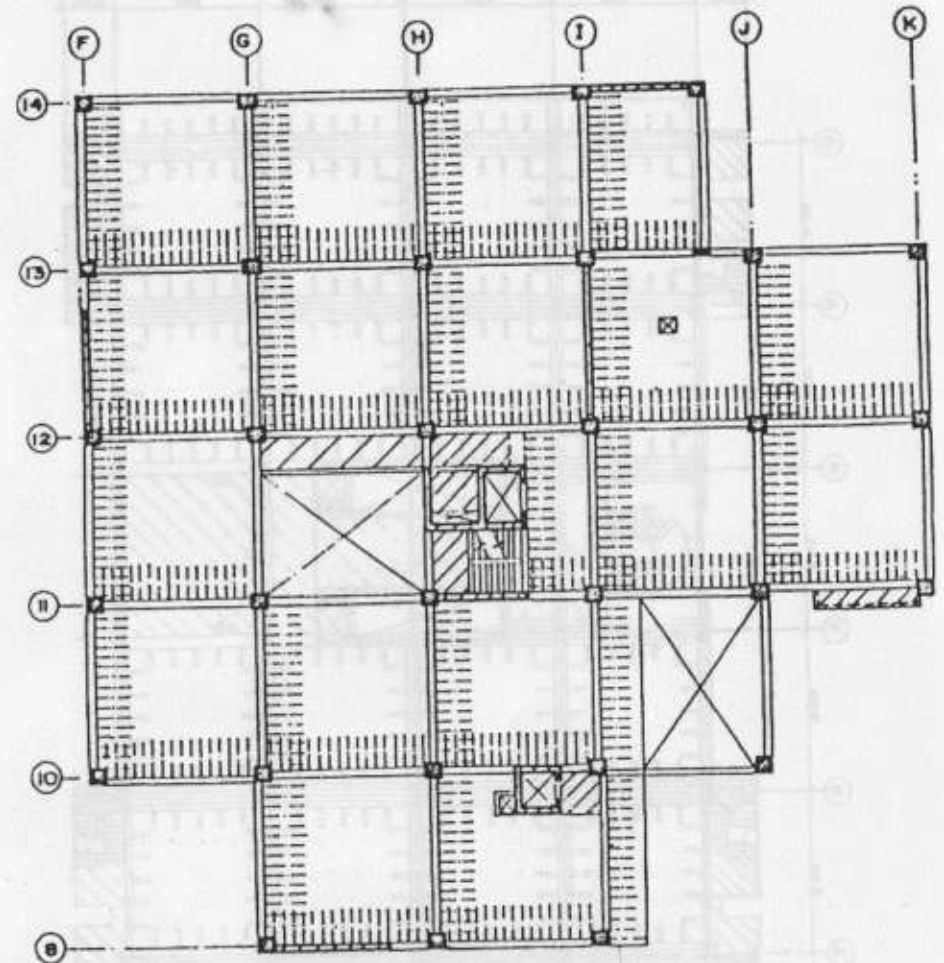
Finalmente se pudo lograr las placas que se indican en la planta con lo cual se consiguió reducir los esfuerzos de sismo en las columnas y aumentar la rigidez lateral disminuyendo las deformaciones laterales de los entrepisos a menos de 0.5 cms. con lo cual no fue necesario separar la tabiquería de ladrillo.

- 4) Dentro de la asimetría aparente de la planta, se observa buena rigidez torsional y una distribución más o menos equitativa de placas en cada dirección, teniéndose éstas ubicadas de tal manera que el centro de rigidez más o menos coincide con el centro de masas.
- 5) El tramo corto de viga del eje F entre 12 y 13 o del eje 8 entre G y H no es conveniente, dada la concentración de esfuerzos que allí se presenta; se diseñó la viga como peraltada, habiéndose hecho dos análisis sísmicos, uno con esta viga peraltada, y otro con viga chata, de tal manera de simular casi una biela (con poca capacidad en flexión).
- 6) La abertura mostrada en los ejes 10-11 y J-I sólo existía en el primer techo.
- 7) La viga del eje H, que recibe la escalera, está en el mismo nivel del techo, y tiene un parapeto donde se apoya la losa del descanso.



EDIFICIO «ADUANA DEL CALLAO»
(5 pisos)

ENACE Arqs : Plinio Bustos
Fátima Gomero



EDIFICIO «ADUANA DEL CALLAO»
(5 Niveles)

Esquema Estructural.

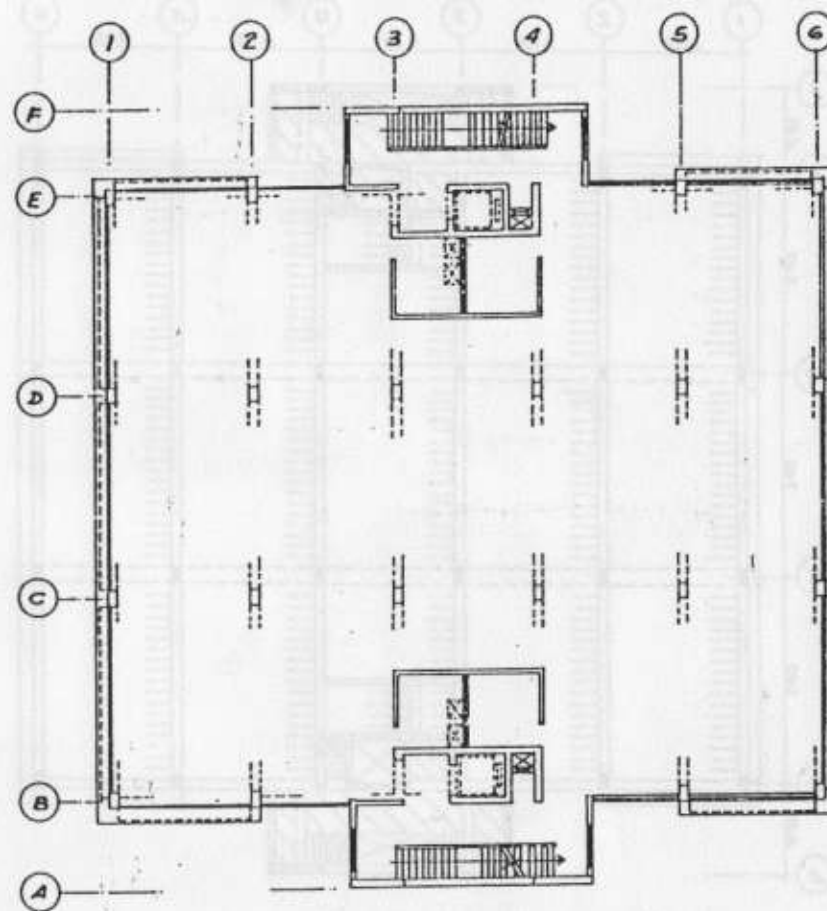
EDIFICIO EL PÀRQUE (6 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Losas aligeradas armadas en una dirección (la dirección corta) con 25 cms. de espesor; según la recomendación de dimensionamiento dada en este libro se hubiera podido usar un aligerado de 20 cms. de espesor, pero en este caso se dispuso de 25 cms., por el hecho de tenerse en los 3 primeros pisos sobrecargas importantes.
- 2) Las vigas en la dirección Y-Y fueron de 40x60 cms. uniformizándose con el ancho de las columnas; en la dirección X-X se dispuso vigas de 25x60 cms. para los ejes E y B y vigas chatas de 60x25 cms. para los ejes interiores (D y C). Nótese que estas vigas no cargan techo y además en esta dirección se tienen dos grandes placas que proporcionan rigidez lateral y resistencia.
- 3) Las columnas se uniformizaron en 40x60 cms. en todos los pisos y en todos los casos, debido al deseo del Arquitecto de mantener las columnas interiores y exteriores de la misma dimensión; efectuando el dimensionamiento usual para las columnas interiores se hubiera obtenido en el 1er. piso dimensiones ligeramente superiores, por lo cual se dispuso el uso de concreto de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ para el primer piso.
- 4) En la dirección X-X las placas ubicadas en la zona del ascensor podían ser suficientes; sin embargo, existió la posibilidad de considerar placas adicionales en los ejes A y F con una longitud de 9.50 mts. cada una. Esto hubiera aumentando notablemente la rigidez en X-X, convirtiéndose en placas más importantes que las de los ascensores. Pero el problema hubiese sido la transmisión real de esfuerzos entre estas placas y el edificio en su conjunto, debido a la existencia de la gran abertura en las losas debido a las escaleras.

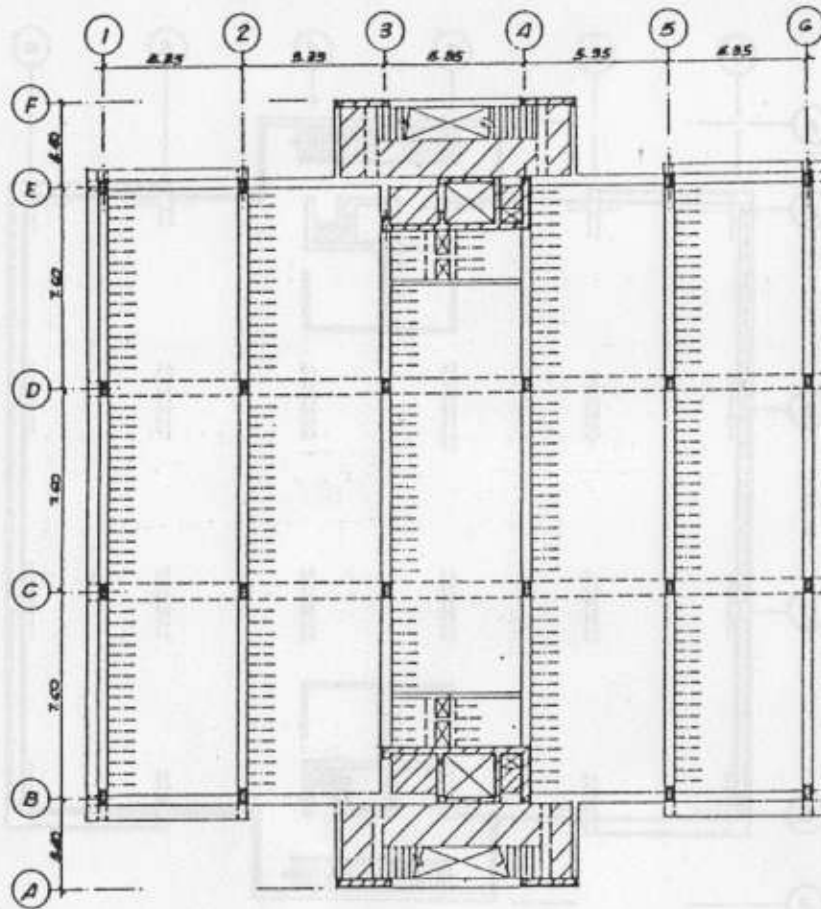
Por esta consideración de la abertura de las losas en las escaleras se decidió no usar toda la longitud de los ejes A y F como placas, habiéndose dispuesto placas menores.

- 5) En la dirección Y-Y no se contaba con espacio disponible para placas habiéndose conseguido solamente la zona de los ductos de servicio, adyacentes al ascensor. Dado que sus longitudes no eran apreciables se consideró que las placas del eje 4 sean de 40 cms. de ancho, y se peraltó todas las columnas en esta dirección.



EDIFICIO «EL PARQUE»
(6 pisos)

Arq. Marcos Kaliksztein



EDIFICIO «EL PARQUE»
(6 pisos)

Esquema Estructural.

EDIFICIO MULTIFAMILIAR (4 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Este edificio muestra el caso donde se combinan elementos de concreto armado y albañilería.

En el primer piso no se tenían muros portantes debido a la existencia de estacionamientos y variantes en relación a los muros de la planta típica.

Sin embargo, los muros de los ejes laterales (A y C) siempre existían en los 4 pisos debido a que eran linderos con el vecino.

Se dispuso entonces considerarlos como portantes del techo a la vez de conseguir, gracias a ellos, adecuada rigidez lateral en la dirección de los ejes indicados con letras. *

- 2) En la dirección de los ejes indicados con números no se podía contar con columnas peraltadas e incluso se tenían algunas vigas chatas; por este motivo se decidió considerar placas de concreto armado en las paredes de las escaleras y en el ascensor, concentrándose en este núcleo central prácticamente toda la rigidez de esta dirección.

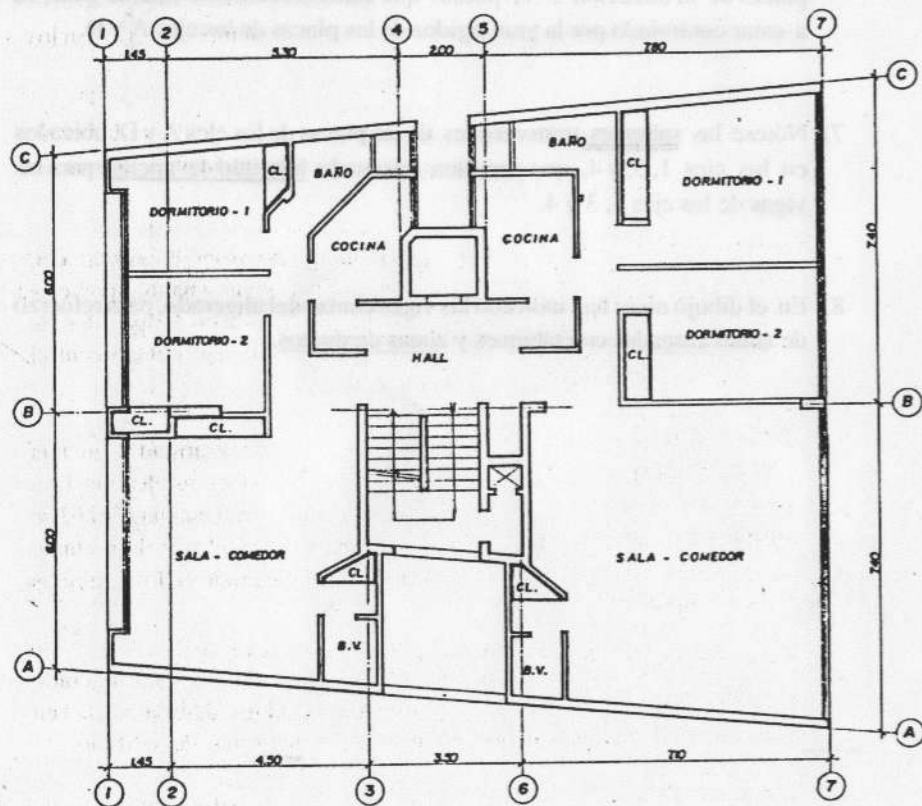
- 3) Las losas fueron aligerados de 30 cms. de peralte y armadas en una dirección. Para la zona de los ejes 1-3 se pudo haber usado una losa aligerada de 25 cms., pero debido a la luz de la zona cercana al eje 7 se especificó 30 cms. Dada la densidad de tabiques y al efecto de cortante hiperestático se recurrió a colocar ensanches del aligerado en los extremos cercanos al eje B.

- 4) Pueden apreciarse las vigas chatas colocadas como refuerzo del aligerado para el caso de tabiques paralelos al aligerado, y el uso de losa maciza en la zona central para lograr mejor unión entre las dos zonas del edificio. *

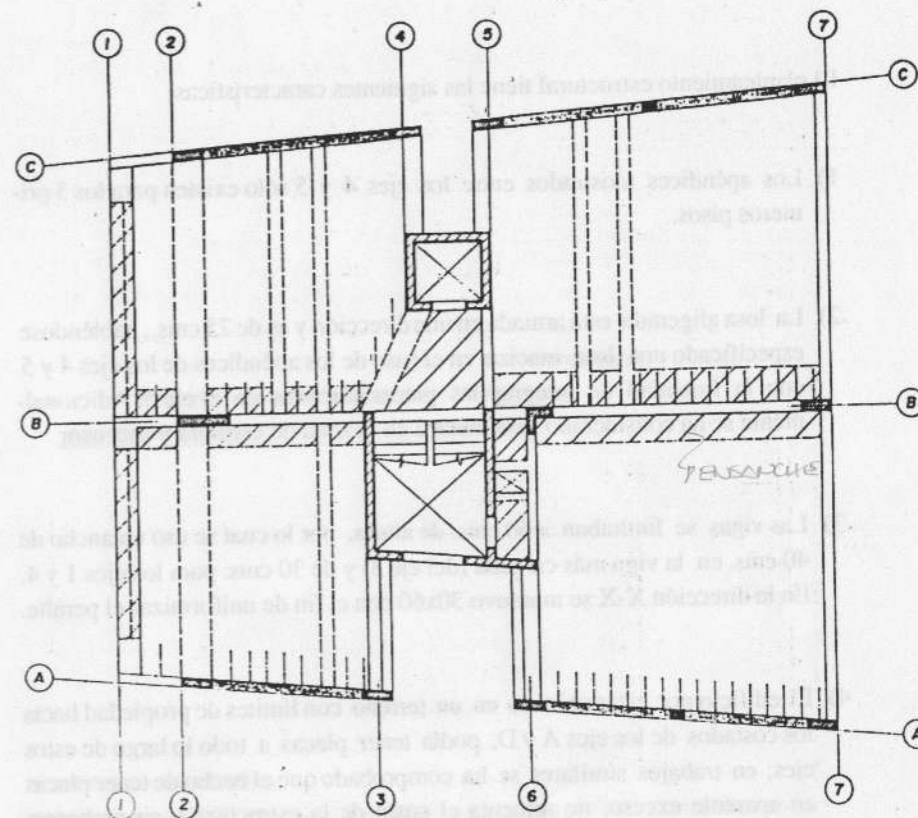
Esta estructura representa un caso típico donde el diafragma rígido de las losas del techo (en su plano) sufre un angostamiento peligroso por las aberturas de la zona de escalera y ascensor siendo necesario que entre los ejes 3 y 6 se disponga una losa maciza que puede ser capaz de transferir los *

esfuerzos; ayuda en este caso que los dos bloques (1-4 y 5-7) tienen una rigidez semejante y que el centro de masas coincide con el centro de rigidez aproximadamente.

- 5) Nótese que en los pórticos 2 y 7 hubiera sido muy conveniente que las columnas tengan su peralte en la dirección transversal lo que permitiría mejor rigidez lateral para esta dirección y un anclaje adecuado para las vigas; sin embargo, por exigencias de Arquitectura esto no fue posible, lo cual no fue crítico porque el edificio es de sólo 4 pisos y en la zona central se tenía un núcleo con bastante rigidez.



EDIFICIO MULTIFAMILIAR
(4 pisos)



EDIFICIO MULTIFAMILIAR
(4 pisos)

Esquema Estructural.

EDIFICIO INMOBILIARIA SEÑOR DE LOS MILAGROS (9 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Los apéndices mostrados entre los ejes 4 y 5 sólo existen para los 3 primeros pisos.
- 2) La losa aligerada está armada en una dirección y es de 25 cms., habiéndose especificado una losa maciza en el caso de los apéndices de los ejes 4 y 5 con la finalidad de integrar las placas ubicadas en el eje 5. Adicionalmente se ha considerado losa maciza en la zona de escalera y ascensor.
- 3) Las vigas se limitaban a 60 cms. de altura, por lo cual se usó un ancho de 40 cms. en la viga más cargada (del eje 3) y de 30 cms. para los ejes 1 y 4. En la dirección X-X se mantuvo 30x60 con el fin de uniformizar el peralte.
- 4) El edificio por estar ubicado en un terreno con límites de propiedad hacia los costados de los ejes A y D, podía tener placas a todo lo largo de estos ejes; en trabajos similares se ha comprobado que el hecho de tener placas en aparente exceso, no aumenta el costo de la estructura y sin embargo, mejora la rigidez lateral.

Se pudo haber usado placas en los ejes A y D sólo en el tramo de los ejes 1 y 3, pero hubiese sido necesario incluir vigas en el tramo 3-4 y luego rellenarlas con albañilería. Si se suman los costos de estos elementos más el mayor refuerzo de la columna extrema, se encuentra que el costo total es prácticamente el mismo que considerando una placa total. Por este motivo es usual en estos casos incluir una placa total, lo cual además mejora el acabado exterior de la fachada lateral, que a pesar de ser límite de

propiedad, muchas veces es visible.

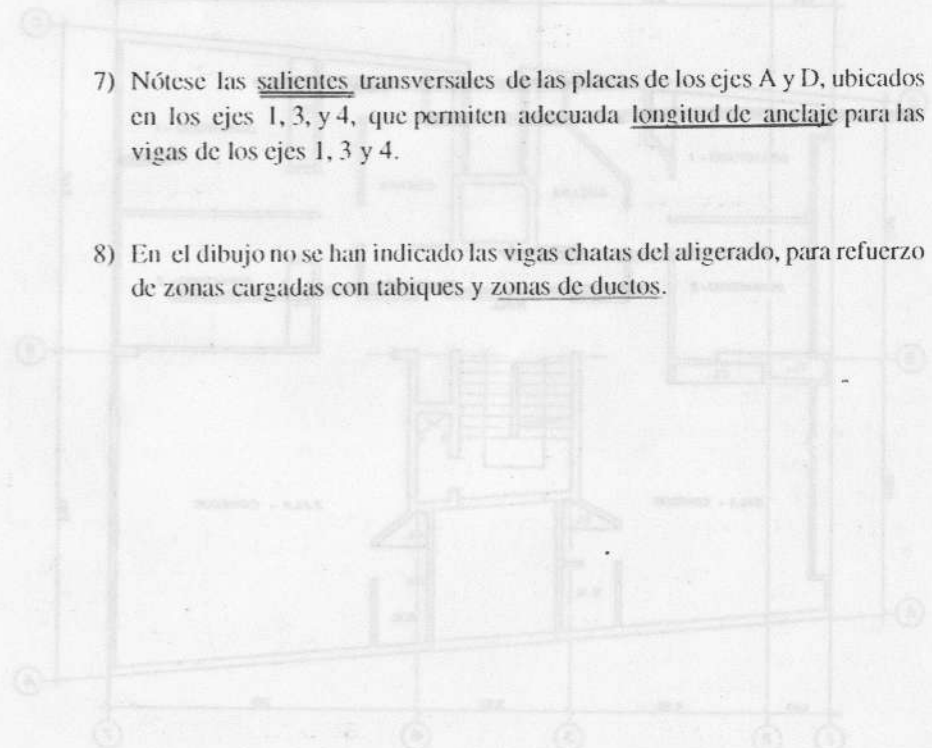
- 5) En la dirección de los ejes de números (Y-Y) se consideraron las placas de la escalera y del ascensor, habiéndose prolongado esta última hasta el eje B.

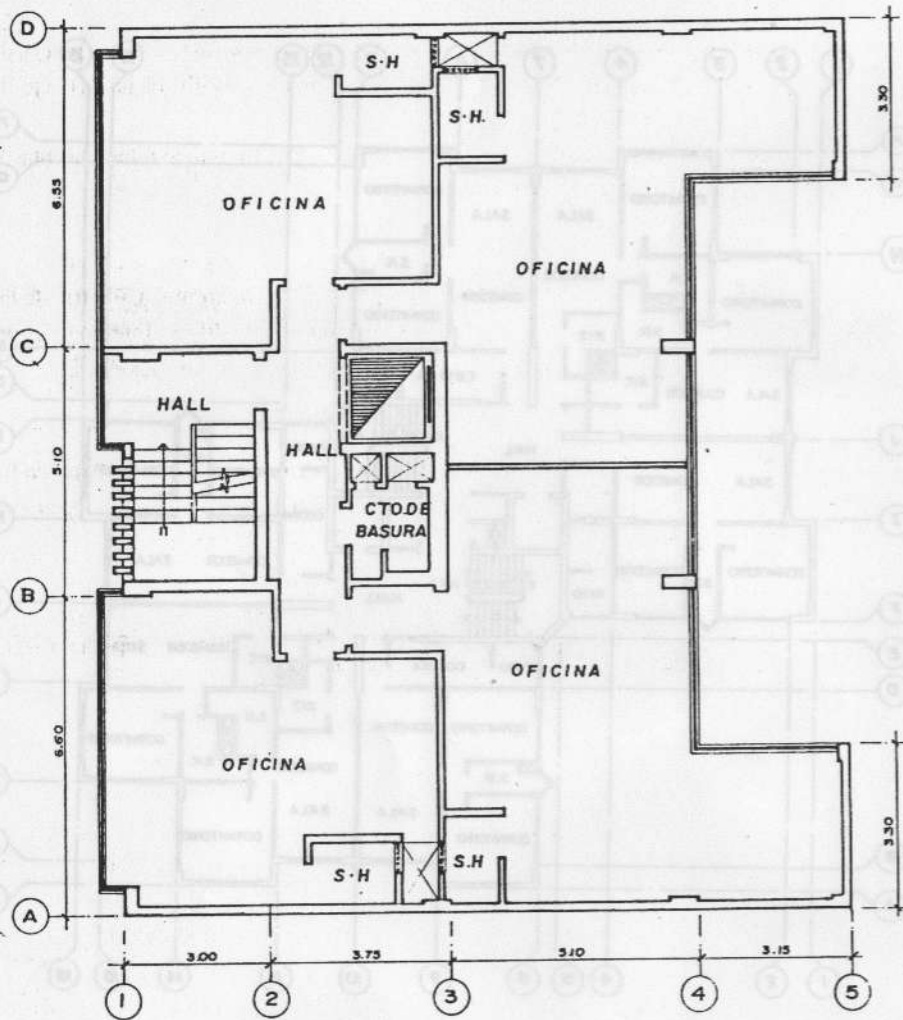
Con estas placas se obtenía adecuada rigidez, habiendo ayudado las placas del eje 5 en los 3 primeros pisos.

- 6) La rigidez torsional es adecuada, a pesar de la aparente asimetría de las placas de la dirección Y-Y, puesto que cuando el edificio intente girar, va a estar controlado por la gran rigidez de las placas de los ejes A y D.

- 7) Nótese las salientes transversales de las placas de los ejes A y D, ubicados en los ejes 1, 3, y 4, que permiten adecuada longitud de anclaje para las vigas de los ejes 1, 3 y 4. *

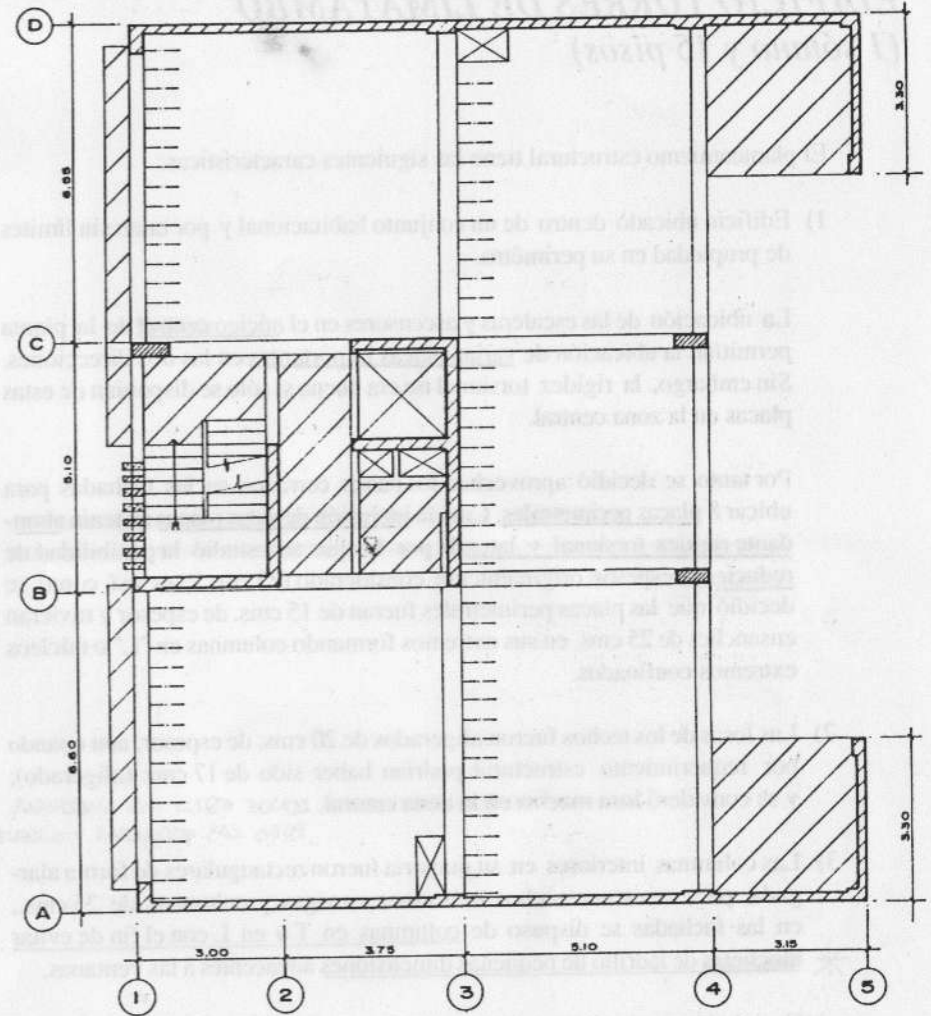
- 8) En el dibujo no se han indicado las vigas chatas del aligerado, para refuerzo de zonas cargadas con tabiques y zonas de ductos.





EDIFICIO «INMOBILIARIA SEÑOR DE LOS MILAGROS»
(9 pisos)

Arq. Mario Melzi



EDIFICIO «INMOBILIARIA SEÑOR DE LOS MILAGROS»
(9 pisos)

Esquema Estructural.

EDIFICIO TORRES DE LIMATAMBO

(1 sótano y 15 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

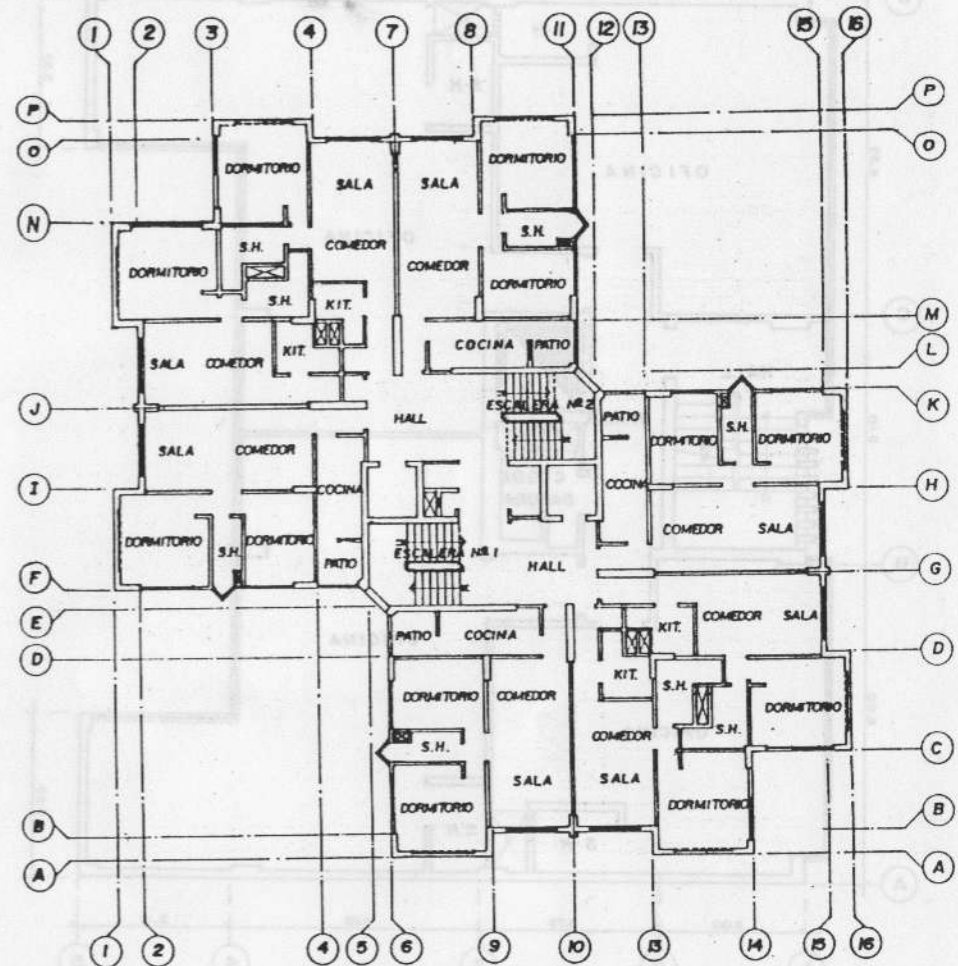
- 1) Edificio ubicado dentro de un conjunto habitacional y por tanto sin límites de propiedad en su perímetro.

La ubicación de las escaleras y ascensores en el núcleo central de la planta permitan la ubicación de varias placas importantes en las dos direcciones. Sin embargo, la rigidez torsional no era buena si sólo se disponían de estas placas en la zona central.

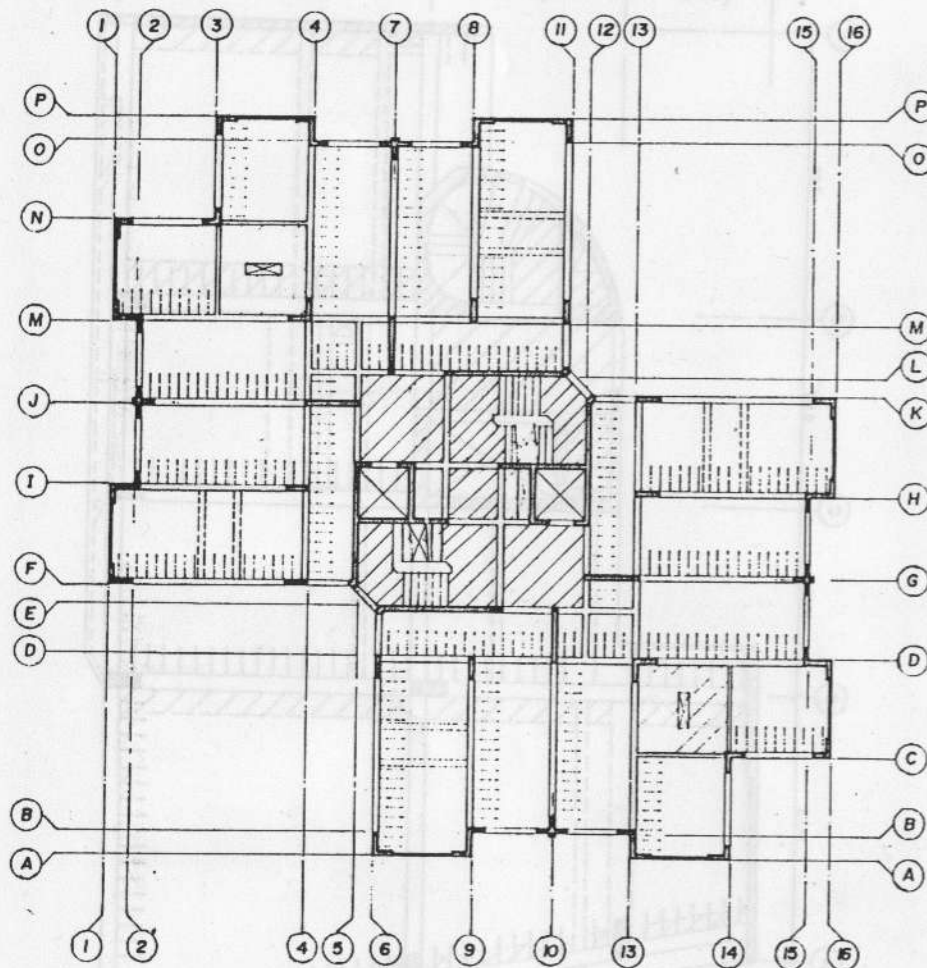
Por tanto se decidió aprovechar los paños cerrados en las fachadas para ubicar 8 placas perimetrales. Con la inclusión de estas placas se tenía abundante rigidez torsional y lateral, por lo que se estudió la posibilidad de reducir su espesor originalmente considerado (25 cms.); es así como se decidió que las placas perimetrales fueran de 15 cms. de espesor y tuvieran ensanches de 25 cms. en sus extremos formando columnas en "L" o núcleos extremos confinados.

- 2) Las losas de los techos fueron aligerados de 20 cms. de espesor, aún cuando por requerimiento estructural podrían haber sido de 17 cms. (aligerado), y se consideró losa maciza en la zona central. DONDE ESTÁN LAS ARBITRARIAS POR LAS ESCALERAS Y ASCENSORES.
- 3) Las columnas interiores en su mayoría fueron rectangulares de forma alargada, para mantener anchos uniformes en vigas y columnas de 25 cms., en las fachadas se dispuso de columnas en T o en L con el fin de evitar mochetas de ladrillo de pequeñas dimensiones adyacentes a las ventanas.

* Cuando las mochetas de ladrillo son de dimensiones reducidas tienen mal comportamiento fisurándose con facilidad.



EDIFICIO «TORRES DE LIMATAMBO»
(1 sótano + 15 pisos)



EDIFICIO «TORRES DE LIMATAMBO»
(1 sótano + 15 pisos)

Esquema Estructural.

EDIFICIO COMERCIAL (PROPIEDAD CONSTRUCTORA CHIRA) (13 pisos)

- 1) Edificio Comercial ubicado en esquina, representativo de los problemas de estructuración de las edificaciones de esquina con límites vecinos en dos de sus costados y con dos fachadas en los frentes a las calles.

En los ejes de fachada no se podía disponer de placas, mientras en los ejes de linderos con vecinos sí.

Se consideró placas en los ejes E y I, y adicionalmente en el núcleo de ascensores y escalera, tratando de conseguir rigidez lateral aún cuando se incrementaba la torsión.

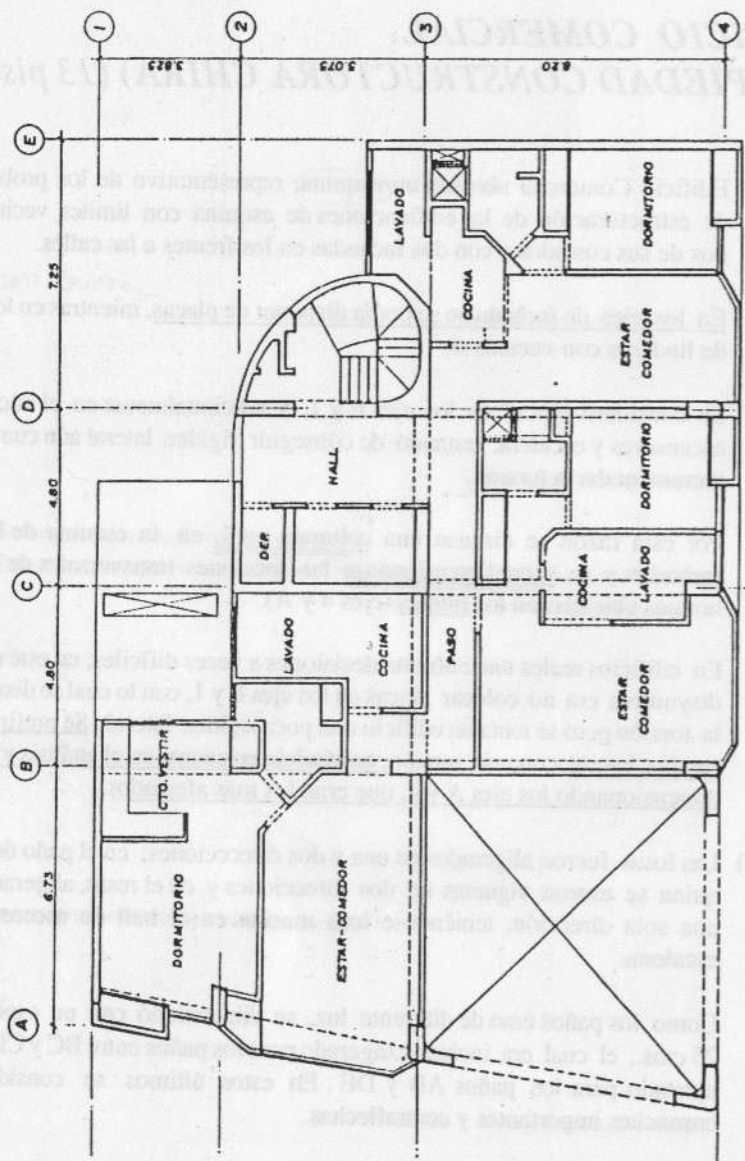
Por esta razón se dispuso una columna en L en la esquina de las dos fachadas y se sobredimensionaron las secciones transversales de las columnas ubicadas en los frentes (ejes 4 y A).

En edificios reales uno enfrenta decisiones a veces difíciles; en este caso la disyuntiva era no colocar placas en los ejes E y I, con lo cual se disminuía la torsión pero se tenía un edificio con poca rigidez lateral. Se prefirió más rigidez lateral con más torsión, tomándola en cuenta en el análisis y sobredimensionando los ejes A y 4, que eran los más afectados.

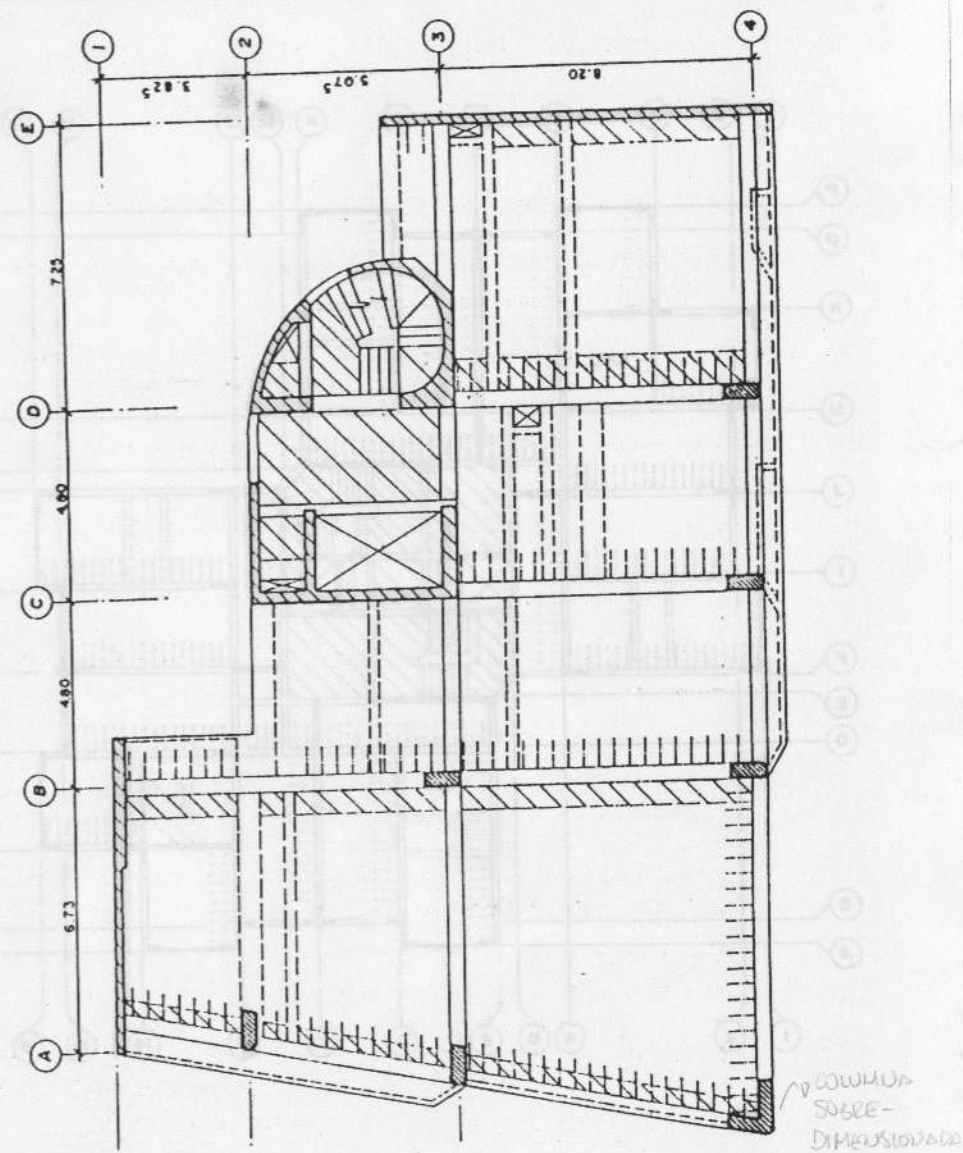
- 2) Las losas fueron aligerados en una y dos direcciones; en el paño de la esquina se usaron viguetas en dos direcciones y en el resto, aligerados en una sola dirección, teniéndose losa maciza en el hall de ascensores y escalera.

Como los paños eran de diferente luz, se dimensionó con un espesor de 25 cms., el cual era incluso exagerado para los paños entre BC y CD, pero ajustado para los paños AB y DE. En estos últimos se consideraron ensanches importantes y contraflechas.

- 3) Las vigas principales se hicieron de 40 cms. de ancho, manteniéndose este espesor en los ejes de fachada que estaban menos cargados, con la intención de otorgar sobre-resistencia por los problemas torsionales.



EDIFICIO COMERCIAL «CIA. CONSTRUCTORA CHIRA S.A.»
(13 pisos)
Arqs : Juan Velasco y Alfredo Baertl



EDIFICIO COMERCIAL «CIA. CONSTRUCTORA CHIRA S.A.»
(13 pisos)
Esquema Estructural.

EDIFICIO COMERCIAL Y DE VIVIENDA INVERSIONES PAUCARPATA (4 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Edificio destinado a tiendas en el primer piso, y a viviendas con abundante tabiquería en el 2do. 3ero. y 4to. piso.

Esta configuración hacía que en el primer piso no existieran muchos de los muros que sí se tenían en los pisos superiores; por otro lado se deseaba tener todas las vigas chatas para evitar dinteles y uniformizar puertas y ventanas con 2.30 mts. de altura que era la altura piso a techo de los pisos de vivienda.

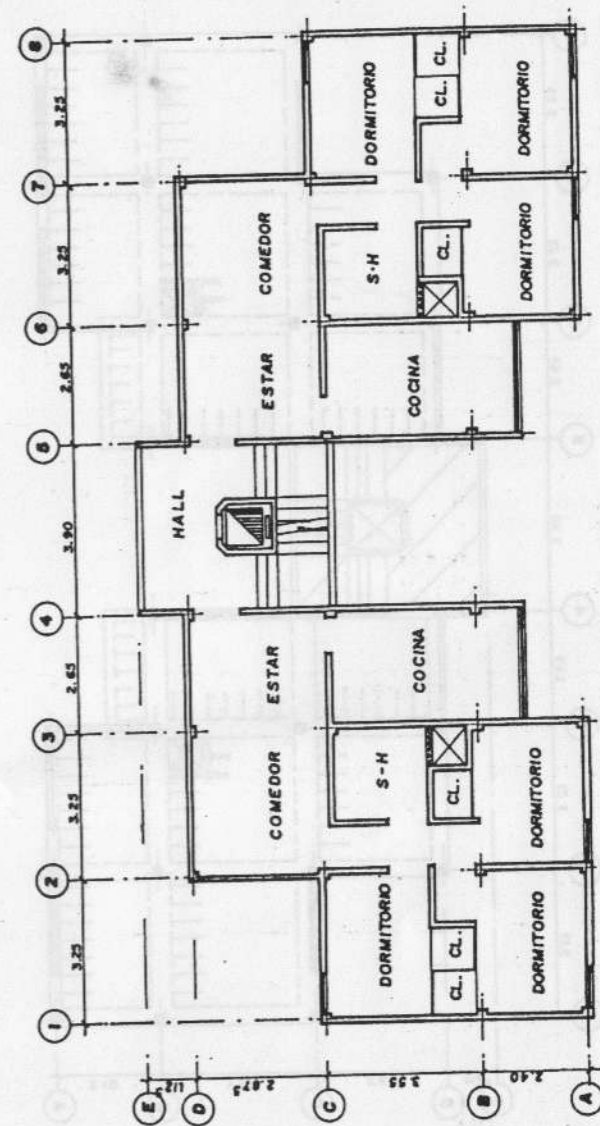
- 2) Se buscaron muros que sí existían en los 4 pisos y se evaluó su capacidad resistente para fuerzas horizontales de sismo; como la densidad de muros a nivel de primer piso no era importante se tuvieron que considerar algunas placas de concreto de 15 cms. de espesor y algunos muros portantes de albañilería que se mantuvieron en 25 cms. en los cuatro pisos; el resto de muros de los pisos superiores se consideró en 15 cms.

- 3) Asegurada la rigidez y resistencia lateral mediante muros de corte de concreto y ladrillo, se consideraron vigas chatas en dos direcciones y techos aligerados armados en una dirección. Los paños fueron armados no sólo buscando continuidad y luces más cortas, sino tratando de proporcionar carga axial a los muros portantes, siendo ésta la razón por la cual se techan los paños 3-4 y 5-6 en sentido contrario.

- 4) Las vigas chatas secundarias o las principales exteriores se dimensionaron con 40 cms. de ancho, mientras las principales tuvieron 50 cms. de ancho.

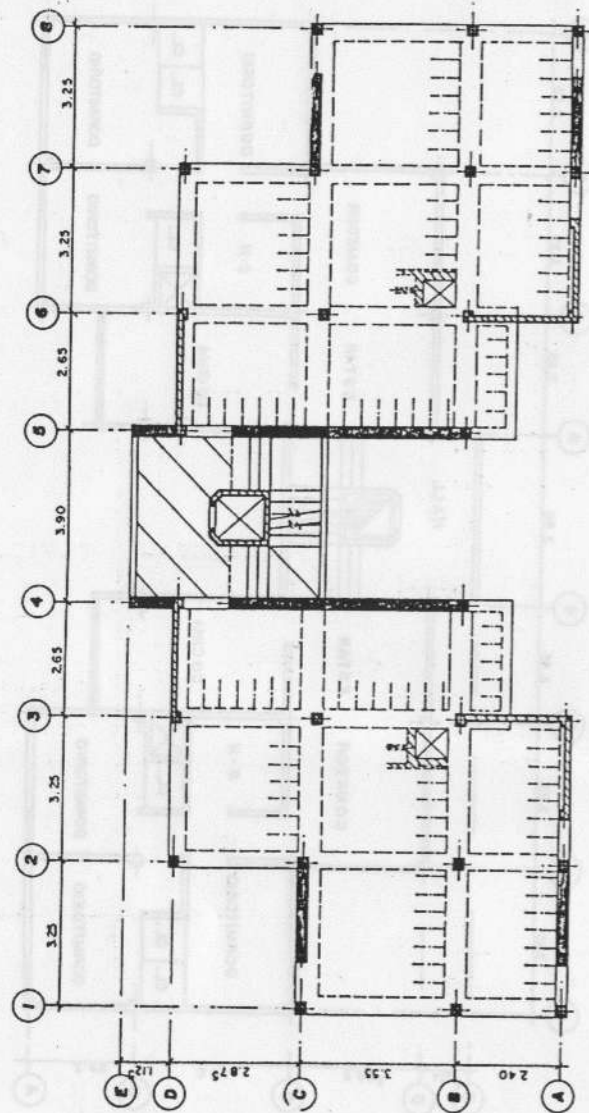
- 5) Nótese que las placas de 15 cms. de espesor, en concreto armado tuvieron ensanches en los extremos, buscando núcleos confinados. Las placas tuvieron una malla de refuerzo cuyo refuerzo horizontal anclaba en los ensanches (columnas) donde se disponía 4 o 6 varillas estribadas.

- 6) El paño 4-5 constituye una zona crítica por la reducción en la planta, habiéndose considerado losa maciza. En estos casos es importante la simetría de los dos bloques unidos por este "puente".



EDIFICIO «INVERSIONES PAUCARPATA»
(4 pisos)

Arq. Juan Valcárcel Dueñas



EDIFICIO «INVERSIONES PAUCARPATA»
(4 pisos)
Esquema Estructural.

EDIFICIO MULTIFAMILIAR "CHIAVARI" (15 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Este edificio tiene como característica el hecho de haberse considerado la mayor cantidad de muros en concreto armado, teniéndose sólo algunos tabiques de ladrillo.

Los vaivenes de nuestra economía hicieron que en determinado momento los muros de concreto resulten más económicos que los muros de ladrillo; por otro lado al existir abundancia de muros o placas de concreto armado, éstos tienen como refuerzo un acero mínimo y no existen prácticamente columnas.

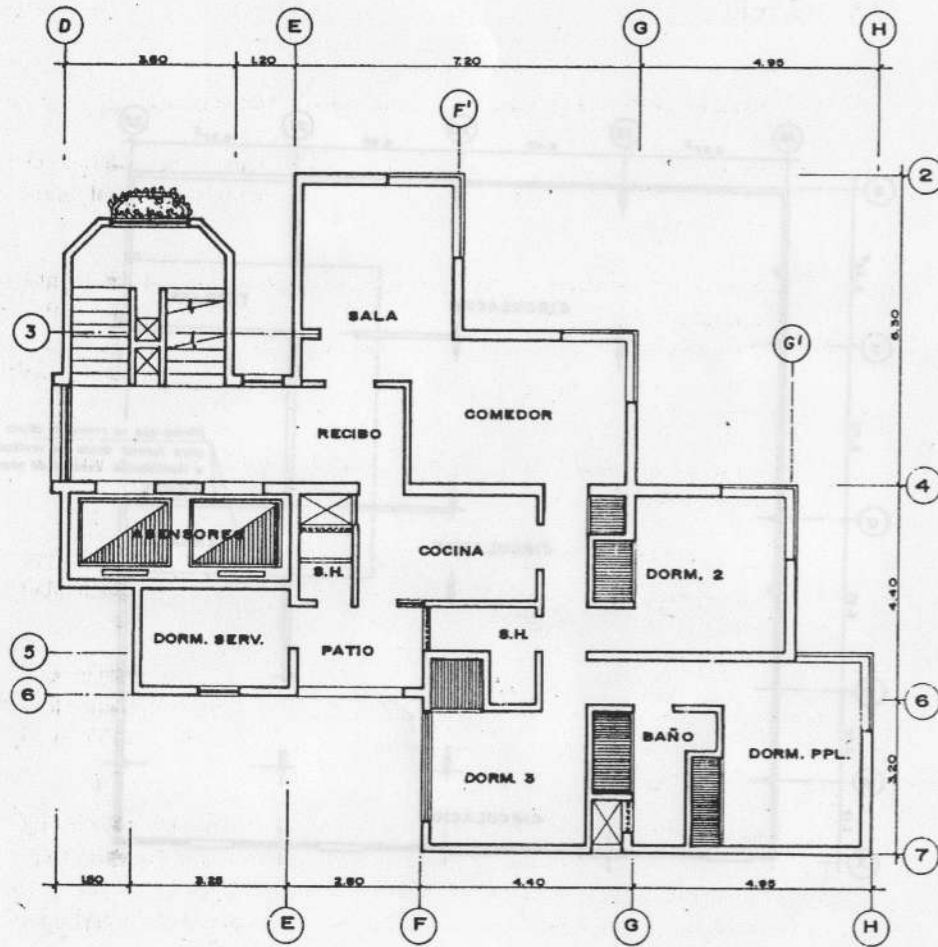
La planta indicada en la figura representa un bloque del edificio existiendo otro similar hacia la izquierda del eje D, separado con junta.

- 2) Observando la planta del edificio, se aprecia asimetría existiendo mayor rigidez hacia los ejes 6-7 y DE. Sin embargo, dada la gran densidad de muros, los esfuerzos obtenidos son bajos.

Para contrarrestar en algo la torsión se hicieron las placas de los ejes D, E, 5, 6 y 7 con 20 cms. de espesor mientras los restantes, de menor longitud y ubicados hacia el eje G, H y 4, 3, 2, se dimensionaron con 25 cms. de espesor.

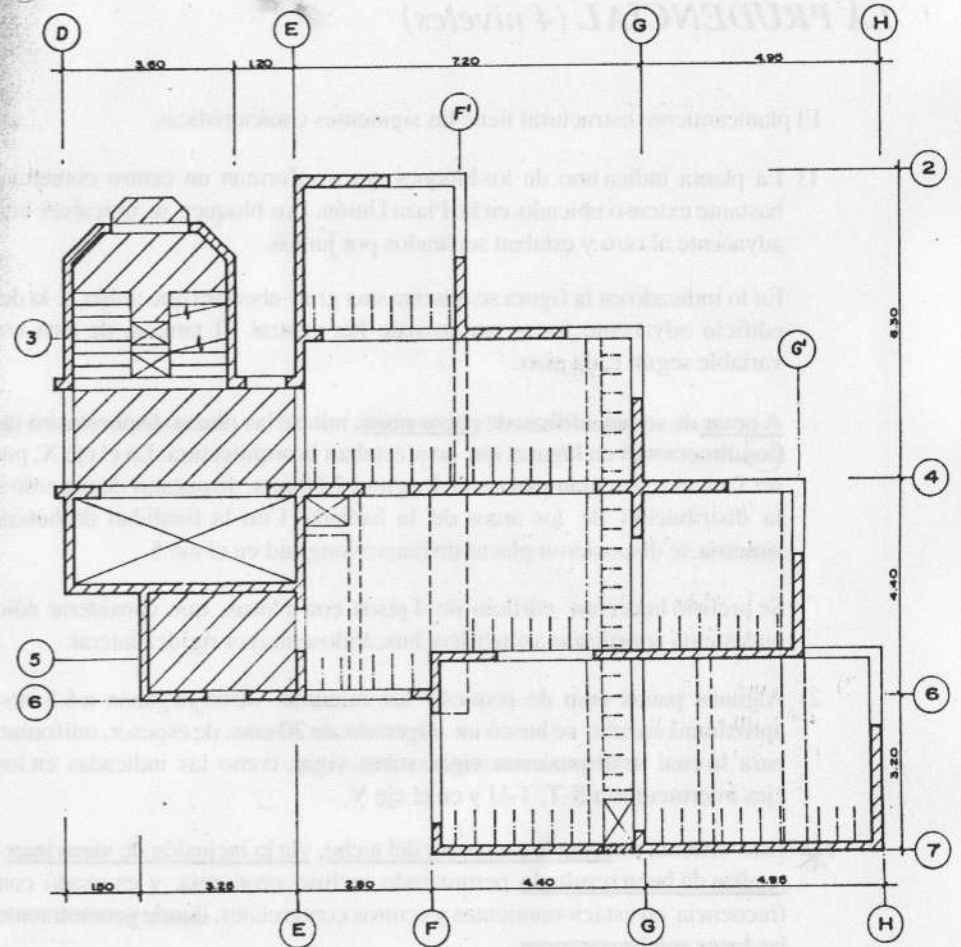
- 3) Un aspecto interesante del análisis sísmico realizado fue el considerar las placas de los ejes F, G, G' y H unidas mediante las vigas balcón a las placas transversales. Para esto se consideró las vigas de los ejes F, G, G' y H apoyadas en barras ficticias cuya rigidez axial era equivalente a la rigidez en flexión (voladizos) de las vigas de los ejes 2, 3, 4, y 6. Del análisis efectuado se encontró un trabajo importante de estas vigas para fuerzas horizontales de sismo.

- 4) En los paños comprendidos entre los ejes D y E se consideraron losas macizas buscando mejorar la integración de las placas de este sector con la planta principal del edificio; en el resto se usó aligerado de 20 cms. armado en una dirección.



EDIFICIO MULTIFAMILIAR «CHIVARI»
(15 pisos)

COMPESA Ingenieros.



EDIFICIO MULTIFAMILIAR "CHIVARI"
(15 pisos)

Esquema Estructural.

CENTRO COMERCIAL "UNICENTRO" LA PRUDENCIAL (4 niveles)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) La planta indica uno de los bloques que conforman un centro comercial bastante extenso ubicado en la Plaza Unión. Los bloques se ubicaban uno adyacente al otro y estaban separados por juntas.

En lo indicado en la figura se observa una gran abertura que unida a la del edificio adyacente forma un pozo de luz central. El tamaño de ésta era variable según cada piso.

A pesar de ser un edificio de pocos pisos, nótese las placas dispuestas en las dos direcciones en lugares que no afectaban la arquitectura. En el eje X, por ser fachada, se tenían placas de longitud 1.60 mts. dispuestas de acuerdo a la distribución de los arcos de la fachada. Con la finalidad de buscar simetría se dispusieron placas de mayor longitud en el eje 5.

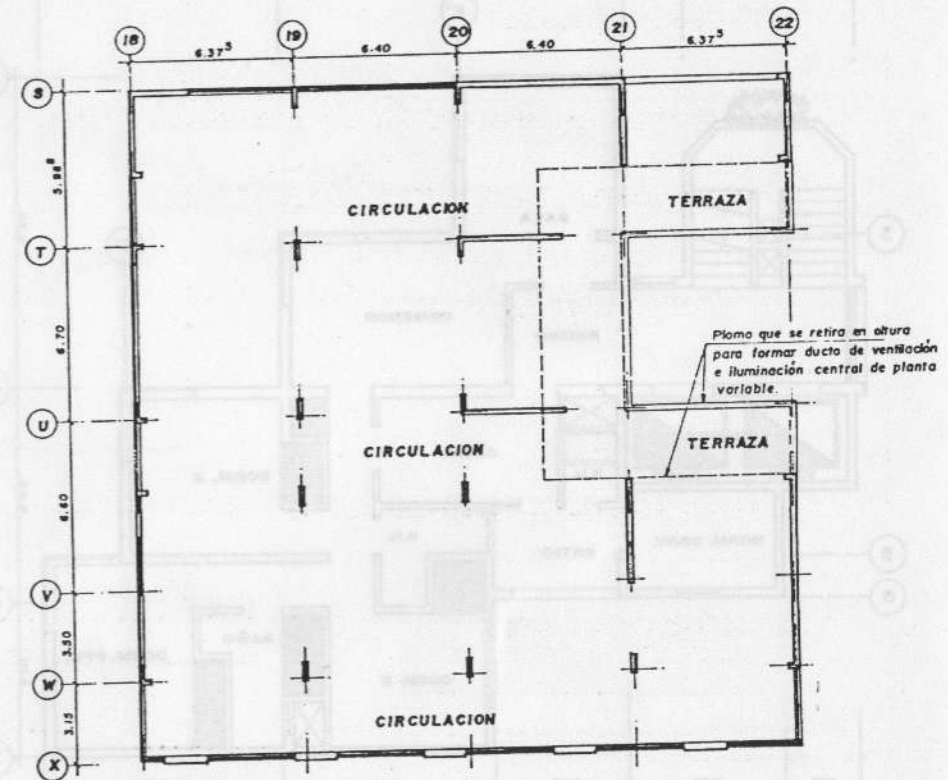
Se prefirió hacer un edificio de 4 pisos con placas, que considerar sólo un sistema aporticado asimétrico, buscándose mayor rigidez lateral.

- 2) Algunos paños eran de pequeña luz mientras otros llegaban a 6.5 mts. aproximadamente; se buscó un aligerado de 20 cms. de espesor, uniforme, para lo cual se dispusieron vigas sobre vigas, como las indicadas en los ejes intermedios a S-T, T-U y en el eje V.

* Este sistema de reducir el espesor del techo, vía la inclusión de vigas intermedias da buen resultado permitiendo incluso economía, y es usado con frecuencia en estacionamientos y centros comerciales, donde generalmente las luces son importantes.

- 3) Por Arquitectura y para no afectar la distribución de las pequeñas tiendas, las columnas tenían que ser peraltadas en la dirección de los ejes de los números. Por esta razón si no se hubiese considerado placas transversales la rigidez lateral en la dirección de los ejes de letras hubiese sido muy mala.

Al tener columnas de 25 cms. se consideró vigas de ese mismo ancho, teniéndose peraltes de 70 cms. en ambas direcciones.



CENTRO COMERCIAL «UNICENTRO»
(4 niveles)

La Prudencial

EDIFICIO PABELLON DE CADETES "ESCUELA NAVAL" (4 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

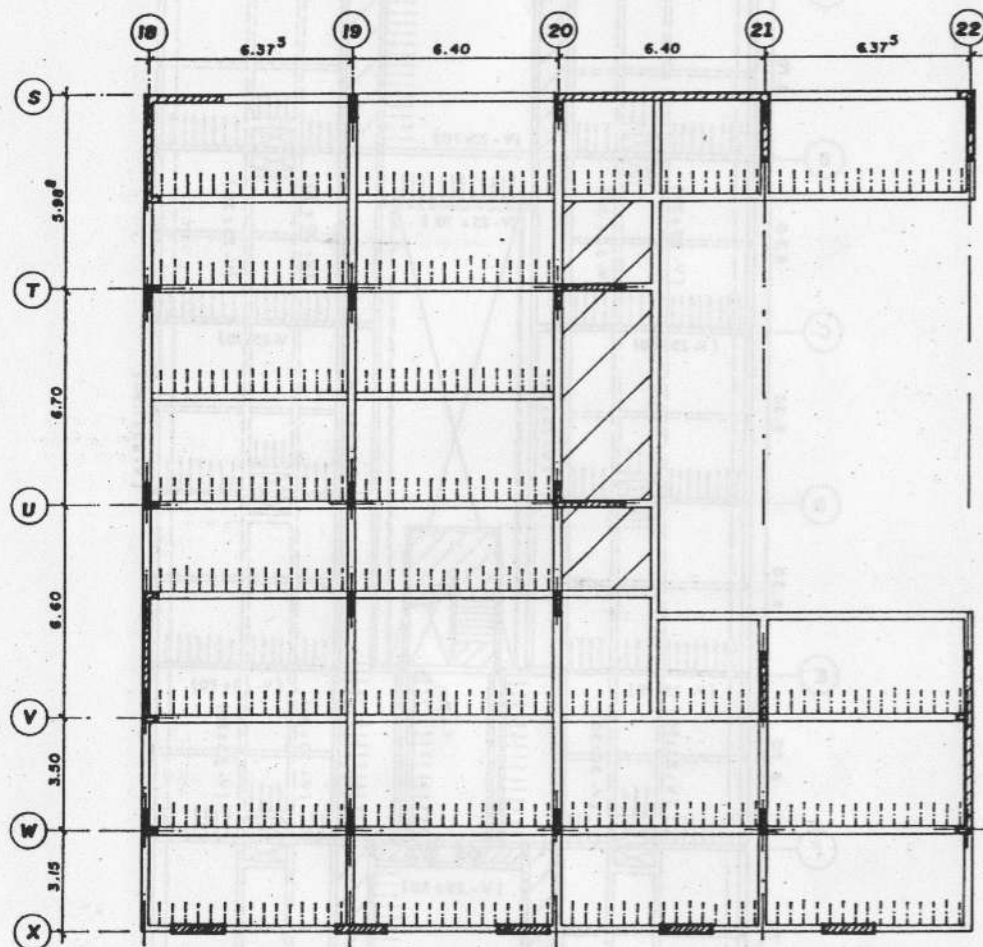
- 1) La figura indica un bloque de los 7 que conforman esta edificación siendo sus características generales similares.

La Arquitectura de estos edificios considera que en elevación tienen la forma de una letra A (mayúscula), es decir los ejes 1 y 6 son inclinados reduciéndose la planta total en altura, pero no la planta útil pues el ducto central de iluminación también se iba reduciendo.

Otra característica era que en los ejes centrales se tenía elementos independientes, entre la zona izquierda y derecha, que como además eran inclinados tenían problemas de estabilidad incluso por cargas de gravedad. Por estos motivos y con la finalidad adicional de reducir el periodo de vibración al máximo, para alejarnos del periodo predominante del terreno (del orden de 0.4 segundos) se estructuró considerando placas inclinadas en todos los ejes de letras.

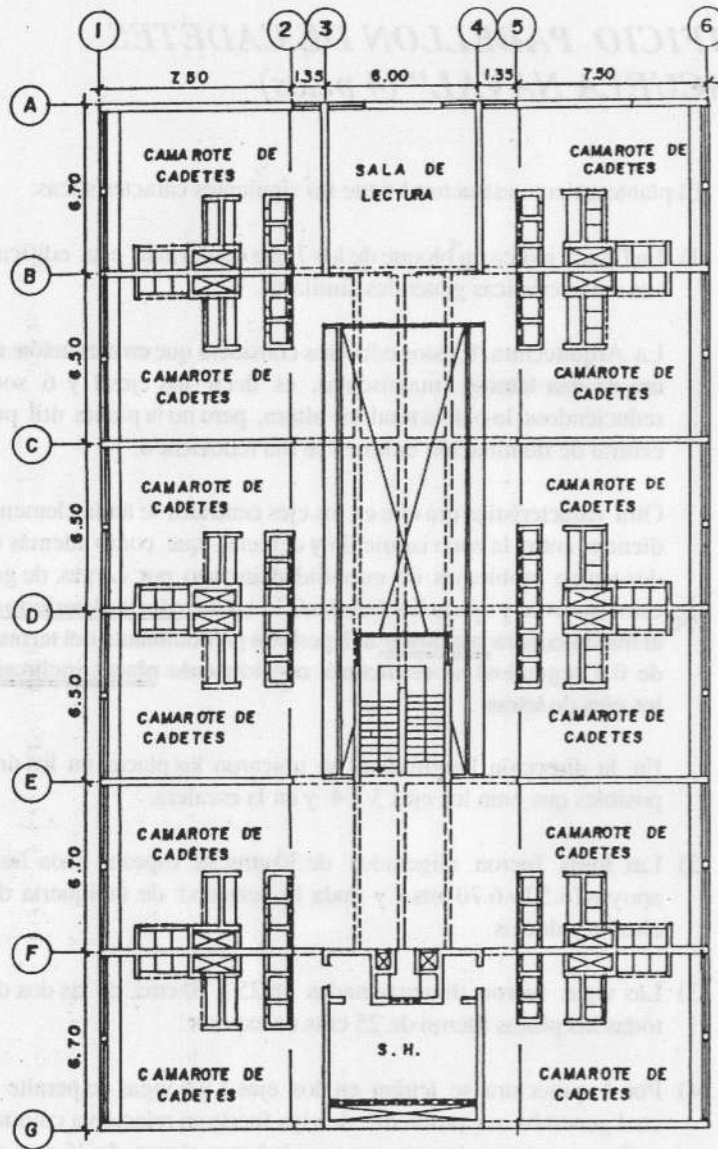
En la dirección longitudinal se ubicaron las placas en los únicos lugares posibles que eran los ejes 3 y 4 y en la escalera.

- 2) Las losas fueron aligerados de 30 cms. de espesor dada las luces entre apoyos (6.50 y 6.70 mts.) y dada la densidad de tabiquería de casilleros, closets y ductos.
- 3) Las vigas fueron dimensionadas en 25 x 70 cms. en las dos direcciones y todas las placas fueron de 25 cms. de espesor.
- 4) Por Arquitectura se tenían en los ejes 1 y 6 vigas de peralte 1.90 mts., lo cual generaba un problema de viga fuerte en relación a columna débil; sin embargo, estas columnas en realidad eran placas, de 25 cms de espesor, y se pensó además que los núcleos de placas de los ejes 3 y 4 absorbían la mayor parte del cortante sísmico.



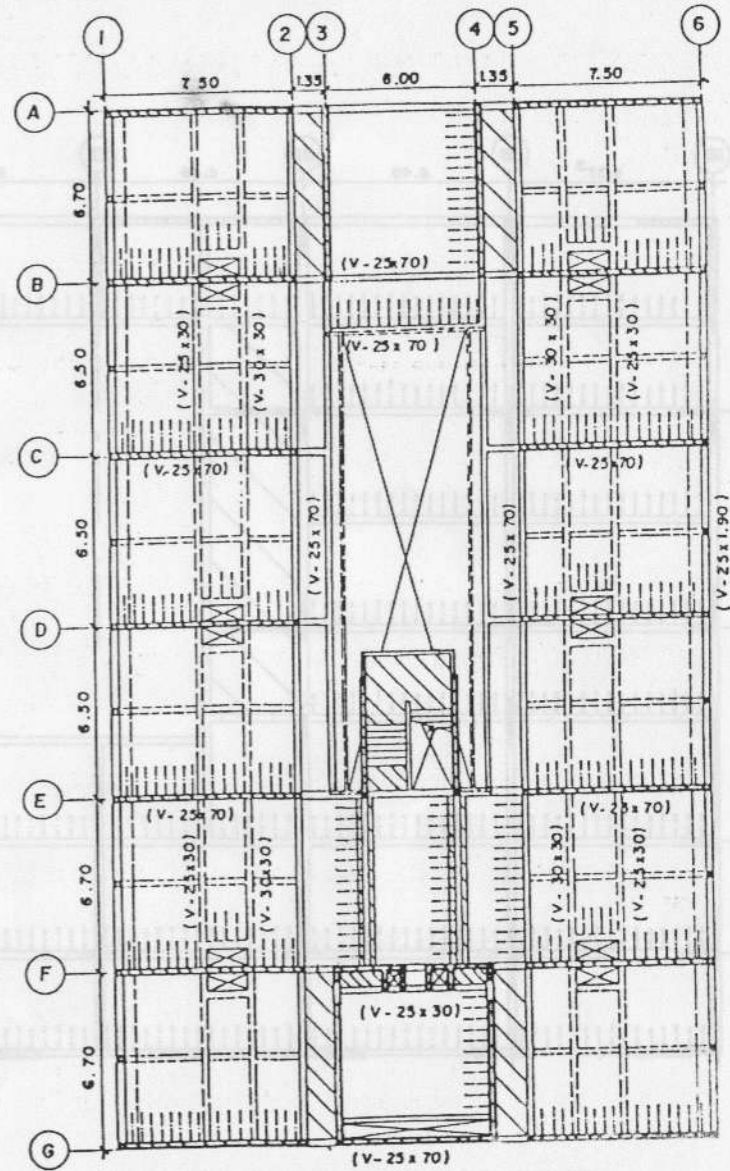
**CENTRO COMERCIAL «UNICENTRO»
(4 niveles)**

Esquema Estructural.



EDIFICIO «PABELLON DE CADETES»
(Zona F - Sótano + 4 pisos)

Escuela Naval del Perú. Arqs : Jorge Paéz – Jacques Crousse



EDIFICIO «PABELLON DE CADETES»
(Zona F - Sótano + 4 pisos)
Esquema Estructural.

EDIFICIO DEL HOSPITAL MARIA AUXILIADORA (SAN JUAN DE MIRAFLORES) (Sótano y 7 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) La figura indica un piso de uno de los bloques principales (torres) del conjunto de edificaciones que conforman el Hospital María Auxiliadora.

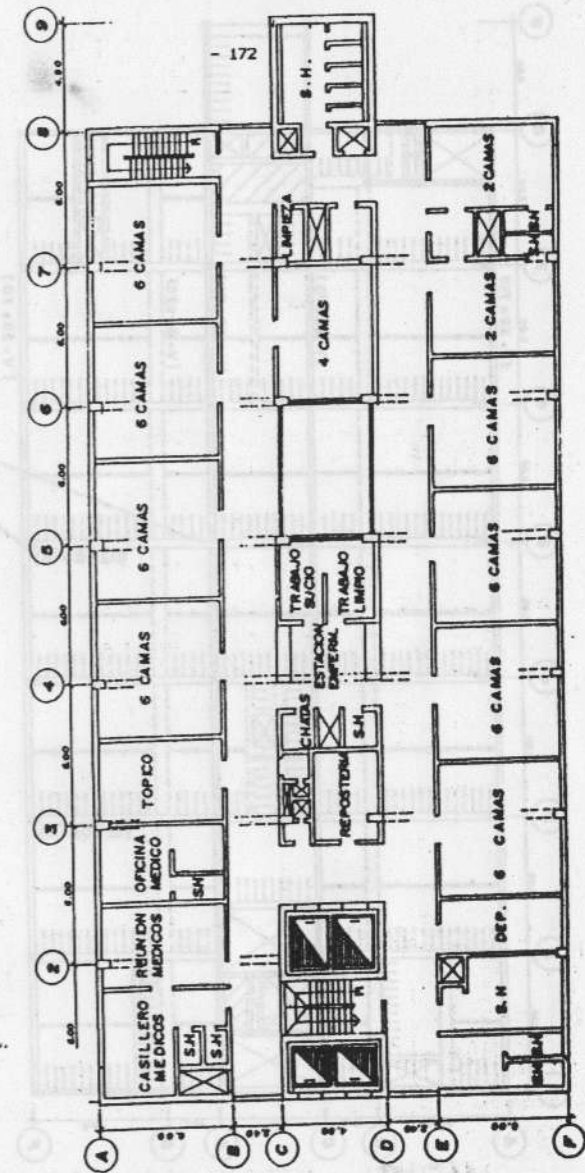
La estructura es un mixto de pórticos y placas teniéndose como elementos principales de rigidez lateral las placas ubicadas en los ejes 1 y 8, escaleras y ascensores, y las transversales de los ejes C y D.

- 2) Las columnas se peraltan en la dirección corta dado que los pórticos principales tienen tramos exteriores de 8 mts. de luz. Como la Arquitectura no permitía columnas de sección mayor en los primeros pisos se usó concretos de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en el sótano y primer piso.

Las placas fueron todas de 25 cms. de espesor.

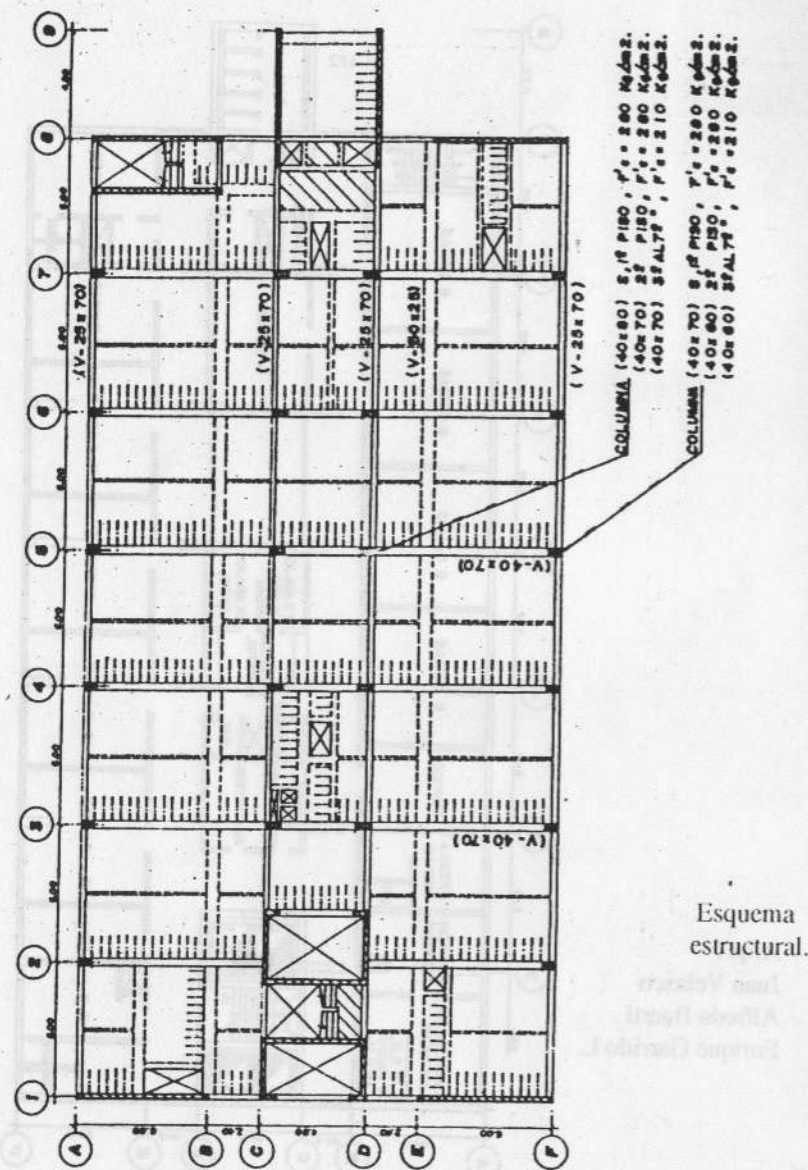
- 3) Las losas fueron aligerados de 25 cms. espesor formando paños continuos de 6 mts. de luz.
- 4) Las vigas principales fueron de 40 x 70 cms. y las transversales de 25 x 70 cms.
- 5) La estructura de este edificio es muy similar a las torres del Hospital del Cáncer que también es de 7 pisos con un sótano.
- 6) Nótese la unión de la viga del eje 2 con la placa de los ascensores. Lo ideal hubiera sido considerar un ensanche de la placa, el cual no era permitido por requerimientos arquitectónicos.

En el diseño de la viga se consideró prácticamente un apoyo articulado en esta zona y en el diseño de la placa se estudió el efecto local de la carga concentrada.



Arqs:
Juan Velasco
Alfredo Baertl
Enrique Garrido L.

HOSPITAL «MARIA AUXILIADORA» (San Juan de Miraflores)
(Sector D - Sótano + 7 pisos)



HOSPITAL «MARIA AUXILIADORA» (San Juan de Miraflores)
(Sector D - Sótano + 7 pisos)

EDIFICIO INMUEBLES MERCURIO (HOY BANCO INDUSTRIAL - MIRAFLORES) (13 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

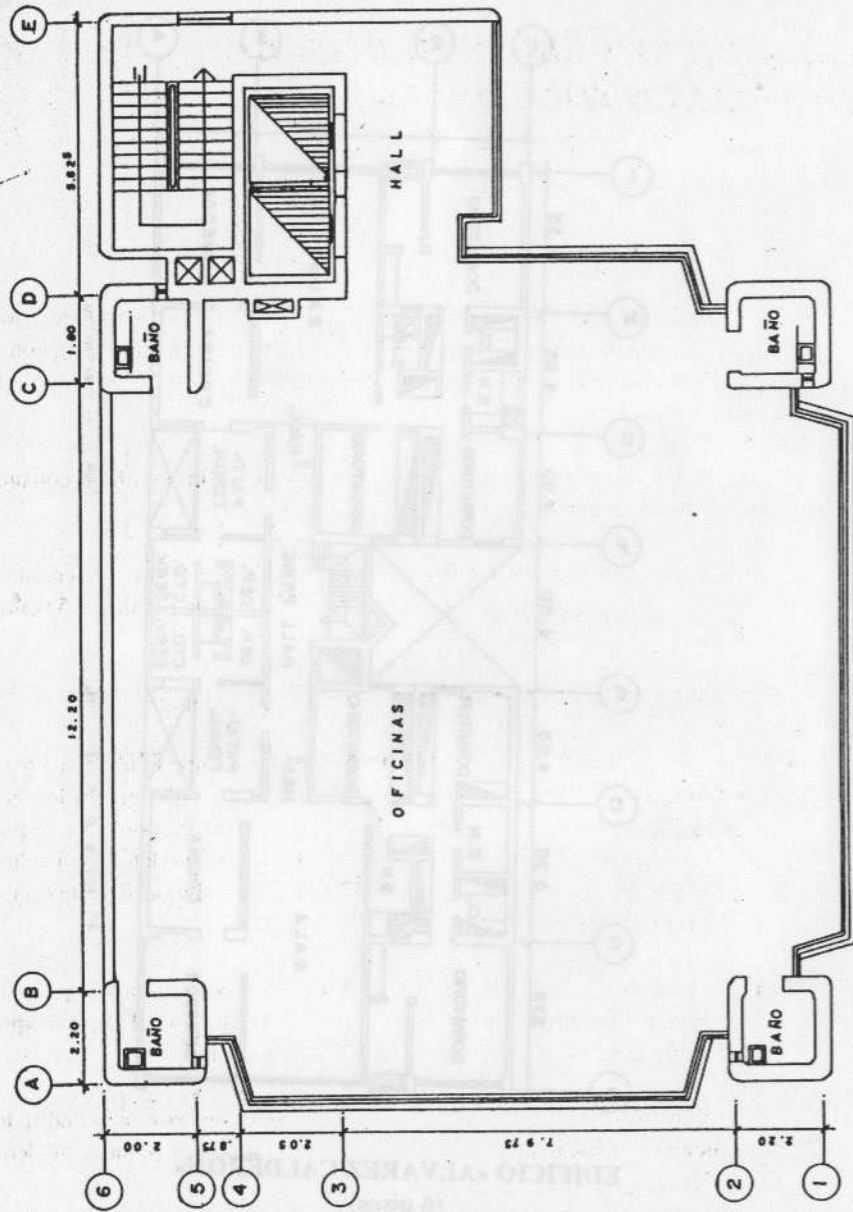
- 1) La edificación proyectada tiene como característica más importante la luz del paño de losa, el cual es de 14 mts. por 14 mts. aproximadamente, con 4 núcleos principales de apoyo unidos por vigas de 55cms. de ancho y 1 mt. de peralte.

En la parte posterior se tiene el hall de ascensores y las escaleras con una estructura adosada a la principal.

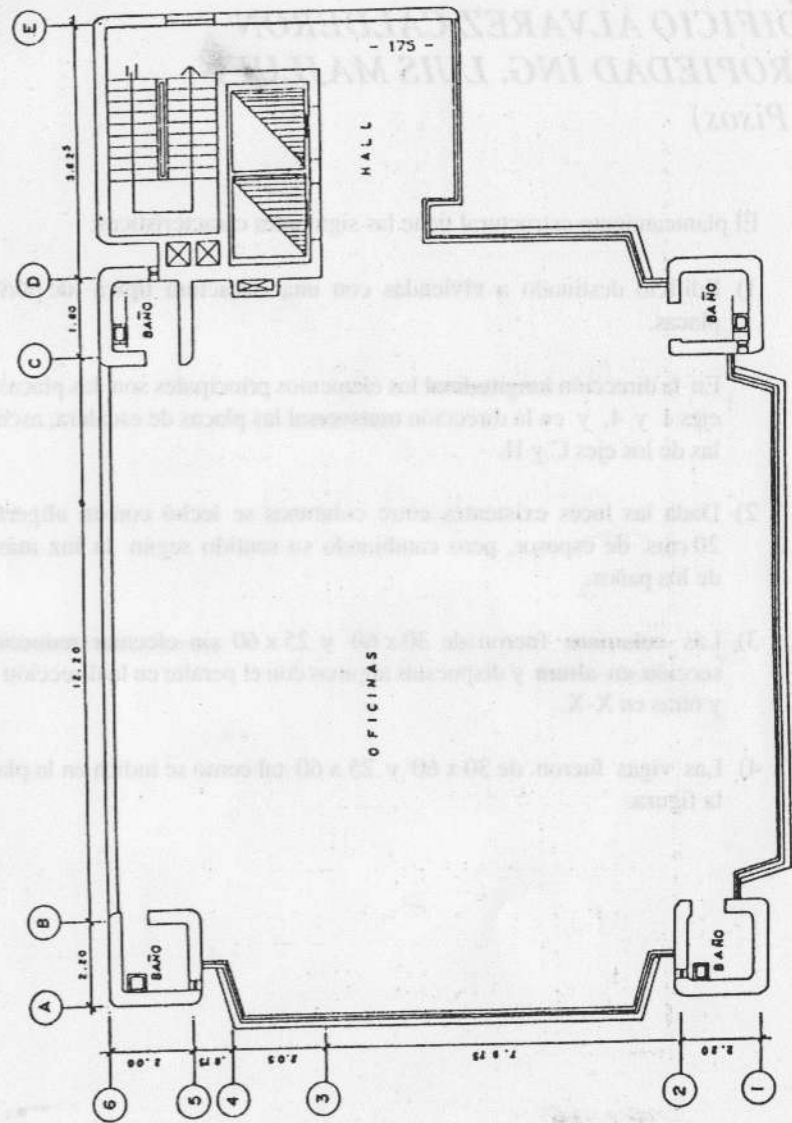
- 2) Para la losa de los pisos se consideró una losa nervada en dos direcciones, tipo casetones, con un ancho variable de 15 a 20 cms., un peralte de 55 cms. y un espaciamento de 85 cms.

Este tipo de losa es la más adecuada para luzes importantes.

- 3) Los frentes de los ejes A, I y D eran fachadas, siendo exteriormente el edificio recubierto con vidrios en toda su altura; sin embargo, el eje 6 era cerrado por ser un límite de propiedad. Este hecho no era conveniente por la torsión que podría producirse al formar el cerramiento lateral un muro rígido. La solución adoptada fue independizar el tabique del eje 6 con juntas en los extremos laterales y en la parte superior.
- 4) Los núcleos de placas de las 4 esquinas eran usados como baños disponiendo de una puerta, una ventana pequeña y los ductos en el espacio que quedaba libre al costado de la intersección de las vigas.
- 5) El edificio resultó con una densidad de refuerzo superior a un edificio convencional, principalmente por el refuerzo de los cuatro núcleos verticales.



EDIFICIO COMERCIAL «INMUEBLES MERCURIO»
 (Hoy Banco Industrial de Miraflores - Sótano + 7 pisos)
 Arqs : Larrañaga - Menacho



EDIFICIO COMERCIAL «INMUEBLES MERCURIO»
 (Hoy Banco Industrial de Miraflores - Sótano + 7 pisos)
 Esquema Estructural.

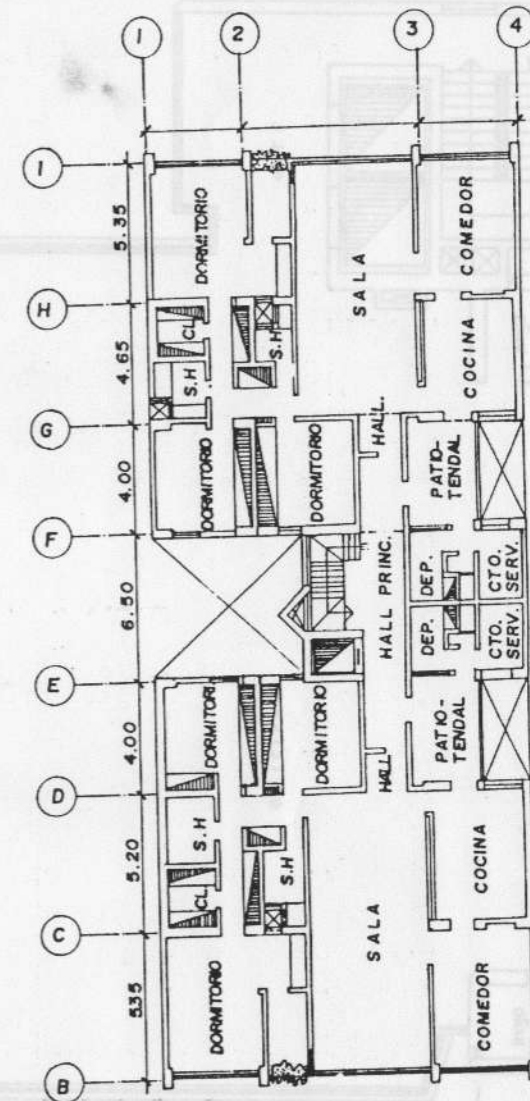
EDIFICIO ALVAREZ CALDERON
(PROPIEDAD ING. LUIS MAJLUF)
(6 Pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Edificio destinado a viviendas con una estructura típica de pórticos y placas.

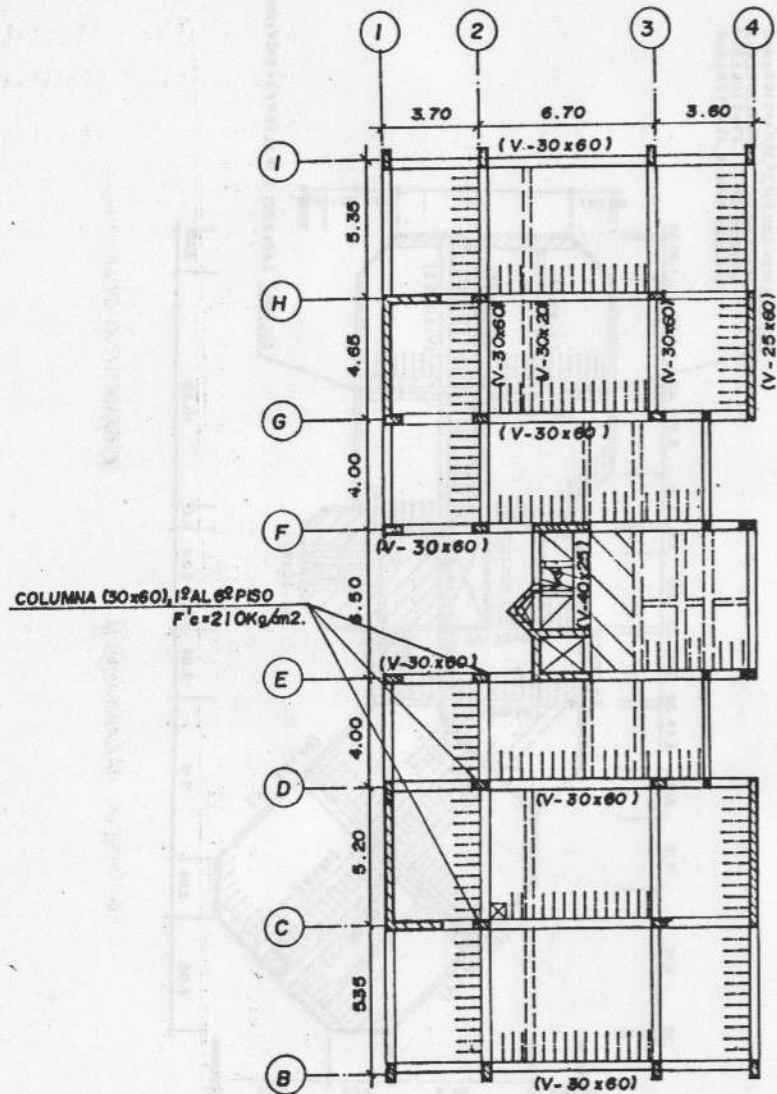
En la dirección longitudinal los elementos principales son las placas de los ejes 1 y 4, y en la dirección transversal las placas de escalera, ascensor y las de los ejes C y H.

- 2) Dada las luces existentes entre columnas se techó con un aligerado de 20 cms. de espesor, pero cambiando su sentido según la luz más corta de los paños.
- 3) Las columnas fueron de 30 x 60 y 25 x 60 sin efectuar reducción de sección en altura y dispuestas algunas con el peralte en la dirección Y-Y, y otras en X-X.
- 4) Las vigas fueron de 30 x 60 y 25 x 60 tal como se indica en la planta de la figura.



EDIFICIO «ALVAREZ CALDERON»
(6 pisos)

Propiedad Luis Majluf



EDIFICIO «ALVAREZ CALDERON»
(6 pisos)

Esquema Estructural.

EDIFICIO PROTURESA (GREMCO) (18 pisos)

El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Edificación destinada a vivienda con una forma en planta diferente a la de edificios más convencionales.

Dada la esbeltez en la dirección corta se estructuró básicamente con placas que en el caso de los extremos tenían pequeñas aberturas para ventilación en los baños.

En la dirección longitudinal se tenía las placas transversales que formaban columnas o placas en forma de L y la caja de ascensores y escalera.

- 2) Las losas fueron aligerados de 25 cms. de espesor ya que las luces eran de 6 y 6.50 como máximo.
- 3) Hacia los extremos laterales se tienen dos vigas principales que reciben la mayor carga y tienen la mayor luz. Como la arquitectura lo permitía se usaron dos placas diferentes, una de 40x200 en toda su altura, y la otra con longitud variable según los pisos, tratando de disminuir la luz de la viga.

A partir del piso sexto las dos placas tienen 2 mts. de longitud y la viga tiene una luz libre de 8.10 mts.; por esta razón se usó una sección de 40x65 cms., mientras el resto de vigas eran de 25x60 cms. o 30x60 cms. Esto hizo que la altura a fondo de la viga de (65 cms) se redujera a 2.05 mts. en lugar de los 2.10 mts.

EDIFICIO DE VIVIENDA EN VALLE HERMOSO (PRAGMA S.A.) (4 pisos)

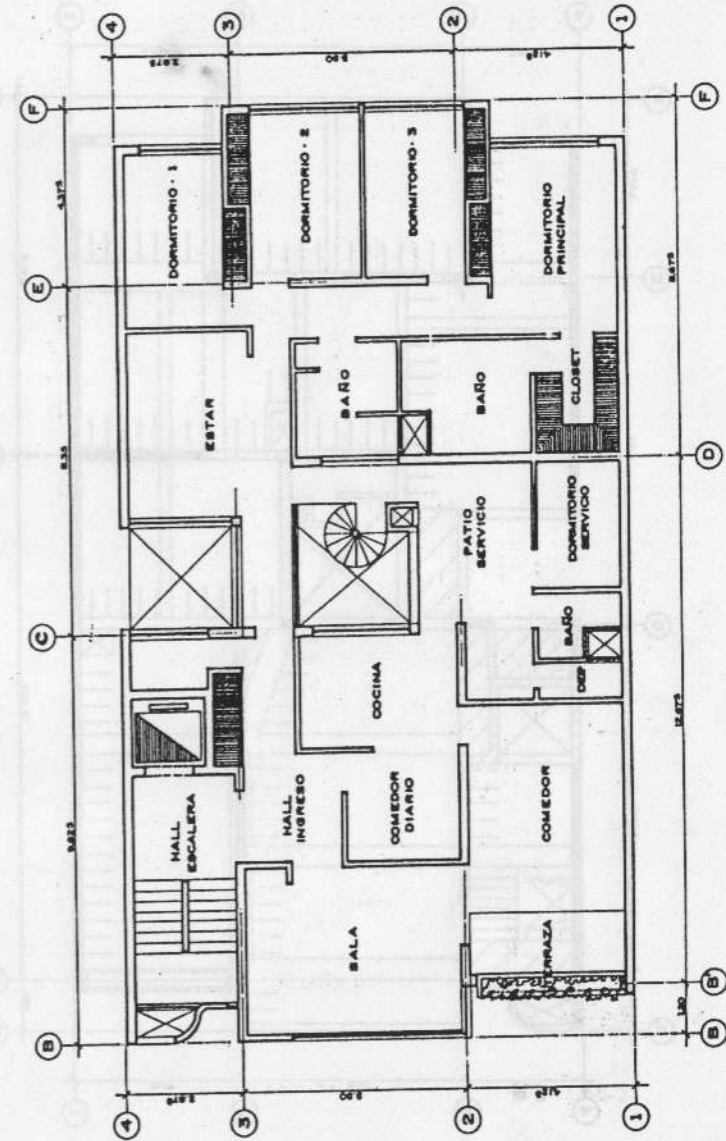
El planteamiento estructural tiene las siguientes características:

- 1) Esta edificación de 4 pisos puede representar el caso típico de edificaciones donde se combinan elementos de concreto armado y albañilería.

En la dirección longitudinal se contaba con muros cerrados en los linderos del terreno, mientras en la dirección transversal no se tenían muchos muros por no existir éstos en el primer piso.

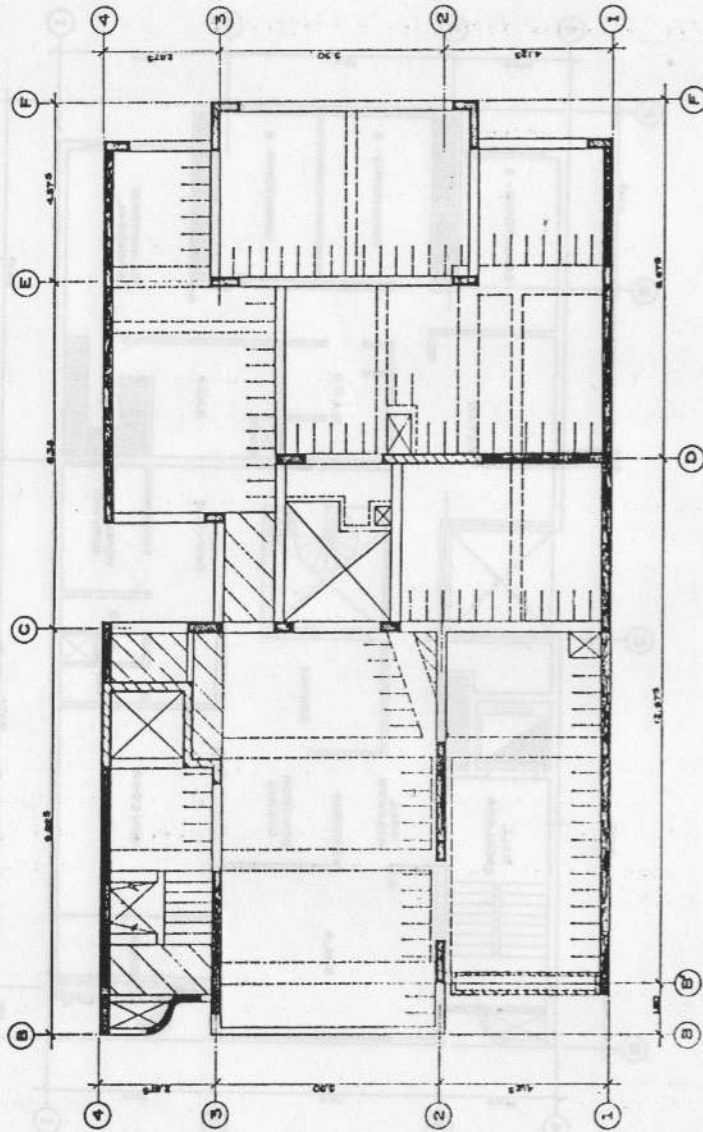
Para lograr rigidez lateral en la dirección transversal y no sobreesforzar a los pocos muros de albañilería del primer piso, se consideraron dos placas de concreto armado, una en la caja del ascensor y otra en el eje D, además de buscar columnas con peralte en esta dirección.

- 2) Los aligerados fueron de 20 cms. de espesor, teniéndose un poco ajustado este peralte sólo en el caso del paño B-C entre ejes 2 y 3. La dirección del techado se varió según las diferentes luces y zonas existentes.



EDIFICIO DE VIVIENDA EN VALLE HERMOSO (PRAGMA S.A.)
(4 pisos)

Arq. Ricardo Martín de Rossi



EDIFICIO DE VIVIENDA EN VALLE HERMOSO (PRAGMA S.A.)

(4 pisos)

Esquema Estructural

DETALLES DEL REFUERZO

GANCHO ESTANDAR

Las barras de refuerzo en su terminación pueden doblarse formando ganchos de diversos tipos; si estos ganchos se uniformizan y cumplen los siguientes requisitos se denominan ganchos estándar (Ver figura V-1):

En barras longitudinales:

- ◆ Doblez de 180° más extensión mínima de 4 veces el diámetro de la barra ($4d_b$) pero siempre mayor a 6.5 cms.
- ◆ Doblez de 90° más extensión mínima de 12 veces el diámetro de la barra ($12d_b$).

En estribos:

- ◆ Doblez de 135° más extensión mínima de 10 veces el diámetro de la barra ($10d_b$).
- ◆ En elementos que no resistan acciones sísmicas, los estribos podrán llevar ganchos de 90° ó 135° más extensión mínima de 6 veces el diámetro de la barra ($6d_b$).

DIAMETRO MINIMO DE DOBLADO PARA GANCHOS ESTANDAR Y DOBLECES EN GENERAL

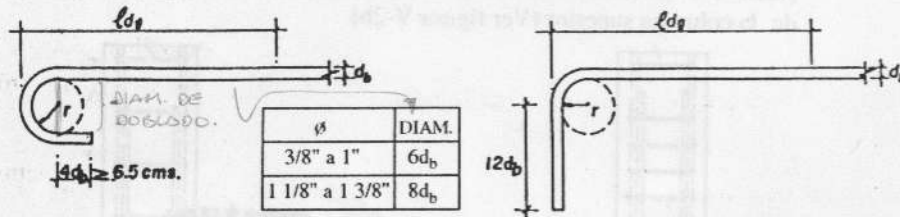
En barras longitudinales, el diámetro mínimo de doblez medido a la cara

interior de la barra será (Ver figura V-1):

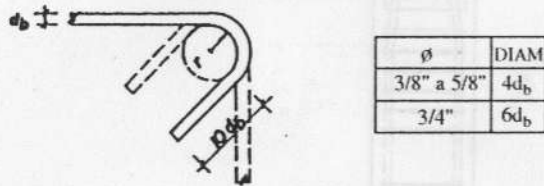
- ◆ Barras de $\varnothing 3/8"$ a $\varnothing 1"$ 6 veces el diámetro de la barra ($6d_b$).
- ◆ Barras de $\varnothing 1 1/8"$ a $\varnothing 1 3/8"$ 8 veces el diámetro de la barra ($8d_b$).

En el caso de estribos, el diámetro mínimo de dobléz medido a la cara interior de la barra será:

- ◆ Estribos de $\varnothing 3/8"$ a $\varnothing 5/8"$ 4 veces el diámetro de la barra ($4d_b$).
- ◆ Estribos de $\varnothing 3/4"$ y mayores 6 veces el diámetro de la barra ($6d_b$).



EN BARRAS LONGITUDINALES



EN ESTRIBOS

Ganchos Estándar y Doblez.
Figura V-1

COLOCACION DEL REFUERZO

Para el caso de vigas, la separación libre entre barras paralelas de una capa deberá ser mayor o igual que:

PARALELAS
HORIZONTALES

- ◆ El diámetro de la barra.
- ◆ 1.3 veces el tamaño máximo del agregado grueso.
- ◆ 2.5 cms.

Si se tuviera 2 ó más capas de refuerzo paralelo, las barras de las capas superiores deberán colocarse directamente encima de las barras inferiores, con una separación libre entre capas de 2.5 cms.

En el caso de columnas, la separación libre entre barras longitudinales deberá ser mayor o igual que:

- ◆ 1.5 veces el diámetro de la barra.
- ◆ 1.3 veces el tamaño máximo del agregado grueso.
- ◆ 4 cms.

En muros y losas (con excepción de losas nervadas), la separación del refuerzo principal por flexión será menor o igual a 3 veces el espesor del muro o losa, sin exceder de 45 cms.; para las losas el refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse a una separación menor o igual a 5 veces el espesor, sin exceder de 45 cms.

RECUBRIMIENTOS PARA EL REFUERZO

En todo elemento estructural debe proporcionarse un recubrimiento mínimo a las barras del refuerzo con el fin de protegerlo del medio ambiente.

Para concreto vaciado en sitio se tendrá:

- ◆ Concreto vaciado contra el suelo y permanentemente expuesto a él, o en contacto con agua de mar 7 cm.

- ◆ Concreto en contacto con el suelo después de haber sido desencofrado, o expuesto al intemperismo:

Para barra de $\varnothing 5/8"$ y menores 4 cm.

Para barra de $\varnothing 3/4"$ y mayores 5 cm.

- ◆ Concreto no expuesto al intemperismo ni en contacto con el suelo:

Losas y muros 2 cm.

Vigas y columnas (medido al estribo) 4 cm.

Láminas plegadas y cáscaras 2 cm.

En atmósfera corrosiva o en condiciones severas de exposición debe aumentarse la cantidad de protección y tomar en consideración la densidad y la no porosidad del concreto, o disponer de otras protecciones. En caso de riesgo continuo de fuego, deberán aumentarse los recubrimientos.

En todo elemento sometido a flexión o flexocompresión, interesará para el diseño la distancia existente entre el centro de gravedad del refuerzo traccionado y el extremo de la cara comprimida (distancia "d"), pues el momento aplicado deberá equilibrarse con un momento resistente interior generado por las fuerzas de tracción y compresión y su brazo de palanca. De esto se deduce que los recubrimientos que se exigen en las especificaciones de los proyectos estructurales no sólo sirven para cumplir con una adecuada protección del refuerzo, sino que definen las distancias efectivas con las que se realiza el cálculo estructural.

REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

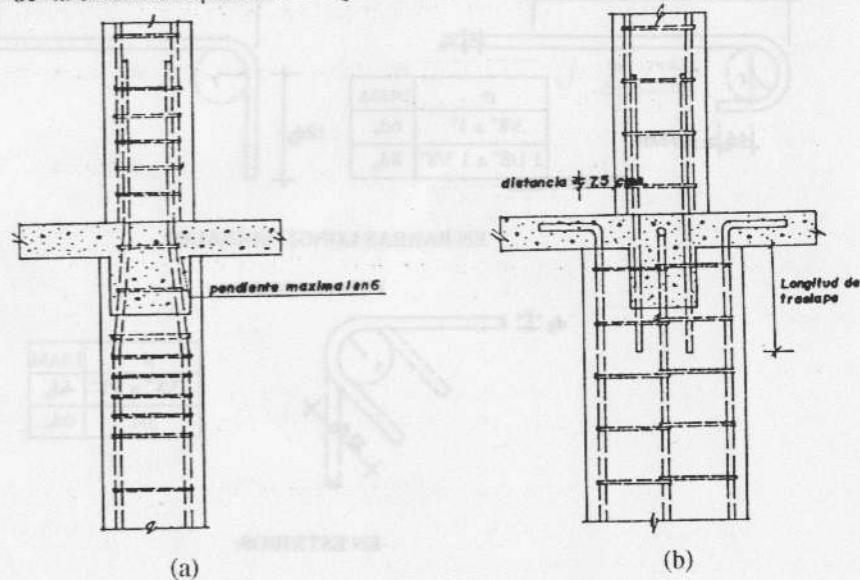
En el Capítulo VIII de Diseño por Flexión se indican los requerimientos de refuerzo por contracción y temperatura, en conjunto con lo especificado como refuerzo mínimo en flexión.

DETALLES PARA REFUERZO LONGITUDINAL DE COLUMNAS

Las barras longitudinales que tengan que doblarse por cambio de sección de la columna, deberán tener una pendiente máxima de 1 en 6, continuando luego con la dirección del eje de la columna, tal como se muestra en la figura V-2a.

En la zona de cambio de sección deberá proporcionarse soporte lateral adecuado por medio de estribos o espirales, o por el propio sistema de entrepiso. El soporte lateral deberá resistir 1.5 veces el valor de la componente horizontal de la fuerza nominal en la barra inclinada, suponiendo que trabaja a su máxima capacidad.

Cuando el desalineamiento vertical de las caras de columnas sea mayor de 7.5 cms., tal que no puedan doblarse las barras como se indican en los párrafos anteriores, estas barras se traslaparán con el refuerzo longitudinal de la columna superior (Ver figura V-2b).



Detalle del refuerzo de columnas en zonas de cambio de sección.

Figura V - 2

- * Los empalmes de las barras longitudinales de columnas se harán preferentemente dentro de los 2/3 centrales de la altura del elemento tal como se verá en el siguiente capítulo.

DETALLES PARA REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS Y VIGAS

El refuerzo transversal deberá cumplir con los requerimientos de diseño por fuerza cortante y confinamiento, debiendo además cumplir con lo indicado a continuación:

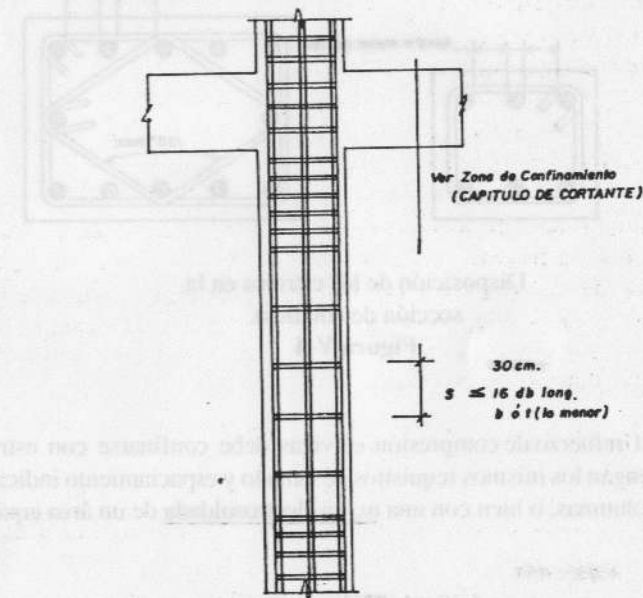
EN ESPIRALES :

- Los espirales consisten en barras continuas, espaciadas uniformemente con un diámetro mínimo de 3/8". El espacio libre entre espirales es como mínimo de 2.5 cms. y como máximo de 7.5 cms.
- El anclaje del refuerzo en espiral se hará aumentando 1.5 vueltas de la barra en cada extremo.
- El refuerzo en espiral se empalmará por traslape con una longitud mínima de 48 d_b.
- El refuerzo en espiral deberá extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado.
- * Siempre deberán colocarse estribos por encima de la terminación del espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco.
- En columnas con capiteles, el refuerzo en espiral se extenderá hasta el nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel es el doble de la columna.
- El refuerzo en espiral será sujetado firmemente en su lugar y se usarán espaciadores verticales para mantener la alineación.

ESTRIBOS :

- Todas las barras longitudinales de columnas deben estar confinadas por estribos cerrados.
- En columnas se usarán estribos de Ø 3/8" como mínimo para el caso de barras longitudinales hasta Ø 1"; para el caso de barras longitudinales de diámetros mayores se usarán estribos de Ø 1/2" como mínimo.
- El espaciamiento máximo entre estribos deberá ser el menor de:
 - ◆ 16 veces el diámetro de la barra longitudinal.
 - ◆ La menor dimensión de la columna.
 - ◆ 30 cms.

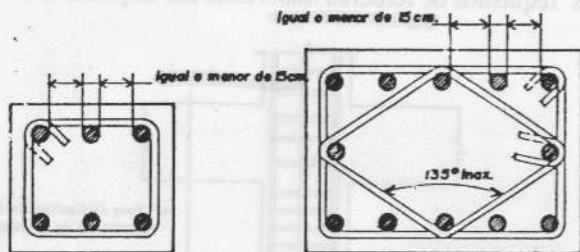
En la figura V-3 se muestra el espaciamiento máximo de estribos para una columna, indicándose la zona de confinamiento que debe cumplir con los requisitos de refuerzo transversal del Capítulo X de Diseño por Cortante.



Separación máxima de estribos.

Figura V-3

- d) Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina tenga apoyo lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un ángulo comprendido menor o igual a 135° , y ninguna barra debe estar separada más de 15 cms. libres (en cada lado a lo largo del estribo) desde la barra que esté lateralmente soportada (Ver figura V-4)
- e) En estructuras de muros portantes de albañilería cuya rigidez y resistencia en ambas direcciones ante acciones laterales esté dada principalmente por los muros, se podrá usar estribos de $\varnothing 1/4"$ en las columnas aisladas cuya menor dimensión no exceda de 25 cms. o en los confinamientos de los muros de albañilería.
- f) En columnas cuyas barras longitudinales estén dispuestas a lo largo de una circunferencia, se pueden emplear estribos circulares.



Disposición de los estribos en la sección de columna.

Figura V-4

- g) El refuerzo de compresión en vigas debe confinarse con estribos que tengan los mismos requisitos de tamaño y espaciamiento indicados para columnas, o bien con una mallá electrosoldada de un área equivalente.

ANCLAJES Y EMPALMES

ADHERENCIA

El concreto armado es usado como material combinado (concreto y fierro) para satisfacer los esfuerzos de compresión y tracción que se presentan en los distintos elementos estructurales. Básicamente el acero satisface las tracciones (aunque también resiste convenientemente esfuerzos de compresión) y el concreto soporta las compresiones.

Para que el concreto y el acero trabajen en conjunto es necesario que estén íntimamente unidos entre sí; a dicha unión se le denomina adherencia.

Se considera que existen 3 razones fundamentales que explican la adherencia entre el concreto y el acero:

- ◆ Adhesión de naturaleza química entre el acero y el concreto (Adherencia propiamente dicha).
- ◆ Fricción entre las barras de acero y el concreto, que se desarrolla cuando tienden a deslizar las primeras.
- ◆ Apoyo directo de las corrugaciones de las barras contra el concreto que las rodea.

Por lo expuesto, la adherencia representa una fuerza a lo largo del perímetro de las barras, y será necesario una cierta longitud para poder desarrollar una fuerza resistente igual a la máxima que puede ser transmitida por la barra de refuerzo. A esta longitud se le llama longitud de desarrollo o anclaje.

ANCLAJE DE BARRAS CORRUGADAS SOMETIDAS A TRACCION

En pruebas hechas en la Universidad de Texas se determinó que el valor límite de la adherencia está comprendido entre $20\sqrt{f'c}$ y $23\sqrt{f'c}$ expresado en Kg/cm.

Si dividimos entre el perímetro de las barras tendremos:

$$\mu_v = 6.39 \sqrt{f'c} / d_b \quad \text{ó} \quad \mu_v = 7.39 \sqrt{f'c} / d_b$$

Habiéndose considerado por seguridad el 85% del valor mínimo obtenido se encuentra el siguiente valor para el esfuerzo de adherencia:

$$\mu_v = 5.35 \sqrt{f'c} / d_b \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Para obtener la longitud de desarrollo del refuerzo, igualamos la fuerza resistente por adherencia en esa longitud con la fuerza máxima que puede aplicarse en la barra:

◆ Fuerza máxima en la barra $T_u = A_s f_y$

◆ Fuerza resistente por adherencia $T_u = \mu_v (l_d)(\pi d_b)$

Igualando ambas expresiones se obtiene la siguiente ecuación:

$$A_s f_y = (5.35 \sqrt{f'c} / d_b) (l_d) (\pi d_b)$$

de donde se obtiene:

$$l_d = 0.0594 A_s f_y / \sqrt{f'c} \approx 0.06 A_s f_y / \sqrt{f'c}$$

Que ha sido tomada por el ACI y la Norma Peruana como veremos en el párrafo siguiente:

En la Norma se define como longitud de desarrollo básica (l_{db}) la mayor de las obtenidas por las siguientes fórmulas:

$$l_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'c}$$

$$l_{db} = 0.006 d_b f_y$$

Donde A_b es el área de la barra y d_b su diámetro.

Dependiendo del caso, se obtendrá la longitud de desarrollo l_d multiplicando la longitud de desarrollo básica por uno de los siguientes factores:

Para barras horizontales que tengan bajo ellas más de 30 cms. de concreto fresco 1.4

Para casos de recubrimientos mayores a 7.5 cms. y separación de barras mayores de 15 cms 0.8

* Pero en ningún caso la longitud de desarrollo l_d deberá ser menor de 30 cms.

El requerimiento de multiplicar por 1.4 los anclajes de barras superiores, se debe al reconocimiento que el concreto de la zona superior de una viga es de menor calidad, pues tiene mayor cantidad de agua y finos disminuyendo la adherencia. Por otro lado, la condición de reducir la longitud de anclaje multiplicando por el factor 0.8, es debida al reconocimiento que en los casos de los fierros separados un mínimo de 15 cms y/o con recubrimientos mayores de 7.5 cms, las condiciones de adherencia mejoran en relación a espaciamientos menores que son los usuales.

ANCLAJE DE BARRAS CORRUGADAS SOMETIDAS A COMPRESION

La longitud de desarrollo l_{db} en cms. deberá ser la mayor de las obtenidas por las siguientes expresiones:

$$l_{db} = 0.08 d_b f_y / \sqrt{f'c}$$

$$l_{db} = 0.004 d_b f_y$$

$l_{db} = 20 \text{ cms.}$

En la figura VI-1 se presenta una tabla con las longitudes de anclaje para fierros en tracción y en compresión de barras de diferentes diámetros.

DENOMINACION	DIAMETRO	AREA	f'_c	l_d TRACCION	l_d COMPRESION
# 3	3/8"	0.71	175	30	24
			210	30	22
			280	30	20
			350	30	20
# 4	1/2"	1.29	175	32	33
			210	32	30
			280	32	26
			350	32	23
# 5	5/8"	2.00	175	40	41
			210	40	37
			280	40	32
			350	40	29
# 6	3/4"	2.84	175	54	49
			210	50	44
			280	48	39
			350	48	35
# 7	7/8"	8.87	175	74	57
			210	68	52
			280	59	45
			350	56	40
# 8	1"	5.10	175	97	65
			210	89	59
			280	77	51
			350	69	46
# 9	1 1/8"	6.45	175	123	73
			210	112	63
			280	97	58
			350	87	52
# 10	1 1/4"	8.19	175	156	81
			210	143	74
			280	124	64
			350	111	57
# 11	1 3/8"	10.06	175	192	89
			210	175	81
			280	152	70
			350	136	63

Longitudes de Anclaje de Fierros en Tracción y Compresión. **Figura VI - 1**

ANCLAJE CON GANCHOS ESTANDAR EN TRACCION

Para las barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción (l_{dg}), medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del dobléz (ver figura VI - 2), será la mayor de las siguientes expresiones :

$l_{dg} = 318 d_b / \sqrt{f'_c}$

$l_{dg} = 8 d_b$

$l_{dg} = 15 \text{ cms.}$

Para los anclajes en compresión no se reconoce el aporte de los ganchos, pudiéndose usar éstos, pero manteniendo un anclaje con la longitud requerida para barras rectas.

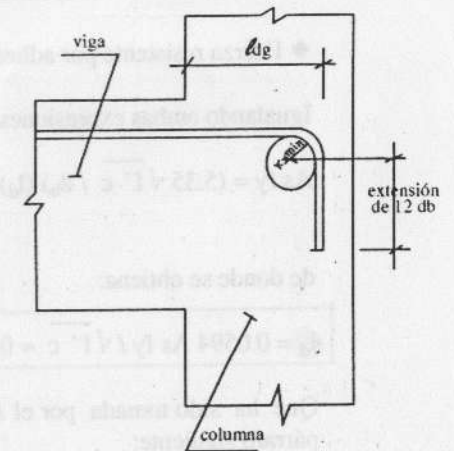
Cuando se usa anclaje con gancho no es necesario multiplicar por 1.4 la longitud requerida de los fierros ubicados en la capa superior de vigas de 30 cms. o más de peralte.

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (l_{dg}) (cms.)

σ / f'_c	175	210	280	kg/cm ²
1/2"	30	28	24	
5/8"	38	35	30	
3/4"	46	42	36	
1"	61	56	49	

RADIO	MINIMO DE DOBLEZ
3/8"	3 cm.
1/2"	4 cm.
5/8"	5 cm.
3/4"	6 cm.
1"	8 cm.

EXTENSION RECTA (12 db)	
1/2"	15 cm.
5/8"	20 cm.
3/4"	25 cm.
1"	31 cm.



Detalle de Gancho Estandar **Figura VI - 2**

EMPALMES EN EL REFUERZO

Existen diferentes tipos de empalmes y dentro de ellos la Norma reconoce los empalmes por traslape, por soldadura y a tope con fijador mecánico.

❖ EMPALMES POR TRASLAPE PARA BARRAS SUJETAS A TRACCION:

Se consideran las siguientes longitudes de empalme (l_E) como función de la longitud de desarrollo para barras sometidas a tracción, pero no menores de 30 cms.:

Empalme Tipo A	$l_E = 1.0 l_d$
Empalme Tipo B	$l_E = 1.3 l_d$
Empalme Tipo C	$l_E = 1.7 l_d$

Si se empalmara en zona de esfuerzos bajos los $3/4$ ó menos del número de barras en la longitud de traslape requerida, se usará empalme tipo A; si se empalmaran más de las $3/4$ partes del refuerzo se empleará el empalme tipo B.

Los empalmes en las zonas de esfuerzos altos deben evitarse, pero si fuera necesario hacerlos, se usará empalme tipo B cuando se empalman menos de la mitad de las barras dentro de la longitud requerida para el traslape; el empalme tipo C se usará si se empalman más de la mitad de las barras.

El criterio expresado en la Norma es aumentar la longitud de empalme para los casos de zonas con refuerzos altos y si se empalma mayor porcentaje de barras dentro de una misma longitud de traslape.

Para el caso de vigas sometidas a fuerzas de sismo la Norma prohíbe empalmar en los extremos de las luces de los tramos, prohibiendo que se realicen empalmes dentro de una distancia "d" igual al peralte efectivo de la viga, medida desde las caras de apoyo de las columnas o placas que son el soporte de las vigas.

❖ EMPALMES POR TRASLAPE PARA BARRAS SUJETAS A COMPRESION:

La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión l_d , pero además deberá ser mayor que:

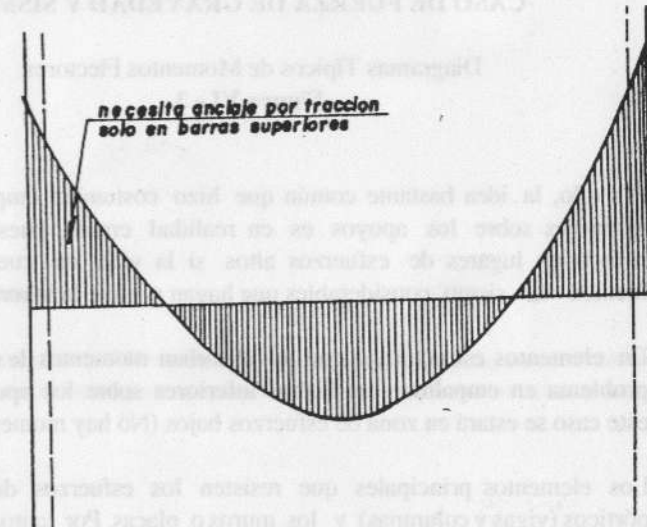
$$0.007 f_y d_b \quad \text{y que} \quad 30 \text{ cms.}$$

Para el caso de concretos de menor resistencia de 210 kg/cm^2 , esta longitud deberá incrementarse en un tercio.

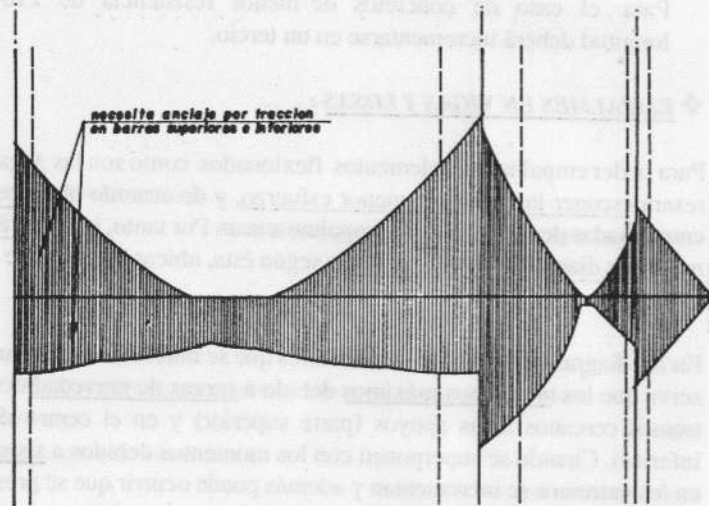
❖ EMPALMES EN VIGAS Y LOSAS:

Para poder empalmar en elementos flexionados como son las vigas o losas, interesará escoger las zonas de menor esfuerzo, y de acuerdo al porcentaje de barras empalmadas decidir el tipo de empalme a usar. Por tanto, interesará conocer la forma de los diagramas de momentos y según ésta, ubicar las zonas de esfuerzos bajos y altos. *

En los diagramas de momentos flectores que se muestran en la figura VI - 3, se observa que los momentos máximos debido a cargas de gravedad ocurren en los extremos cercanos a los apoyos (parte superior) y en el centro del tramo (parte inferior). Cuando se superponen con los momentos debidos a sismo, los máximos en los extremos se incrementan y además puede ocurrir que se presenten máximos invertidos en los extremos en la zona inferior.



CASO DE FUERZA DE GRAVEDAD



CASO DE FUERZA DE GRAVEDAD Y SISMO

Diagramas Típicos de Momentos Flectores.

Figura VI - 3

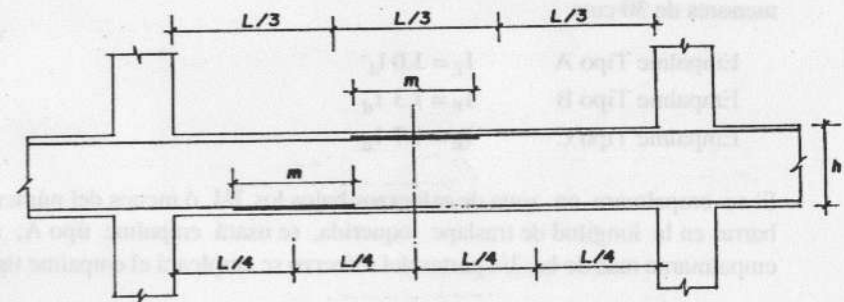
Por ello, la idea bastante común que hizo costumbre empalmar las barras inferiores sobre los apoyos es en realidad errada, pues se está empalmando en lugares de esfuerzos altos si la viga en cuestión tiene momentos de sismo considerables que hagan posible la inversión.

En elementos estructurales que no absorban momentos de sismo, no existirá problema en empalmar los fierros inferiores sobre los apoyos, ya que en este caso se estará en zona de esfuerzos bajos (No hay momento inferior).

Los elementos principales que resisten los esfuerzos de sismo son los pórticos (vigas y columnas) y los muros o placas. Por tanto, cuando se trate de empalmar en vigas que formen pórticos, se debe prever diagramas de momentos que incluyan máximos superiores e inferiores en las cercanías de los apoyos, y máximos inferiores en la zona central del tramo.

* Cuando se tiene que empalmar en vigas que no formen pórtico, o en losas o aligerados (no reciben momentos de sismo directamente) se considerará que los momentos máximos ocurren en los extremos (superiores) y en la zona central del tramo (inferiores).

Según los criterios expuestos, cada Ingeniero podrá seleccionar la clase de empalme (Tipo A, B, ó C) dependiendo de la zona del empalme y de la cantidad de acero empalmando en una misma sección.



Ø	VALORES DE m		
	REFUERZO INFERIOR H CUALQUIERA	REFUERZO SUPERIOR H 30	REFUERZO SUPERIOR H 30
3/8"	.40	.40	.45
1/2"	.40	.40	.50
5/8"	.50	.45	.60
3/4"	.60	.55	.75
1"	1.15	1.00	1.30

NOTA: a- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 b- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 c- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACE-RO INTERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 2Ø, PARA FIERRO DE 3/8" y 3Ø, PARA 1/2" ó 5/8" Ø

Empalmes Traslapados para Vigas, Losas y Aligerados.

Figura VI - 4

* En la figura VI-4 se muestra un detalle de empalme para vigas que forman pórtico, en el cual se indica empalmar los refuerzos superiores en la parte central de la viga, donde se tiene generalmente esfuerzos bajos, y se especifica empalmar los refuerzos inferiores en una zona intermedia entre la zona central y la zona externa junto al apoyo.

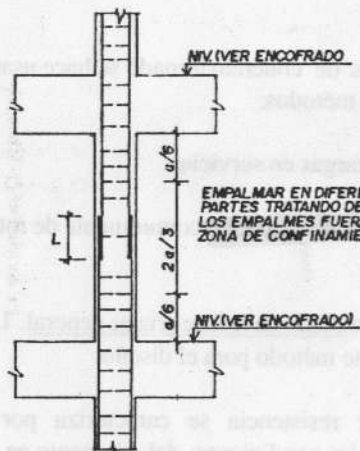
La razón de esta ubicación para los empalmes de los refuerzos inferiores es el buscar una zona donde no se tengan los máximos momentos debido a

cargas de gravedad (zona central), y a la vez no se tengan los máximos momentos debidos a cargas de sismo (zona extrema con inversión de momentos). Para el caso del refuerzo superior, el detalle mostrado permite prácticamente asegurar que se está empalmando en una zona de esfuerzos bajos, pero para el caso del refuerzo inferior no se tiene tal seguridad, aún cuando se reconoce que es una zona intermedia.

❖ Empalmes en columnas y placas :

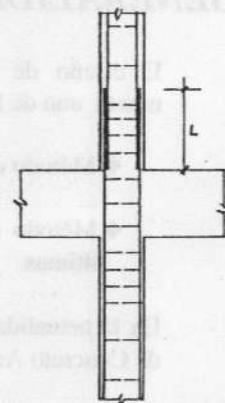
Las columnas son elementos sometidos a flexocompresión (momento más carga axial de compresión) y eventualmente sometidos a flexo-tracción.

El efecto principal es la compresión y viene acompañada del momento flector que se vuelve importante por su propio valor absoluto o por un valor relativo conforme la carga de compresión disminuya.



LONGITUD DE EMPALME (L)	
1"Ø	1.00
3/4"Ø	.55
5/8"Ø	.40

❖ CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS BAJOS



LONGITUD DE EMPALME (L)	
1"Ø	1.30
3/4"Ø	.70
5/8"Ø	.50

❖ CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS ALTOS, PERO QUE SE EMPALMAN MENOS DEL 50% DE LAS VARILLAS

Empalmes Traslapados para Columnas.
Figura VI - 5

En base a estos conceptos deducimos que los empalmes en columnas podrían calcularse en principio como empalmes en compresión, ya que los fierros básicamente estarán sometidos a dicho esfuerzo. Sin embargo, la presencia del momento flector puede hacer que determinados fierros estén sometidos a tracción y por tanto, requerir de una mayor longitud de empalme.

Los empalmes en columnas se efectúan comúnmente en la zona ubicada encima del nivel de piso (ver figura VI - 5). Sin embargo, si se piensa que en esa zona existe una mayor cantidad de estribos (por ser zona de confinamiento), y que allí están ubicados los mayores momentos en las columnas, deberíamos concluir que no es la zona ideal para efectuar los empalmes, tanto por ser una zona congestionada por estribos como por ser una zona de esfuerzos altos.

Por lo tanto se puede considerar que empalmar aproximadamente en el tercio central de la altura de las columnas (entre pisos) es mucho mejor, ya que en esa zona los momentos son mínimos y el confinamiento que ocasiona dificultad en el armado no existe.

Esta recomendación es válida como tal, debiendo aclarar que en una gran cantidad de columnas los momentos son pequeños en comparación con la carga en compresión y por tanto no interesará mucho empalmar en una zona de aparente esfuerzos altos.

❖ EMPALMES POR SOLDADURA :

Los empalmes por soldadura pueden ser a tope uniendo directamente dos barras, o a tope mediante un elemento de conexión adicional como puede ser un perfil metálico (angular o plancha), o por soldadura traslapando dos barras una al costado de otra.

Una junta soldada satisfactoriamente es aquella en la cual las barras soldadas desarrollan en tensión por lo menos 1.25 veces la resistencia de fluencia especificada para las barras.

Debe recordarse que los aceros producidos actualmente en el país no cumplen necesariamente los requisitos de soldabilidad requeridos para garantizar una buena unión, por lo que debe evitarse este tipo de traslape,

a menos que se realicen ensayos en laboratorios que permitan asegurar la bondad de la soldadura a usar y que se cuente con una mano de obra calificada. La Norma Peruana especifica una serie de requerimientos para que se puedan usar empalmes soldados.

❖ EMPALMES POR UNIONES MECANICAS :

Este tipo de empalmes debe usarse sólo cuando se tenga dispositivos respaldados por pruebas y por patentes debidamente verificadas.

En todo caso la unión deberá desarrollar en tracción o compresión, según se requiera, por lo menos 125% de la resistencia de fluencia especificada para las barras.



REQUISITOS GENERALES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO

GENERALIDADES

El diseño de los elementos de concreto armado se hace usando alternativamente uno de los siguientes métodos:

- ◆ Método elástico o de cargas en servicio.
- ◆ Método de resistencia, denominado comunmente de rotura o de cargas últimas.

En la actualidad el uso del método de resistencia es general. La nueva Norma de Concreto Armado usa este método para el diseño.

- * El método de diseño por resistencia se caracteriza por amplificar las cargas actuantes y estudia las condiciones del elemento en la etapa última. En este método, adicional a la amplificación de las cargas se usan factores de reducción de resistencia.

Las cargas actuantes que se usan en el análisis estructural deberán cumplir con lo señalado en la Norma E.020, de Cargas y la Norma Sismorresistente.

METODOS DE ANALISIS

Para el análisis se puede usar cualquier método que suponga un comportamiento elástico del material; se podrá usar métodos simplificados de análisis como el método de los coeficientes, que se propone en la Norma para determinadas condiciones de elementos sometidos a flexión y cortante debidos a cargas de gravedad.

Cuando sea necesario en el análisis conocer el módulo de elasticidad del concreto (E_c) y el módulo de elasticidad del acero de refuerzo (E_s) se podrán adoptar los siguientes valores:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{.)}$$

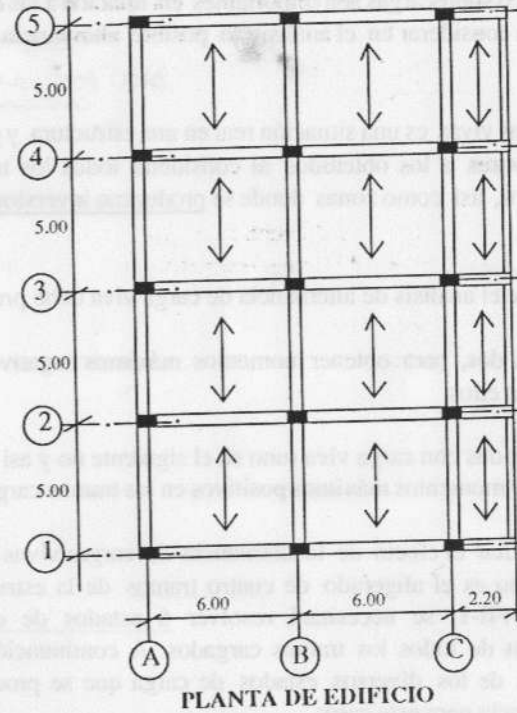
$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ (kg/cm}^2\text{.)}$$

ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

El análisis de pórticos, vigas o losas continuas se hace generalmente usando métodos clásicos como el de Cross, o métodos más modernos como el de rigidez o flexibilidad, generalmente empleados matricialmente en los programas de computadoras.

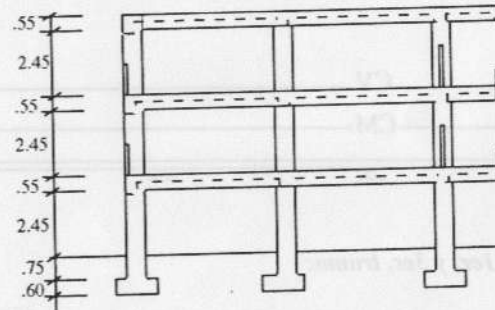
Se trabaja con lucos tomadas a ejes de los elementos o, mediante la consideración de lucos libres y brazos rígidos en el caso de elementos con peraltes significativos. En estos casos el uso de brazos rígidos permite una evaluación mas real de los esfuerzos en los elementos ya que, si se consideran lucos a ejes se distorsiona su deformación debido al tamaño importante de los apoyos.

Es usual considerar las inercias de las secciones brutas de concreto de los elementos y la condición de empotramiento en la base de las columnas del primer piso. Para el análisis de vigas de un determinado nivel, incluso es permitido empotrar los extremos de las columnas en los pisos inmediato superior e inferior con el fin de evitar un análisis de todo el pórtico completo, sino del nivel en estudio.



PLANTA DE EDIFICIO

- Aligerado h=20 cms.
- S/C=300 Kg/m²
(entre ejes A y C)
- S/C=400 Kg/m²
(en el corredor en volado).
- Vigas principales
30x55 cms.
- Vigas secundarias
25x55 cms.
- Columnas 30x40 cms.



ELEVACION PORTICO PRINCIPAL

Edificio para ejemplo de metrados y diseño.
Figura VII-1

Cuando las cargas vivas o sobrecargas son importantes en relación a las cargas muertas es conveniente considerar en el análisis la posible alternancia de las primeras.

DIST. POSICIONES DE CARGA

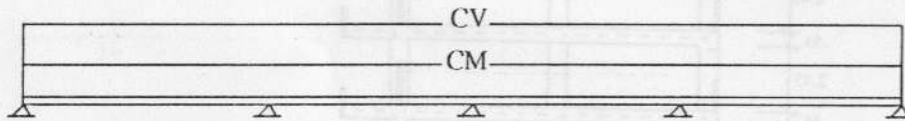
La alternancia de cargas vivas es una situación real en una estructura y puede generar momentos mayores a los obtenidos al considerar todos los tramos uniformemente cargados, así como zonas donde se produzcan inversiones de momentos.

La Norma considera que el análisis de alternancia de carga viva debe prever:

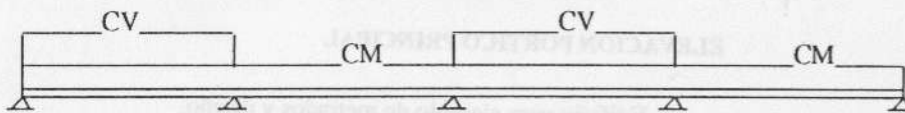
- Tramos cargados dos a dos, para obtener momentos máximos negativos en los apoyos intermedios a ellos.
- Tramos alternados cargados con carga viva (uno sí, el siguiente no y así sucesivamente), para obtener momentos máximos positivos en los tramos cargados.

Así, si se quisiera estudiar el efecto de la alternancia de cargas vivas en un elemento continuo como es el aligerado de cuatro tramos de la estructura mostrada en la figura VII-1, se necesitará resolver 6 estados de carga; incluyendo la condición de todos los tramos cargados. A continuación se muestran los esquemas de los diversos estados de carga que se producen al considerar la alternancia para este caso:

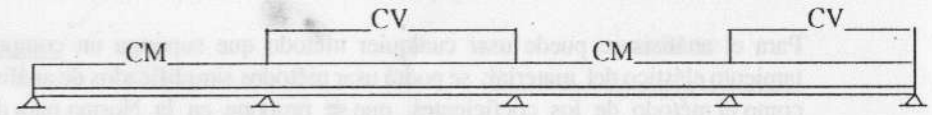
Caso Carga Total:



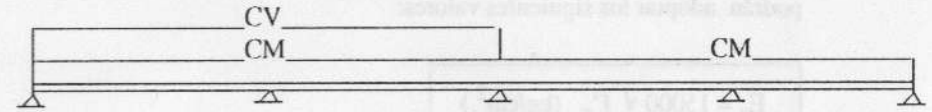
Caso Máximo M(+) en 1er. y 3er. tramo:



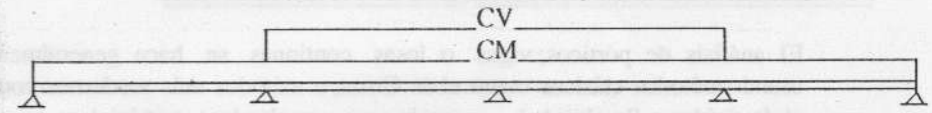
Caso Máximo M(+) en 2do. y 4to. tramo:



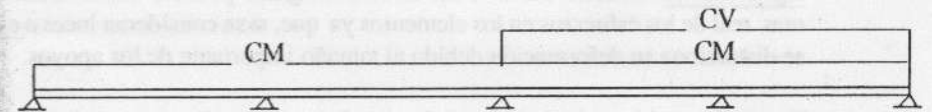
Caso Máximo M(-) en 1er. apoyo interior:



Caso Máximo M(-) en 2do. apoyo interior:



Caso Máximo M(-) en 3er. apoyo interior:



* Adicional a la consideración de alternancia de carga viva, se debería considerar la posibilidad de desplazamiento lateral, el cual se produce por la asimetría de cargas o por la asimetría de la propia estructura cuando se analizan pórticos.

Uno de los aspectos más importantes cuando se realizan análisis de cargas de gravedad por computador, son las diferencias que se obtienen en relación a los análisis tradicionales (como el Cross por ejemplo). Las razones de las diferencias son varias, pudiéndose señalar:

- La diferencia entre resolver el pórtico completo y el de aislar un nivel determinado empotrando sus columnas en los extremos.
- El hecho de considerar en los análisis por computadora el desplazamiento lateral producido por la asimetría de cargas o de elementos estructurales.
- El hecho de considerar la deformación axial de las columnas, la cual no es uniforme en todas, lo que produce momentos en vigas y columnas, los cuales generalmente no se calculan en los análisis convencionales, y sin embargo, se pueden evaluar cuando se resuelve el pórtico completo en computador.

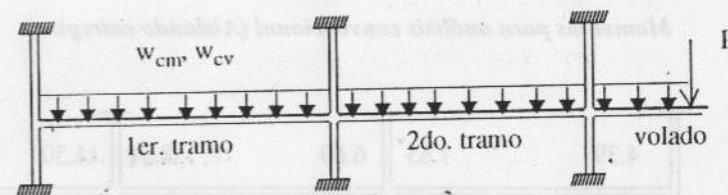
Las deformaciones axiales influyen considerablemente en los resultados, sobre todo en el caso de tenerse columnas de igual sección; en este caso las columnas interiores, que cargan prácticamente dos veces la carga de las columnas exteriores, se deformarán dos veces más, produciendo momentos en los extremos de las vigas, los cuales se distribuyen en todos los elementos.

* Sin embargo, un análisis de este tipo, aparentemente exacto, tampoco es muy confiable por el hecho que la computadora aplica las deformaciones instantáneamente y con el pórtico completo. La realidad en obra no es así por cuanto el proceso constructivo es lento y los momentos se van generando paulatinamente, distribuyéndose en distintas etapas y con distintos elementos; por ejemplo en un determinado nivel no hay todavía columnas del piso superior y por tanto ellas no participan en la distribución de momentos.

Los desplazamientos laterales de los pórticos, debidos a cargas verticales no son generalmente importantes, por el hecho de usarse en el Perú columnas de secciones importantes (por condiciones sísmicas). Sin embargo, pueden producir momentos apreciables en el caso de asimetría de cargas actuando sobre pórticos de pocas columnas (una o dos crujiás).

En el siguiente ejemplo se muestra el análisis de cargas de gravedad para la viga de una estructura de 3 pisos (ver figura VII-1) conformada por pórticos iguales, losas aligeradas de 20 cms. de espesor, sobrecarga de 300 Kg/m^2 y 400 Kg/m^2 , vigas principales de 30×55 y columnas de 30×40 cms. Los resultados corresponden a un análisis convencional aislando el segundo piso del edificio y a un análisis del pórtico completo usando un programa de computación que sí considera deformaciones axiales y desplazamiento lateral.

Se hace un metrado de cargas isostático para obtener las cargas repartidas y concentradas en los diferentes paños de la viga, y se muestran los resultados obtenidos de los momentos de carga muerta y de carga viva.



Metrado de cargas en 1er. y 2do. tramo

Carga uniformemente repartida solamente:

Peso propio	= $0.30 \times 0.55 \times 2400$	= 396	
Peso techo	= 300×4.70	= 1410	$w_{cm} = 2306 \text{ Kg/m}$
Piso terminado	= 100×5.00	= 500	
Sobrecarga	= 300×5.00	= 1500	$w_{cv} = 1500 \text{ Kg/m}$

Metrado de cargas en volado

Carga uniformemente repartida:

$$\text{Peso propio} = 0.30 \times 0.55 \times 2400 = 396$$

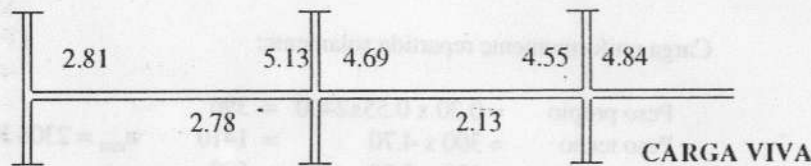
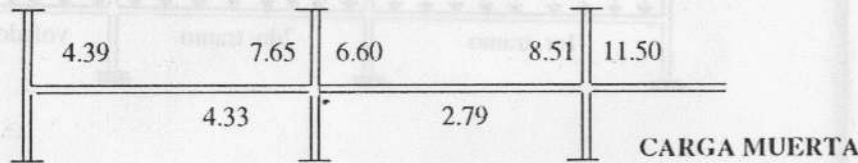
Peso techo = $300 \times 4.70 = 1410$ $w_{cm} = 2306 \text{ Kg/m}$
 Piso terminado = $100 \times 5.00 = 500$

Sobrecarga = $400 \times 5.00 = 2000$ $w_{cv} = 2000 \text{ Kg/m}$

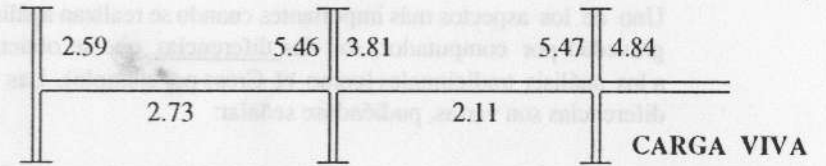
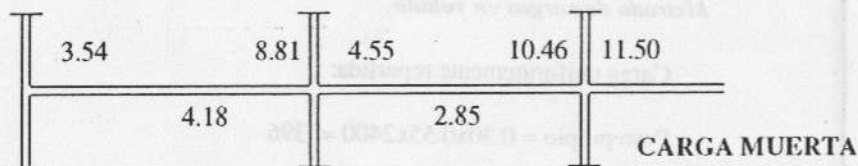
Carga concentrada en extremo (Parapeto de concreto):

Peso parapeto = $0.15 \times 1.00 \times 5.00 \times 2400 = 1800$
 Viga de borde = $0.15 \times 0.50 \times 5.00 \times 2400 = 900$ $P_{cm} = 2700 \text{ Kg}$
 $P_{cv} = 0$

Momentos para análisis convencional (Aislado entrepiso)



Momentos para análisis considerando todo el pórtico



METODO DE LOS COEFICIENTES :

Es un método muy sencillo para análisis por cargas de gravedad y es utilizado en vigas continuas y losas armadas en una dirección (no pre-esforzadas), que proporciona resultados satisfactorios siempre que se cumpla con las siguientes condiciones:

- Existan dos o más tramos.
- Los tramos sean aproximadamente iguales (las luces adyacentes no podrán diferir en más del 20%).
- Las cargas estén uniformemente distribuidas.
- La carga viva no exceda en tres veces la carga muerta (la alternancia de carga viva no es importante).
- Los elementos sean prismáticos.

Los valores para los momentos y cortantes para las diferentes secciones de máximo esfuerzo son los siguientes:

Momentos positivos:

Tramos extremos:

El extremo discontinuo no está empotrado:
$$\frac{w_u l_n^2}{11}$$

El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo: $\frac{w_u l_n^2}{14}$

Tramos interiores: $\frac{w_u l_n^2}{16}$

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior:

Dos tramos: $\frac{w_u l_n^2}{9}$

Más de dos tramos: $\frac{w_u l_n^2}{10}$

Momento negativo en las demás caras de los apoyos interiores:

$$\frac{w_u l_n^2}{11}$$

Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para elementos contruidos monolíticamente con sus apoyos:

Cuando el apoyo es una viga: $\frac{w_u l_n^2}{24}$

Cuando el apoyo es una columna: $\frac{w_u l_n^2}{16}$

Fuerza cortante:

En la cara exterior del primer apoyo interior: $1.15 \frac{w_u l_n}{2}$

En la cara de todos los demás apoyos: $\frac{w_u l_n}{2}$

El valor de l_n será igual a la luz libre para el cálculo de los momentos positivos y fuerzas cortantes, y el promedio de las luces libres de los tramos adyacentes para el cálculo de los momentos negativos.

ANALISIS DE CARGAS DE SISMO

Los análisis sísmicos se hacen de muy diversas maneras, usando los denominados métodos estáticos, dinámicos, o de tiempo-historia. Generalmente se reconoce un comportamiento elástico para los análisis usuales estáticos o dinámicos.

Independientemente a considerar cargas en base a un análisis estático o dinámico, los métodos de distribución de fuerzas entre pórticos pueden considerar un análisis de traslación pura o de 3 grados de libertad en planta (incluyendo torsión). La distribución de esfuerzos en los elementos de cada pórtico (vigas, columnas, placas) también puede hacerse de varias maneras según se usen métodos más simplificados o programas más elaborados.

En conclusión, existen procedimientos menos o más elaborados que permiten hacer una estimación peor o mejor de la distribución de fuerzas y esfuerzos en los elementos estructurales. Interesará no sólo el análisis o método realizado sino la bondad del método empleado.

El Ingeniero debe ser consciente de las múltiples limitaciones que actualmente tiene a pesar de usarse programas sofisticados y bien desarrollados.

No siendo el objetivo de este libro el explicar el análisis estructural, sino básicamente el diseño en concreto armado, no entraremos en detalle sobre los

múltiples factores que afectan un análisis sísmico. Sin embargo, debo indicar algunos aspectos fundamentales que alteran los resultados, con el ánimo de resaltar que no existen exactitudes en este campo.

Dentro de estos se pueden indicar:

1) ESTIMACION DE LOS PERIODOS DE VIBRACION :

Se puede obtener el período fundamental de la estructura siguiendo las fórmulas contenidas en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente. Si alternativamente se hace un análisis dinámico encontrará los períodos de los diferentes modos de vibración.

Es frecuente encontrar una gran diferencia entre el período obtenido con las fórmulas del Reglamento y el período correspondiente al modo de mayor masa participante. Generalmente este último es mayor, lo cual produce un coeficiente sísmico menor.

En estos casos el Ingeniero podría pensar en que el método dinámico tiene mayor validez a unas fórmulas generales, como las expresadas en el código.

Sin embargo, hay que obrar con cuidado, pues es probable que el período obtenido dinámicamente no sea tampoco el más adecuado, por el hecho de haber sido obtenido en base a un modelo que probablemente no haya tomado en cuenta la participación de los tabiques de albañilería o que haya simplificado el modelo. Como sabemos éstos rigidizan la estructura en forma importante variando el período en igual forma.

Si las estructuras contienen muros de corte (placas) importantes en las dos direcciones es probable que el efecto de la tabiquería no sea tan significativo, dada la gran rigidez de las placas. En estos casos se puede dar más fe a los períodos obtenidos dinámicamente usando una cota ligeramente inferior, para tener en cuenta la participación de los tabiques.

* Si las estructuras sólo tienen pórticos y los tabiques no están independizados, los resultados obtenidos mediante un análisis dinámico pierden mucha validez, pues la participación de los tabiques va a ser muy importante.

Por tanto, el Ingeniero según su criterio deberá decidir con que período puede aproximarse más al comportamiento real.

2) EMPOTRAMIENTO EN LA BASE:

Tradicionalmente los análisis los hacemos empotrando las columnas en su base. Sin embargo sabemos que esto no es necesariamente cierto.

* Cuando se usan estructuras mixtas conformadas por pórticos y placas, el problema es más crítico por el hecho de que en la condición empotrada los muros se hacen muy rígidos en los primeros pisos, absorbiendo mucho cortante y produciéndose momentos muy considerables en la base.

Esto ocasiona que los pórticos se liberen en los primeros pisos de esfuerzos significativos. Si consideráramos que las placas están articuladas, lo que representa el extremo opuesto al anterior, encontraríamos resultados totalmente diferentes en la distribución de cortantes y momentos en columnas, vigas, y placas, tanto como que aparecerían cortantes negativos en placas en el primer piso.

Esta realidad nos hace pensar que el comportamiento más aproximado sea un estado intermedio, es decir obtenido al considerar un posible giro en la base.

Sin embargo, la estimación de este giro no es sencilla y depende de una serie de factores difíciles de cuantificar con cierta precisión. Así por ejemplo intervienen el módulo de corte del terreno (G), la velocidad de ondas de corte de terreno, la participación del terreno que rodea la zapata, la dimensión efectiva de zapata contribuyente a la estimación del giro, la rigidez de la cimentación etc.

Lo que se puede indicar es que, en terrenos duros el giro no es tan importante, pero que en terrenos blandos sí lo es.

Las diferencias obtenidas en análisis que consideran empotramiento o giro en la base, en estructuras mixtas de pórticos y placas, son más importantes en los pisos bajos, disminuyendo conforme estudiamos los pisos superiores, siendo prudente entonces diseñar las vigas y columnas de los

pisos inferiores con momentos y esfuerzos mayores a los obtenidos en análisis que consideran empotramiento.

Incluso la estimación del período de vibración del edificio variará si se considera giro en la base.

3) INFLUENCIA DE LA TABIQUERIA:

Generalmente, por su dificultad de modelaje, se desprecia el efecto de la tabiquería, y sólo se trabaja con modelos que incluyen a los pórticos y placas. Sin embargo, es por todos conocido que este modelo no es real y que los tabiques juegan un papel importantísimo en el comportamiento estructural de una edificación, a pesar que se les dice comunmente que son elementos no estructurales.

Actualmente sabemos que los tabiques formando ventanas altas han ocasionado el colapso de columnas, o que tabiques que cierran pórticos totales han variado la simetría estructural de una planta ocasionando efectos de torsión muy importantes.

Se recomienda en este sentido rigidizar la estructura con muros o placas, de modo que el efecto de la tabiquería se minimice, o en los casos en que esto no sea factible independizar la tabiquería.

* Es factible también en estructuras de menos altura, considerar muros de albañilería que trabajen como placas o muros de corte, teniéndose entonces estructuras con elementos mixtos de muros de ladrillos y pórticos de concreto armado. Este caso es muy común en edificaciones de 1, 2, 3, 4 ó 5 pisos y en viviendas unifamiliares, constituyendo estructuraciones muy convenientes. Los modelos para el análisis sísmico se pueden hacer en base a muros en voladizo o muros interactuando con pórticos, para lo cual sólo hay que considerar el diferente módulo de elasticidad del ladrillo y el concreto.

4) EFECTOS DE TORSION:

Cada vez es más frecuente no realizar un análisis adicional, que corrige

el análisis de traslación por efectos de torsión, sino en un sólo análisis considerar 3 grados de libertad por piso, lo cual significa que el propio programa toma en cuenta los efectos de torsión.

En estos casos hay que distinguir si el programa evalúa la torsión natural, o si cumple con las excentricidades señaladas en la Norma Peruana.

5) ANALISIS ELÁSTICOS Y PLÁSTICOS:

Generalmente los análisis son elásticos, y sin embargo diseñamos admitiendo que las fuerzas han sido reducidas por un factor R_d , de ductilidad, lo cual supone que en muchos lugares se formarán rótulas plásticas. A su vez esto supone redistribuciones de esfuerzos entre diferentes secciones de los elementos y entre diferentes tramos de ellos, todo lo cual no se considera en un análisis convencional.

Esta realidad debe servir para pensar que no tenemos números "exactos", y que sólo obtenemos ciertos órdenes de magnitud.

Por eso interesará mucho en el diseño considerar cuantías que permitan redistribuir momentos, controlar la falla por compresión buscando siempre la de tracción, evitar la falla por cortante dando más resistencia por corte que por flexión y otras consideraciones de un diseño que provea ductilidad. *

REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

Al diseñar una estructura de concreto armado y sus respectivos elementos estructurales deberá garantizarse que en todas sus secciones las resistencias de diseño sean por lo menos iguales a las resistencias requeridas, que se calcularán para las cargas amplificadas en las combinaciones que estipula la Norma.

Además se deberá garantizar un comportamiento adecuado para cargas de servicio (control de deflexiones, fisuración).

• **RESISTENCIA REQUERIDA:**

La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CS})$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm 1.25 \text{ CS}$$

Estas tres combinaciones representan las cargas que por lo general se presentan en el diseño de estructuras convencionales, sin embargo pueden existir otras cargas particulares que podrían presentarse.

Si en el diseño se debieran considerar cargas de viento éstas reemplazarán a las cargas de sismo y no será necesario considerar los dos efectos simultáneamente.

Si existiese empuje lateral del terreno (CE) se añadirán las siguientes combinaciones:

$$U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} + 1.8 \text{ CE}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + 1.8 \text{ CE}$$

Las cargas debidas a peso y presión de líquidos se amplificarán por 1.5 si su densidad está definida y su altura controlada, y se incluirán en las combinaciones que incluyen carga viva.

Si existiesen cargas de impacto, éstas deberán incluirse en la carga viva.

Para el efecto de los asentamientos diferenciales, fluencia, contracción o cambios de temperatura (CT) se tendrán las siguientes combinaciones:

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CT} + \text{CV})$$

$$U = 1.5 \text{ CM} + 1.5 \text{ CT}$$

A continuación y como ejemplo se harán las combinaciones de Cargas y Envolvente de momentos para la viga principal del segundo piso de la estructura indicada en la figura VII-1.

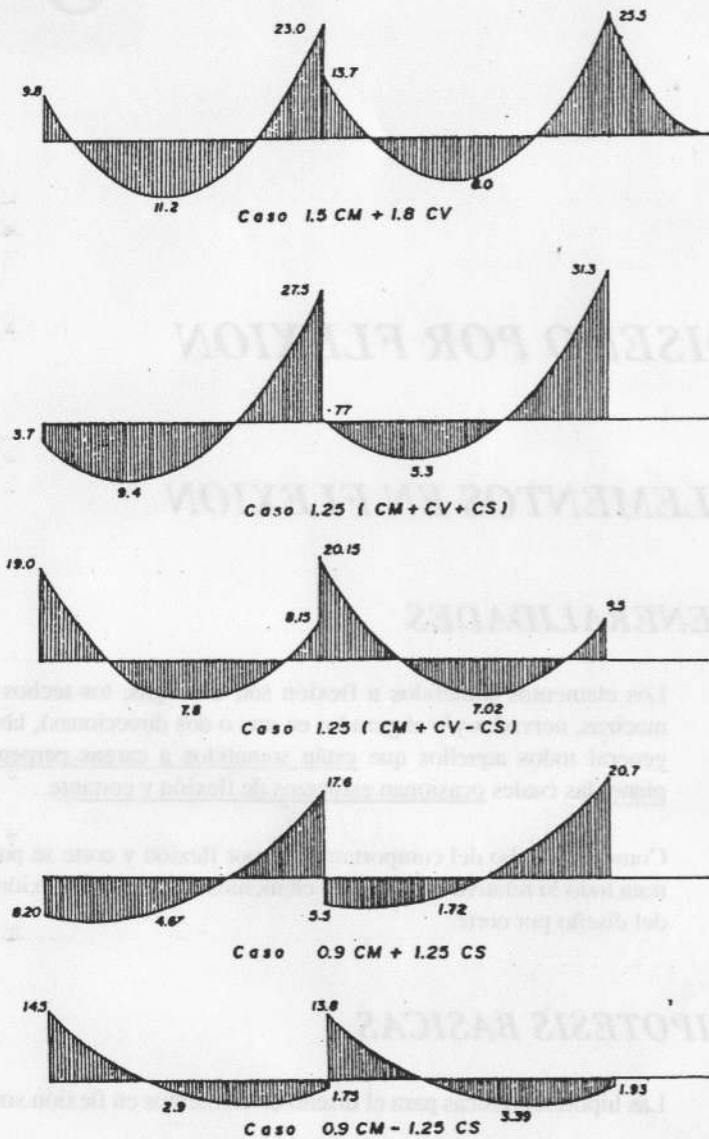
Tomando los momentos del análisis de cargas de gravedad hecho con el pórtico total se tiene:

	1er. tramo		2do. tramo	
Mcm	-3.54	-8.81	-4.55	-10.46
Mcv	-2.59	-5.46	-3.81	-5.47

En el análisis sísmico se obtuvo para la misma viga:

	1er. tramo		2do. tramo	
Mcs	±9.08	±7.75	±7.75	±9.08

Efectuando las combinaciones se tiene (Ver diagramas de momentos flectores en la figura VII-2):



Diagramas de Momentos Flectores para cada combinación de carga.
Figura VII-2

	1er. tramo	2do. tramo	volado
1.5CM+1.8CV	-9.98	-23.05	-25.9
1.25(CM+CV+CS)	+3.68	-27.53	-31.20
1.25(CM+CV-CS)	-19.03	-8.15	-8.55
0.9CM-1.25CS	+8.16	-17.62	-20.70
0.9CM+1.25CS	-14.54	+1.75	+1.93

Máximos para envolvente	-19.03	-27.50	-20.10	-31.20	-25.9
	+8.16	+11.2	+1.75	+5.58	+8.10
			+1.93		

RESISTENCIA DE DISEÑO:

La resistencia de diseño deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el acero realmente colocado) multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia.

Este factor de reducción de resistencia se proporciona para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias del material, en la mano de obra y en las dimensiones.

Cada uno de estos factores pueden estar dentro de los límites tolerables, pero combinados pueden producir menor capacidad en los elementos diseñados. Adicionalmente se ha considerado en su determinación la importancia relativa de la falla de los miembros respecto a toda la estructura, y el grado de advertencia del modo de falla.

El factor de reducción de resistencia ϕ deberá ser:

- 1) Para flexión sin carga axial $\phi = 0.90$
- 2) Para flexión con carga axial de tracción. $\phi = 0.90$
- 3) Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:

Elementos con refuerzo en espiral	$\phi = 0.75$
Otros elementos	$\phi = 0.70$

excepto que para valores reducidos de carga axial, ϕ puede incrementarse linealmente hasta $\phi = 0.9$ conforme el valor de ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_c A_g$ a cero.
- 4) Para cortante sin o con torsión $\phi = 0.85$
- 5) Para aplastamiento en el concreto $\phi = 0.70$

DISEÑO POR FLEXION

ELEMENTOS EN FLEXION

GENERALIDADES

Los elementos sometidos a flexión son las vigas, los techos o pisos (losas macizas, nervadas y/o aligerados en una o dos direcciones), las escaleras y en general todos aquellos que están sometidos a cargas perpendiculares a su plano, las cuales ocasionan esfuerzos de flexión y cortante.

Como el estudio del comportamiento por flexión y corte se puede separar, se trata todo lo relativo al diseño de elementos sometidos a flexión independiente del diseño por corte.

HIPOTESIS BASICAS

Las hipótesis básicas para el diseño de elementos en flexión son:

- 1) La distribución de esfuerzos unitarios en la sección transversal de un elemento es plana; por consiguiente se cumple la denominada hipótesis de Navier.

Esta hipótesis también puede enunciarse considerando que las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.

- 2) La resistencia en tracción del concreto es tan baja que se puede despreciar para fines de cálculo.
- 3) La deformación unitaria máxima utilizable del concreto ϵ_{cu} , en la fibra extrema en compresión se considera para fines de diseño igual a 0.003.
- 4) Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento.

En la figura VIII-3a se aprecia la forma característica del bloque comprimido y en la VIII-3b se indica la simplificación conocida como bloque rectangular equivalente.

El bloque rectangular considera un esfuerzo constante en el concreto igual a $0.85 f'_c$ limitado por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, con una distancia "a" igual a " $\beta_1 c$ " desde la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.

La distancia "c" se medirá desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, en forma perpendicular a dicho eje.

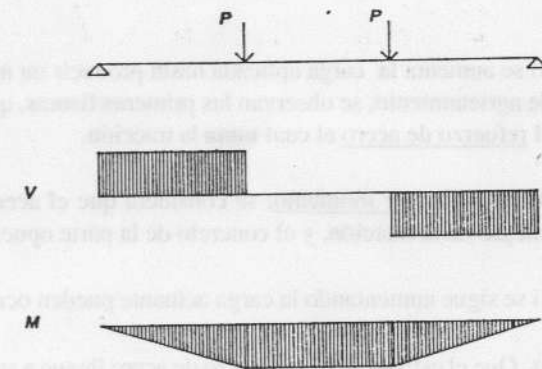
El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias de concreto f'_c hasta de 280 Kg/cm^2 , y para resistencias mayores se disminuirá a razón de 0.05 por cada 70 Kg/cm^2 de aumento, debiendo tomarse un valor mínimo de $\beta_1 = 0.65$.

- 5) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente, no existiendo corrimientos relativos de consideración.
- 6) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación del acero; para deformaciones mayores a las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará igual a f_y independientemente a la deformación.

Estas 6 hipótesis que son la base para el diseño en flexión son todas comprobables en ensayos de laboratorio para el caso de vigas esbeltas. En el caso de Vigas Pared la primera no se cumple y por eso su diseño tiene un tratamiento diferente.

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION

Si imaginamos una viga simplemente apoyada con refuerzo en tracción y le aplicamos cargas incrementando su valor (Ver figura VIII-1), se puede observar el siguiente comportamiento:



Ensayo de una viga sometida a flexión pura.

Figura VIII-1

- * 1) En una primera etapa, mientras el momento máximo no exceda el momento de agrietamiento de la sección, el concreto sí resiste la tracción.

Se denomina momento de agrietamiento al momento que hace que la fibra extrema del concreto en tracción alcance su esfuerzo máximo resistente. La Norma Peruana establece que este esfuerzo (tracción por flexión) es de $2\sqrt{f'_c}$ (Kg/cm^2).

Si se sabe que $\sigma = \frac{Mv}{I}$

Para una sección rectangular de base b y altura h se tiene:

$$v = \frac{h}{2}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

M_{cr} = Momento de Agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{\sigma_{max}(I)}{v} = \frac{2\sqrt{f'_c}(1/12 bh^3)}{h/2} = \frac{1}{3} bh^2 \sqrt{f'_c}$$

- 2) Si se aumenta la carga aplicada hasta producir un momento que exceda el de agrietamiento, se observan las primeras fisuras, que son controladas por el refuerzo de acero el cual toma la tracción.

A partir de este momento, se considera que el acero de refuerzo toma el íntegro de la tracción, y el concreto de la parte opuesta la compresión.

- 3) Si se sigue aumentando la carga actuante pueden ocurrir dos posibilidades:
- Que el esfuerzo en el refuerzo de acero llegue a su punto de fluencia (f_y) mientras en el bloque comprimido todavía no se ha alcanzado su máxima capacidad.
 - Que el bloque comprimido del concreto llegue a su máxima capacidad mientras el acero de refuerzo en tracción no ha llegado a su fluencia.

La posibilidad indicada en a, se denomina falla **sub-reforzada**, mientras la indicada en b, corresponde a la denominada falla **sobre-reforzada**.

* Los elementos **sub-reforzados** serán los preferidos por el diseñador puesto que aseguran una **falla dúctil**, en la cual se producirán deformaciones importantes, pero no se tendrá que la parte comprimida estalle por aplastamiento.

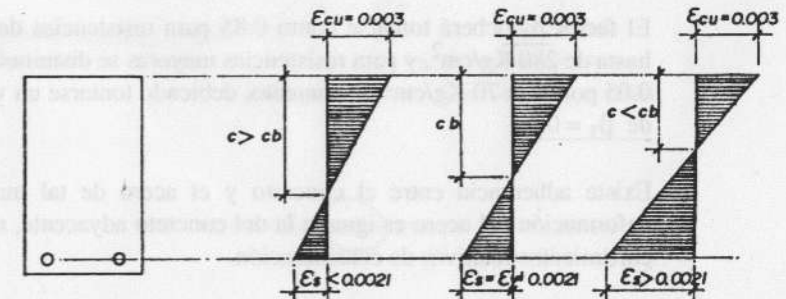
Los elementos **sobre-reforzados** deberán evitarse puesto que ocasionan una **falla frágil** en la cual se produce el aplastamiento del concreto comprimido, el cual puede implicar una **falla violenta**.

Entre las dos posibilidades descritas anteriormente existe una **intermedia** que se denomina **falla balanceada**. En ésta se alcanza una deformación máxima en el concreto comprimido igual a 0.003, y simultáneamente en el acero en tracción se llega a la fluencia.

Si se conoce que el módulo de elasticidad del acero es 2'000,000 Kg/cm² y que el punto de fluencia para nuestro acero es de 4200 Kg/cm², se deduce que la deformación del acero en el instante en que se alcanza la fluencia es de 0.0021. ($\epsilon_s = f_y/E_s$)

Por tanto la **condición balanceada**, al conocerse la deformación máxima en el concreto y en el acero (0.003 y 0.0021), permite definir por simple geometría la profundidad del eje neutro, determinándose una única cuantía de acero que produce tal condición.

A la cuantía mencionada anteriormente se le denomina balanceada o porcentaje balanceado, y con el objeto de prevenir una falla del tipo frágil los Códigos de Concreto Armado siempre especifican cuantías máximas **menores** a la condición balanceada (Ver figura VIII-2).



viga sobrerreforzada viga balanceada viga subreforzada

Figura VIII-2

SECCIONES RECTANGULARES

ECUACIONES PARA EL DISEÑO EN FLEXION

En la sección rectangular sometida a flexión indicada en la figura VIII-3 se denomina:

- d = peralte efectivo del elemento
- p = porcentaje del refuerzo de acero (w/w_{ALTA})
- b = ancho del bloque comprimido (ancho de la sección transversal rectangular)
- As = área de acero en tracción
- c = profundidad del eje neutro
- a = profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente

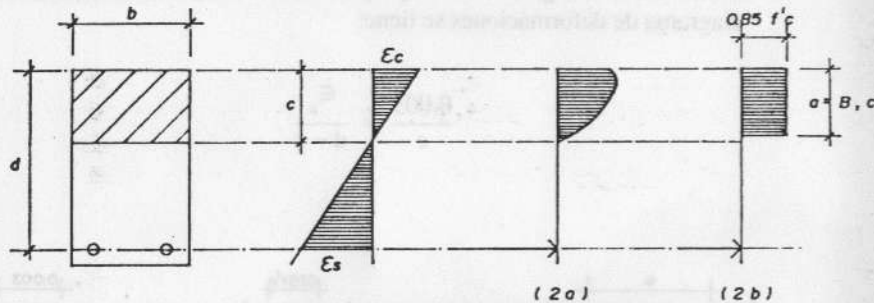


Figura VIII-3

Se define el porcentaje de refuerzo como

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

Por equilibrio en la figura VIII-3b:

Fuerza de Compresión = Fuerza de Tracción

$$0.85 f'_c ba = A_s f_y$$

Se obtiene:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Reemplazando As por (p bd) se tiene:

$$a = \frac{p d f_y}{0.85 f'_c} \quad (I)$$

Tomando momentos en la ubicación de la resultante en tracción (en la ubicación de As).

Mu = Fuerza de compresión x distancia

$$M_u = (0.85 f'_c ba) (d - a/2) \quad (II)$$

Tomando momentos en la ubicación de la resultante en compresión:

$$M_u = (A_s f_y) (d - a/2) \quad (III)$$

Reemplazando (I) en (II) y denominando "w" a $p f_y/f'_c$ se tiene:

$$a = wd/0.85$$

$$M_u = 0.85 f'_c \frac{bwd}{0.85} \left[d - \frac{wd}{2 \times 0.85} \right]$$

$$M_u = f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

Para diseño se usará el factor $\phi = 0.9$, siendo Mu:

$$M_u = \phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

En base a esta ecuación se podrá diseñar cualquier sección transversal puesto que la única incógnita será w .

Obteniendo w mediante la resolución de una ecuación de segundo grado, se conocerá p ó la cuantía de acero de refuerzo, luego el A_s requerido, y la profundidad del bloque comprimido.

EJEMPLO DE DISEÑO

Viga de 30 x 60 cms.

Momento último actuante = 30 ton.mt.

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

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

Determinar A_s requerido

Para vigas peraltadas, el recubrimiento usual es 4 cm., y el estribo usual de 3/8" (0.96 cm.), por lo que se puede considerar una distancia " d " igual a (h-6) cms. aproximadamente.

$h = 60 \text{ cm.}$, $d = 54 \text{ cm.}$

$$M_u = \phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59 w)$$

$$3'000,000 = 0.9 \times 210 \times 30 \times 54 \times 54 w (1 - 0.59 w)$$

$$0.1814 = w (1 - 0.59 w)$$

$$0.59w^2 - w + 0.1814 = 0$$

Resolviendo la ecuación se tiene:

$$w_1 = 1.48 \quad w_2 = 0.206$$

Al tener dos soluciones posibles, la menor satisface el problema físico.

Por tanto $w = 0.206$, como $w = p f_y / f'_c$

$$\text{Se tiene } p = \frac{w f'_c}{f_y} = \frac{0.206 \times 210}{4200} = 0.0103$$

$$A_s = p b d = 0.0103 \times 30 \times 54 = 16.68 \text{ cm}^2$$



Si los fierros no entran en una capa, debe realizarse nuevamente el cálculo trabajando con un " d " menor generalmente igual a (h-9) cms. para el caso de 2 capas.

DETERMINACION DEL LIMITE BALANCEADO

Observando la figura VIII-4. y aplicando semejanza de triángulos en el diagrama de deformaciones se tiene:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c}$$

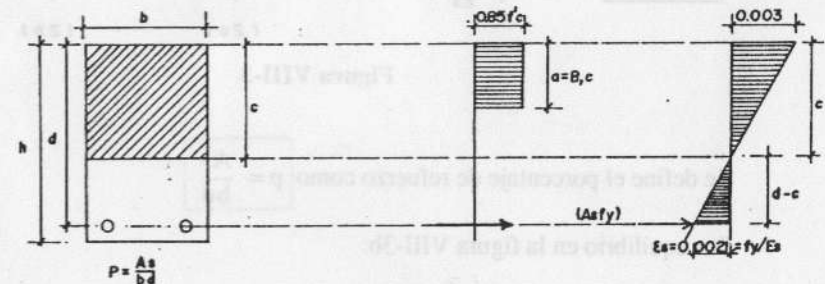


Figura VIII-4

Despejando c , que se denomina c_b , para señalar el caso de la etapa balanceada se tiene:

$$c = c_b = \frac{0.003 d}{f_y/E_s + 0.003}$$

Por equilibrio en el diagrama de fuerzas:

$$0.85 f'_c b a = A_s f_y$$

$$0.85 f'_c b a = p b d f_y$$

De donde:

$$p = \frac{0.85 f'_c a}{d f_y} = \frac{0.85 f'_c \beta_1 c}{d f_y}$$

Reemplazando c_b en la ecuación de p se tiene:

$$p_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{d f_y} \frac{0.003 d}{f_y/E_s + 0.003}$$

$$p_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{0.003}{f_y/E_s + 0.003}$$

$$p_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y}$$

REFUERZO MAXIMO EN TRACCION

Para asegurar que los diseños sean subreforzados, la Norma Peruana especifica que la cuantía máxima sea menor o igual al 75% de la cuantía balanceada (p_b).

$$p_{max} \leq 0.75 p_b$$

REFUERZO MINIMO EN TRACCION Y REFUERZO MINIMO POR TEMPERATURA

Para asegurar que el acero colocado provea un momento resistente mayor al momento de agrietamiento, los Códigos consideran una cuantía mínima.

En el caso de la Norma Peruana se indica que debe proveerse una cuantía mínima de refuerzo tal que el momento resistente sea 50% mayor al momento de agrietamiento. *

Para el caso de secciones rectangulares se indica que el área mínima de refuerzo podrá calcularse con:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b d}{f_y}$$

Alternativamente el área de refuerzo positivo o negativo en cada sección del elemento deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis. *

Para losas, la Norma Peruana indica que el área mínima del refuerzo cumplirá los requisitos de área mínima por contracción y temperatura, teniendo en cuenta adicionalmente que el refuerzo en la cara inferior de losas armadas en dos direcciones (para momento positivo) y en la cara superior en el caso de voladizos será como mínimo 0.0012 bh.

El refuerzo mínimo por contracción y temperatura, que se coloca perpendicular al refuerzo por flexión en losas en una dirección, o que es el mínimo exigido para las dos direcciones de losas así armadas, debe cumplir con los siguientes límites:

Losas con barras lisas	0.0025 bh
Losas con barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ Kg/cm}^2$	0.0020 bh
Losas con barras corrugadas con $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	0.0018 bh
Losas con barras corrugadas con $f_y > 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$0.0018 \frac{4200}{f_y} bh$ (pero no menor a 0.0014 bh)

Este refuerzo podrá colocarse en una o dos caras del elemento, dependiendo del espesor de éste y el espaciamiento máximo será igual a 5 veces el espesor de la losa sin exceder 45 cm.

Debe tenerse presente que en el caso de losas, la Norma indica que el refuerzo principal por flexión tendrá un espaciamiento máximo de 3 veces el espesor del elemento sin exceder 45 cm.

La novedad de la Norma E-060 en relación al refuerzo por temperatura es la especificación de considerar un refuerzo mínimo de $0.0012bh$ que debe colocarse en la cara inferior de tramos continuos o simplemente apoyados, o en la cara superior en caso de voladizos.

La razón de esta nueva exigencia es proporcionar más área que la que se obtendría con la cuantía de 0.0018, en el caso en que se coloque refuerzo corrido arriba y abajo de la losa, y que representaría 0.0009 en cada cara.

Es decir, si se usa refuerzo corrido abajo y bastones en los momentos negativos, el mínimo de 0.0012 no es aplicable, puesto que se debe disponer en realidad 0.0018 (por no haber fierro corrido arriba). Sin embargo, si se decidiera diseñar con refuerzo corrido superior e inferior, sería posible considerar tan

sólo 0.0009 en cada cara, lo cual según el criterio de la nueva Norma es un refuerzo muy bajo, y por tanto exige que sea 0.0012, para el refuerzo positivo o inferior en paños de losa, o para el refuerzo negativo o superior para voladizos.

Es evidente que estos mínimos rigen en el caso que el diseño por flexión haya requerido un refuerzo incluso menor, y por tanto el mínimo que se debe colocar se obtiene por estas disposiciones (temperatura).

TABLAS PARA DISEÑO EN FLEXION

Para no resolver una ecuación de segundo grado en cada diseño, o para no tantear con diferentes valores del bloque comprimido equivalente (a), se usan generalmente tablas como las que se presentan a continuación:

$$\text{Usando la expresión} \quad \mu_u = \phi f'_c b d^2 w (1-0.59w)$$

$$\text{y denominando } K_u \text{ a:} \quad K_u = \phi f'_c w (1-0.59w)$$

$$\text{se obtiene:} \quad \mu_u = K_u b d^2$$

Como para cada valor de w existe un valor de p y uno de K_u , se obtiene mediante un proceso iterativo, para todos los valores de p posibles (hasta $0.75 p_b$), los valores asociados de w y K_u .

Estas tablas se hacen para diferentes resistencias de concreto y de acero y son muy útiles pues conociendo $K_u = \mu_u / b d^2$ se obtiene directamente el p requerido (Ver páginas 151 y 152).

EJEMPLO:

Usando las tablas K_u vs. p determinar el acero de refuerzo:

Viga de 30 x 60 cms.

Momento último actuante = 30 ton.mt.

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

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

$b = 30 \text{ cms. } d = 60 - 6 = 54 \text{ cms.}$

Se tiene:

$bd = 30 \times 54 = 1,620$
 $bd^2 = 87,480$

Hallamos $K_u = Mu/bd^2$

$$K_u = \frac{3'000,000}{87,480} = 34.29$$

Para $K_u = 34.29$ en la tabla se obtiene aproximadamente:

$p = 0.0103$

$A_s = p bd = 0.0103 \times 1,620 = 16.68 \text{ cm}^2$

Tabla K_u vs. p

$f'c = 280$ $f_y = 4200$ $\rho_b = 0.0289$		$f'c = 210$ $f_y = 4200$ $\rho_b = 0.0216$		$f'c = 175$ $f_y = 4200$ $\rho_b = 0.0180$	
p	K_u	p	K_u	p	K_u
0.0216	44.0402	0.0162	49.3301	0.0134	41.0411
0.0214	45.3719	0.0160	49.0614	0.0132	40.3698
0.0212	45.1009	0.0158	48.5891	0.0130	40.0943
0.0210	44.6272	0.0156	48.1132	0.0128	39.6143
0.0208	44.1509	0.0154	47.6337	0.0126	39.1304
0.0206	43.6717	0.0152	47.1507	0.0124	38.6420
0.0204	43.1902	0.0150	46.6641	0.0122	38.1494
0.0202	42.7058	0.0148	46.1739	0.0120	37.6524
0.0200	42.2188	0.0146	45.6802	0.0118	37.1512
0.0198	41.7291	0.0144	45.1829	0.0116	36.6457
0.0196	41.2367	0.0142	44.6821	0.0114	36.1359
0.0194	40.7416	0.0140	44.1776	0.0112	35.6219
0.0192	40.2439	0.0138	43.6696	0.0110	35.1033
0.0190	39.7433	0.0136	43.1581	0.0108	34.5809
0.0188	39.2404	0.0134	42.6429	0.0106	34.0540
0.0186	38.7346	0.0132	42.1242	0.0104	33.5228
0.0184	38.2262	0.0130	41.6019	0.0102	32.9873
0.0182	37.7150	0.0128	41.0761	0.0100	32.4475
0.0180	37.2012	0.0126	40.5467	0.0098	31.9033
0.0178	36.6848	0.0124	40.0137	0.0096	31.3552
0.0176	36.1656	0.0122	39.4772	0.0094	30.8026
0.0174	35.6438	0.0120	38.9370	0.0092	30.2457
0.0172	35.1193	0.0118	38.3934	0.0090	29.6845
0.0170	34.5921	0.0116	37.8461	0.0088	29.1191
0.0168	34.0623	0.0114	37.2953	0.0086	28.5493
0.0166	33.5297	0.0112	36.7409	0.0084	27.9753
0.0164	32.9943	0.0110	36.1829	0.0082	27.3970
0.0162	32.4566	0.0108	35.6214	0.0080	26.8144
0.0160	31.9161	0.0106	35.0563	0.0078	26.2276
0.0158	31.3728	0.0104	34.4877	0.0076	25.6364
0.0156	30.8269	0.0102	33.9154	0.0074	25.0410
0.0154	30.2783	0.0100	33.3396	0.0072	24.4413
0.0152	49.7271	0.0098	32.7603	0.0070	23.8373
0.0150	49.1731	0.0096	32.1773	0.0068	23.2290
0.0148	48.6165	0.0094	31.5908	0.0066	22.6163
0.0146	48.0572	0.0092	31.0008	0.0064	21.9997
0.0144	47.4952	0.0090	30.4071	0.0062	21.3785
0.0142	46.9306	0.0088	29.8099	0.0060	20.7531
0.0140	46.3633	0.0086	29.2091	0.0058	20.1234
0.0138	45.7933	0.0084	28.6048	0.0056	19.4893
0.0136	45.2206	0.0082	27.9969	0.0054	18.8512
0.0134	44.6452	0.0080	27.3854	0.0052	18.2087
0.0132	44.0672	0.0078	26.7703	0.0050	17.5619
0.0130	43.4865	0.0076	26.1517	0.0048	16.9108
0.0128	42.9031	0.0074	25.5295	0.0046	16.2554
0.0126	42.3170	0.0072	24.9038	0.0044	15.5958
0.0124	41.7285	0.0070	24.2744	0.0042	14.9318
0.0122	41.1369	0.0068	23.6416	0.0040	14.2634
0.0120	40.5428	0.0066	23.0051	0.0038	13.5911
0.0118	39.9461	0.0064	22.3651	0.0036	12.9143
0.0116	39.3466	0.0062	21.7215	0.0034	12.2333
0.0114	38.7445	0.0060	21.0743	0.0032	11.5479
0.0112	38.1397	0.0058	20.4236	0.0030	10.8583
0.0110	37.5322	0.0056	19.7693	0.0028	10.1644
0.0108	36.9221	0.0054	19.1114	0.0026	9.4662

Tabla K_u vs. p
(continuación)

$f'_c = 280$ $f_y = 4200$ $p_b = 0.0289$		$f'_c = 210$ $f_y = 4200$ $p_b = 0.0216$		$f'_c = 175$ $f_y = 4200$ $p_b = 0.0180$	
p	K_u	p	K_u	p	K_u
0.0104	36.3093	0.0052	18.4500	0.0024	8.7637
0.0104	35.6938	0.0050	17.7849	0.0022	8.0570
0.0102	35.0756	0.0048	17.1164	0.0020	7.3459
0.0100	34.4548	0.0046	16.4442	0.0018	6.6306
0.0098	33.8312	0.0044	15.7685	0.0016	5.9110
0.0096	33.2050	0.0042	15.0892	0.0014	5.1871
0.0094	32.5762	0.0040	14.4064	0.0012	4.4589
0.0092	31.9446	0.0038	13.7200	0.0010	3.7265
0.0090	31.3104	0.0036	13.0300	0.0008	2.9898
0.0088	30.6735	0.0034	12.3364	0.0006	2.2487
0.0086	30.0339	0.0032	11.6393	0.0004	1.5035
0.0084	29.3916	0.0030	10.9386	0.0002	0.7539
0.0082	28.7467	0.0028	10.2343	0.0000	0.0000
0.0080	28.0991	0.0026	9.5265		
0.0078	27.4488	0.0024	8.8151		
0.0076	26.7958	0.0022	8.1002		
0.0074	26.1402	0.0020	7.3816		
0.0072	25.4819	0.0018	6.6595		
0.0070	24.8209	0.0016	5.9339		
0.0068	24.1572	0.0014	5.2046		
0.0066	23.4909	0.0012	4.4718		
0.0064	22.8218	0.0010	3.7354		
0.0062	22.1501	0.0008	2.9955		
0.0060	21.4758	0.0006	2.2520		
0.0058	20.7987	0.0004	1.5047		
0.0056	20.1190	0.0002	0.7543		
0.0054	19.4366	0.0000	0.0000		
0.0052	18.7515				
0.0050	18.0637				
0.0048	17.3733				
0.0046	16.6802				
0.0044	15.9844				
0.0042	15.2860				
0.0040	14.5848				
0.0038	13.8810				
0.0036	13.1745				
0.0034	12.4654				
0.0032	11.7535				
0.0030	11.0390				
0.0028	10.3218				
0.0026	9.6019				
0.0024	8.8794				
0.0022	8.1542				
0.0020	7.4263				
0.0018	6.6957				
0.0016	5.9624				
0.0014	5.2265				
0.0012	4.4879				
0.0010	3.7464				
0.0008	3.0027				
0.0006	2.2560				
0.0004	1.5067				
0.0002	0.7547				
0.0000	0.0001				

SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE REFORZADAS

GENERALIDADES

Se denomina vigas doblemente reforzadas a aquellas donde adicional al refuerzo en tracción se tiene refuerzo en compresión.

Desde el punto de vista del cálculo se recurre al refuerzo en compresión cuando con la cuantía máxima de $0.75 p_b$ no se alcanza a resistir el momento actuante; en estos casos es factible aumentar la capacidad resistente de la viga adicionando refuerzo en la zona traccionada en igual cantidad que en la zona comprimida, de manera de tener un momento adicional con el par de fuerzas de estos refuerzos.

En el diseño se recurre al fierro en compresión también para otros fines como son el de disminuir el esfuerzo del concreto de la zona comprimida, y de esta manera disminuir el efecto del flujo plástico, logrando así una disminución de las deflexiones diferidas y, para el caso de elementos sismo-resistentes, donde por condiciones de confinamiento y ductilidad se especifica disponer refuerzo corrido superior e inferior.

Uno también puede recurrir en el cálculo a fierro en compresión, aún cuando la cuantía en tracción no sobrepase el 75% de p_b , pero en la mayoría de los casos el momento resistente total no variará significativamente por el hecho de que el fierro en compresión seguramente no estará fluyendo.

ECUACIONES PARA EL DISEÑO

Si analizamos la figura VIII-5a, podemos plantear las ecuaciones de equilibrio de la siguiente manera:

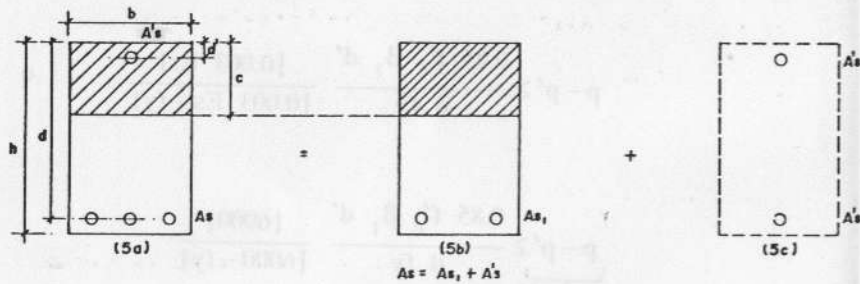


Figura VIII-5

Sumatoria de fuerzas $\sum F_x = 0$ y suponiendo que A's fluya

$$A_s f_y = 0.85 f'_c b a + A's f_y$$

Si tomamos momentos en el punto de paso de la resultante del concreto comprimido se tendrá:

$$M_u = A_s f_y (d - a/2) + A's f_y (a/2 - d')$$

La sección de la viga indicada en la figura VIII-5a se puede subdividir en una viga simplemente reforzada de área A_{s1} y una viga imaginaria sólo conformada por refuerzo superior e inferior de área A's.

Para la primera viga (indicada en la figura VIII-5b)

$$M_u = A_{s1} f_y (d - a/2)$$

Para la segunda viga (indicada en la figura VIII-5c)

$$M_u = A's f_y (d - d')$$

Superponiendo ambas se tendrá:

$$M_u = A_{s1} f_y (d - a/2) + A's f_y (d - d')$$

Si se usa esta ecuación para el diseño y reemplazando A_{s1} por $(A_s - A's)$ se tendrá:

$$M_u = \phi [(A_s - A's) (f_y) (d - a/2) + A's f_y (d - d')]$$

Estas ecuaciones han sido encontradas suponiendo que A's fluya; esta suposición debe ser comprobada para lo cual se puede plantear las siguientes ecuaciones:

Haciendo semejanza de triángulos en la figura VIII-6

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon'_s}{c - d'}$$

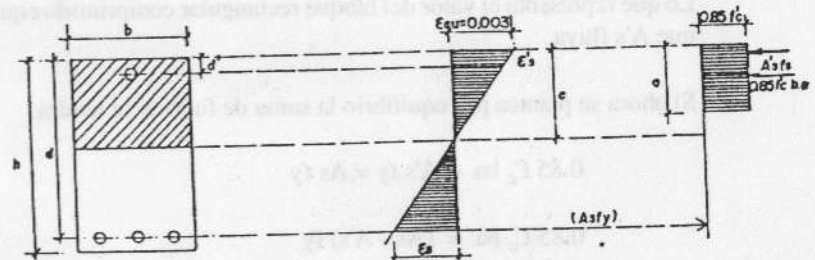


Figura VIII-6

Reemplazando $a = \beta_1 c$

$$\frac{0.003}{a/\beta_1} = \frac{\epsilon'_s}{(a/\beta_1) - d'}$$

De donde se despeja ϵ'_s , obteniéndose

$$\epsilon'_s = \frac{0.003 (a - \beta_1 d')}{a}$$

Si A's (superior) fluye deberá cumplirse que $\epsilon'_s > f_y/E_s$

$$\text{Por tanto } \frac{0.003 (a - \beta_1 d')}{a} \geq \frac{f_y}{E_s}$$

De la ecuación anterior se despeja a, obteniéndose:

$$a \geq \frac{0.003 \beta_1 d' E_s}{0.003 E_s - f_y}$$

Lo que representa el valor del bloque rectangular comprimido equivalente para que A's fluya.

Si ahora se plantea por equilibrio la suma de fuerzas se tendrá:

$$0.85 f'_c b a + A's f_y = A_s f_y$$

$$0.85 f'_c b a = (A_s - A's) f_y$$

$$a = \frac{(A_s - A's) f_y}{0.85 f'_c b}$$

Que representa el valor del bloque rectangular comprimido equivalente para que A's fluya.

Reemplazando el valor de "a" en la ecuación obtenida por deformaciones se tendrá:

$$\frac{(A_s - A's) f_y}{0.85 f'_c b} \geq \frac{0.003 \beta_1 d' E_s}{0.003 E_s - f_y}$$

Si se reemplaza $p = A_s/bd$ y $p' = A's/bd$ se puede escribir la desigualdad anterior de la siguiente manera:

$$p - p' \geq \frac{0.85 f'_c \beta_1 d'}{d f_y} \frac{[0.003 E_s]}{[0.003 E_s - f_y]} \quad 6$$

$$p - p' \geq \frac{0.85 f'_c \beta_1 d'}{d f_y} \frac{[6000]}{[6000 - f_y]}$$

0.75 p_b

EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA DOBLEMENTE REFORZADA

Viga 30 x 60 cms.

Momento último actuante = 50 ton x mt.

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

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

Determinar el A_s requerido.

Primero determinamos la máxima capacidad resistente de la viga simplemente reforzada (0.75 p_b).

De la tabla de Ku-p para $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Valor máximo de $p = 0.0162$ para $K_u = 49.53$

Momento máximo con $p = 0.75 p_b$

$$M_u = K_u b d^2$$

Como sabemos que el refuerzo va a ser importante trabajamos con 2 capas de acero, lo cual conlleva a considerar:

$$d = (h - 9) \text{ cms.} = 60 - 9 = 51 \text{ cms.}$$

$$b = 30$$

$$M_u = 49.53 \times 30 \times 51^2 = 3860000 \text{ Kgxcms}$$

$$M_u = 38.6 \text{ tonxmt.}$$

$$A_s = 0.0162 \times 30 \times 51 = 24.78 \text{ cm}^2$$

Como el momento aplicado es 50 tonxmt., y como con el refuerzo máximo en tracción sólo se resisten 38.6 tonxmt., debe recurrirse a refuerzo adicional superior e inferior con el fin de resistir el remanente.

$$M_u \text{ remanente} = 50 - 38.6 = 11.4 \text{ tonxmt.}$$

$$M_u = A's f_y (d - d') \phi$$

$$1140000 = A's \times 4200 (51 - 6) 0.9$$

$$A's = 6.70 \text{ cm}^2$$

Por tanto para resistir un momento de 50 tonxmt. se requerirán:

$$A_s \text{ tracción} = 24.78 + 6.70 = 31.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ compresión} = 6.70 \text{ cm}^2$$

Se puede verificar si A's fluye:

$$p = 31.48/30 \times 51 = 0.0206$$

$$p' = 6.70/30 \times 51 = 0.0044$$

$$p - p' = 0.0162$$

$$p - p' \geq \frac{0.85 f'_c \beta_1 d'}{d f_y} \left[\frac{6000}{6000 - f_y} \right]$$

$$p - p' \geq \frac{0.85 \times 210 \times 0.85 \times 6}{51 \times 4200} \frac{6000}{1800}$$

$$p - p' \geq 0.01416$$

Para que A's fluya ($p - p'$) debe ser mayor a 0.01416 y en este caso se ha obtenido ($p - p'$) = 0.0162 con lo cual se comprueba que sí está fluyendo.

COMENTARIOS SOBRE LA FLUENCIA DEL ACERO EN COMPRESION

Generalmente cuando uno recurre al refuerzo adicional, luego de haber sobrepasado el máximo refuerzo en tracción, se encuentra que el acero en compresión fluye.

Cuando se adiciona refuerzo superior e inferior por encima del acero en tracción que representa el 0.75 p_b se cumplirá que

$$p - p' = 0.75 p_b \text{ (como en el ejemplo anterior)}$$

Y si usamos $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ se tiene:

$$p - p' = 0.0162$$

Examinando la expresión

$$p - p' \geq \frac{0.85 f'_c \beta_1 d'}{d f_y} \frac{6000}{(6000 - f_y)}$$

Que asegura la fluencia del fierro en compresión y efectuando números con diferentes peraltes de vigas se tiene los siguientes resultados:

h = 20	p - p' > 0.0212	(d = h - 3)
h = 40	p - p' > 0.0212	(d = h - 6)
h = 50	p - p' > 0.0164	
h = 60	p - p' > 0.0133	
h = 70	p - p' > 0.0112	
h = 80	p - p' > 0.0097	
h = 90	p - p' > 0.0086	

* Con lo cual se concluye que siempre estará fluyendo el fierro superior a partir de vigas con peralte de 55cms., siempre y cuando se haya colocado este refuerzo por encima del 0.75 p_b, traccionado.

En el caso que teniendo p = 0.5 p_b, se adicione fierro en compresión (equilibrado con otro adicional en tracción), y que por tanto se cumpla que (p - p') = 0.5 p_b, se tendrá que el fierro en compresión fluye recién para vigas de más de 70 cms. de peralte, siempre para el caso de f'_c = 210 Kg/cm².

En muchos casos se recurre a colocar acero en compresión independientemente a necesitarlo directamente por cálculo, como es el caso del refuerzo corrido en vigas por condiciones de armado o detallado, y por condiciones exigidas para elementos sismo-resistentes. En estos casos es muy posible que el refuerzo en compresión no esté fluyendo.

ANALISIS O VERIFICACION DE UNA SECCION DOBLEMENTE REFORZADA

Es posible que el diseñador se encuentre con un diseño dado, en el cual se tienen refuerzos en tracción y compresión en una misma sección, y se requiera conocer el momento resistente y si el refuerzo está fluyendo o no.

En estos casos se deberá plantear una ecuación por equilibrio y otra por deformaciones tal como se indica en el siguiente caso:

Viga de 30 x 60 cms. (ver figura VIII-7) con 3ø1" en tracción y 2ø3/4" en compresión

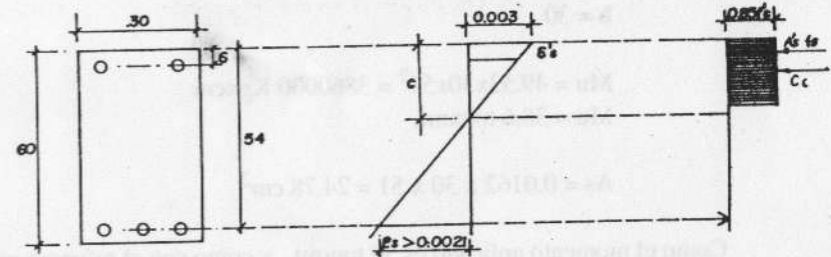


Figura VIII-7

Se tiene:

$$A_s = 15 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 5.68 \text{ cm}^2$$

Por semejanza de triángulos:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon'_s}{c - 6}$$

de donde:

$$0.003 c - 0.018 = \epsilon'_s c$$

$$c (0.003 - \epsilon'_s) = 0.018$$

$$c = \frac{0.018}{0.003 - \epsilon'_s}$$

Por equilibrio:

$$0.85 f'_c b a + A'_s f_s = A_s f_y$$

$$0.85 f'_c b (0.85 c) + A'_s f_s = A_s f_y$$

$$0.85 (210) (30) (0.85 c) = 15 \times 4200 - 5.68 f_s$$

$$c = \frac{63000 - 5.68 f_s}{4551.75}$$

Pero $\epsilon'_s = f_s/E_s$ y por tanto en la primera ecuación:

$$c = \frac{0.018}{0.003 - f_s/2'000,000} = \frac{0.018 (2'000,000)}{6000 - f_s}$$

$$c = \frac{36000}{6000 - f_s}$$

Igualando las dos últimas expresiones de c, obtenemos:

$$\frac{63000 - 5.68 f_s}{4551.75} = \frac{36000}{6000 - f_s}$$

$$5.68 f_s^2 - 97080 f_s + 214137000 = 0$$

$$f_s = 2601.8 \text{ kg/cm}^2$$

Conocido f_s se puede obtener el resto de incógnitas:

$$c = \frac{36000}{6000 - 2601.8} = 10.59 \text{ cms}$$

$$a = 9.0 \text{ cms.}$$

El momento resistente de la sección, considerando los $3\phi 1''$ en tracción y los $2\phi 3/4''$ en compresión lo obtenemos tomando momentos, por ejemplo en el punto de ubicación del área en tracción.

$$M_u = [0.85x f'_c b a (d-a/2) + A'_s f_s (d-d')] \phi$$

$$M_u = [0.85 \times 210 \times 30 \times (9.00) \times (54-9/2) + 5.68 \times 2601.8 (54-6)] 0.9$$

$$M_u = [2'385,652.5 + 709,354.75] 0.9$$

$$M_u = 2'785,506.5 \text{ Kg} \times \text{cm.} = 27.8 \text{ ton} \times \text{mt.}$$

Si hubiéramos tomado momentos en el bloque comprimido de concreto tendríamos:

$$M_u = [A_s f_y (d - a/2) + A'_s f_s (a/2 - d')] \phi$$

$$M_u = [15 \times 4200 \times (54-9/2) + 5.68 \times 2601.8 (4.5-6)] \phi$$

$$M_u = [3'118,500 - 22,167.33] 0.9$$

$$M_u = 27.8 \text{ ton} \times \text{mt.}$$

Si se calculara el momento resistente despreciando el efecto del refuerzo en compresión se tendría:

$$A_s = 3\phi 1'' = 15 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{15}{30 \times 54} = 0.00925$$

$$K_u = 31$$

$$M_u = 31 \times 30 \times 54^2$$

$$M_u = 27.11 \text{ ton} \times \text{mt.}$$

* Con lo cual se comprueba que en estos casos, cuando el refuerzo en compresión no ha sido colocado como un requerimiento de cálculo (cuando se excedía la máxima cuantía de acero en tracción), no es importante en la determinación del momento resistente, por lo que comúnmente en los diseños se evalúa el requerimiento del refuerzo en tracción sin tomar en cuenta el acero en compresión, que por motivos de armado se coloca en la misma sección donde se está haciendo el diseño.

SECCIONES T

GENERALIDADES

Generalmente las vigas usadas en los pisos o techos no tienen forma rectangular, sino que son en realidad vigas de forma T, desde que el vaciado del alma y la losa se hace y se debe hacer monolíticamente.

Por tanto el diseño hasta ahora desarrollado para vigas rectangulares no es aparentemente válido, desde que deberíamos considerar realmente secciones de forma T.

Independiente al problema de como plantear las ecuaciones para el diseño de una viga T, se debe primero cuantificar cuál es el ancho de losa contribuyente en compresión para la viga, ya que a partir de ese valor definido, se podrá desarrollar las ecuaciones de equilibrio y de diseño.

Para determinar el ancho efectivo contribuyente se puede hacer un análisis de elasticidad evaluando la distribución de esfuerzos; como este camino suele ser complicado para fines prácticos de diseño, se acude a los Códigos que sugieren valores a considerar en la práctica usual.

EN LA NORMA PERUANA SE INDICA:

En la construcción de vigas T, el ala y el alma deberán ser construidas monolíticamente o tener una conexión efectiva.

El ancho efectivo de la losa que actúa como ala de una viga T, deberá evaluarse en base a los siguientes límites:

- Menor o igual a la cuarta parte de la longitud de la viga.
- Menor o igual al ancho del alma más ocho veces el espesor de la losa, a cada lado del alma. *1/4 L y 16 t.*

- Menor o igual al ancho del alma más la distancia libre a la siguiente alma.

Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho efectivo de la losa que actúa como ala deberá evaluarse en base a los siguientes límites:

- Menor o igual al ancho del alma más la doceava parte de la longitud de la viga.
- Menor o igual al ancho del alma más seis veces el espesor de la losa.
- Menor o igual al ancho del alma más la mitad de la distancia libre de la siguiente alma.

* En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T para proporcionar un área adicional de compresión, el ala deberá tener un espesor mayor o igual a la mitad del ancho del alma y el ancho efectivo no excederá de cuatro veces el ancho del alma.

DISEÑO DE VIGAS T

Para el diseño de vigas T se debe analizar las distintas posibilidades de ubicación del eje neutro. Se podrán tener cuatro opciones, como las indicadas en la figura VIII-8.

Caso 1: El eje neutro se encuentra dentro del espesor de la losa.

La viga puede considerarse como una viga rectangular de ancho b , para fines de diseño, siendo válidas las ecuaciones desarrolladas para vigas rectangulares. No interesa el ancho de la zona traccionada sino el ancho del bloque comprimido.

Caso 2: El eje neutro se encuentra en el límite del espesor de la losa, y es equivalente al caso uno, en cuanto que el diseño sigue siendo el de una viga rectangular.

Caso 3: El eje neutro ha sobrepasado el espesor de la losa.

En este caso sí tenemos una viga con forma T para el bloque

comprimido, que sin embargo, se puede descomponer en dos vigas rectangulares.

La primera con las alas totalmente comprimidas, que forma una viga rectangular de ancho $(b-b_w)$, y la segunda que es otra viga rectangular de ancho b_w .

Caso 4: La compresión está en la parte inferior y por tanto no interesa el ancho de la losa contribuyente, pues está en tracción; para este caso es evidente que el diseño es el de una viga rectangular de ancho b_w .

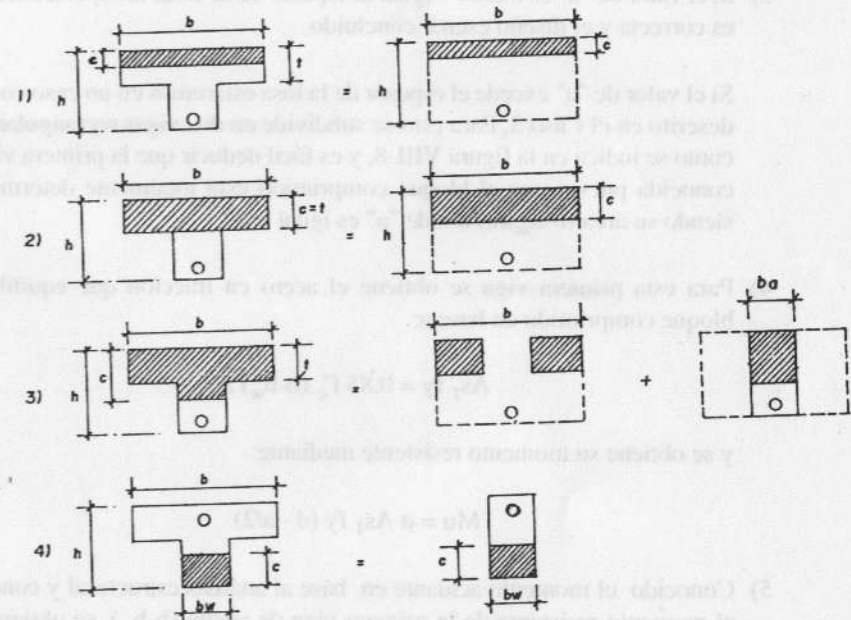


Figura VIII-8

De los 4 casos estudiados se concluye que el único que requiere de un análisis especial, es el del Caso 3, puesto que los otros son simplemente secciones rectangulares.

El procedimiento que se sigue para el diseño de una viga T es el siguiente:

- 1) Suponer que el bloque comprimido no ha excedido el espesor de la losa; esto significa diseñar una viga rectangular de ancho b (incluyendo alma y zona participante de losa).
- 2) Determinada el área de acero requerida para la sección rectangular de ancho b , se encuentra el valor de "a" mediante el equilibrio.

$$0.85 f'_c b a = A_s f_y$$

- 3) Si el valor de "a" es menor o igual al espesor de la losa, la suposición hecha es correcta y el diseño estará concluido.

Si el valor de "a" excede el espesor de la losa estaremos en un caso como el descrito en el Caso 3. Para esto se subdivide en dos vigas rectangulares tal como se indica en la figura VIII-8, y es fácil deducir que la primera viga es conocida puesto que el bloque comprimido está totalmente determinado siendo su área $(b-b_w)a$ donde "a" es igual a "t".

- 4) Para esta primera viga se obtiene el acero en tracción que equilibra el bloque comprimido en base a:

$$A_{s1} f_y = 0.85 f'_c (b-b_w) a$$

y se obtiene su momento resistente mediante:

$$M_u = \phi A_{s1} f_y (d - a/2)$$

- 5) Conocido el momento actuante en base al análisis estructural y conocido el momento resistente de la primera viga de ancho $(b-b_w)$, se obtiene por diferencia el momento que deberá resistir la segunda viga.

En base a este momento que corresponde a la segunda viga, se calculará el acero requerido en tracción, considerando una viga rectangular de ancho b_w . Para esto se usa todo lo indicado para vigas rectangulares, determinándose así un área A_{s2} (viga de ancho b_w).

- 6) Conocido A_{s1} y A_{s2} se suman estos dos refuerzos obteniéndose el área total de la viga real de sección T.

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA T (losas aligeradas)

Consideraremos como ejemplo de diseño de una viga T el caso típico de las losas aligeradas.

Como se sabe el aligerado está formado por viguetas de 10 cm. de ancho, espaciadas 40 cm. (eje a eje) y que tienen una losa superior de 5 cm.

Como se aprecia en la figura VIII-9, las viguetas son elementos T de ancho $b = 40$ cms., $b_w = 10$ cms. y no vigas rectangulares como se podría suponer.

Tomamos para el ejemplo la losa aligerada de 20 cm. de peralte, armada en una dirección, conformada por cuatro tramos de 5 mts. cada uno (eje a eje), apoyados en vigas de 30 cms. de ancho por 55 cms. de altura (Ver figura VIII-9) que corresponde a la planta del edificio mostrado en la figura VII-1 de la página 119.

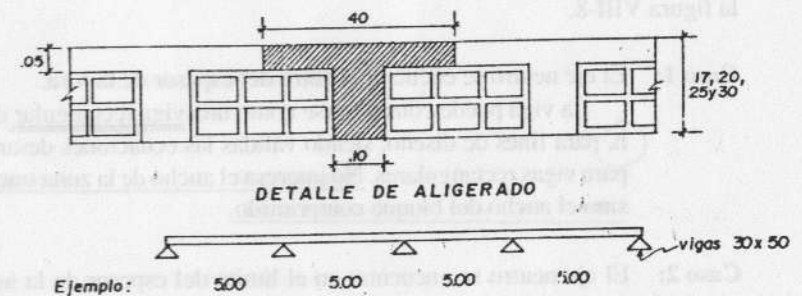


Figura VIII-9

METRADO DE CARGAS:

Carga Muerta Peso propio = 300 Kg/m²
 Piso terminado = 100 Kg/m²

Carga Viva Sobrecarga = 300 Kg/m²

Cargas últimas:

$$W_{cm} = 400 \times 1.5 = 600 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{cv} = 300 \times 1.8 = 540 \text{ Kg/m}^2$$

Cargas últimas por vigueta :

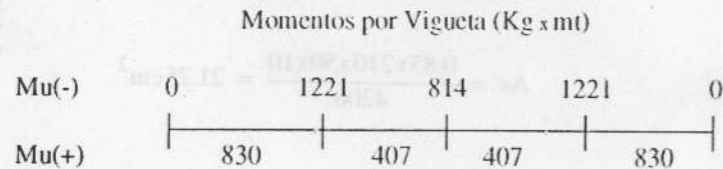
$$W_{cm} = 600 \times 0.4 = 240 \text{ Kg/mt}$$

$$W_{cv} = 540 \times 0.4 = 216 \text{ Kg/mt}$$

$$W_u = 456 \text{ Kg/mt}$$

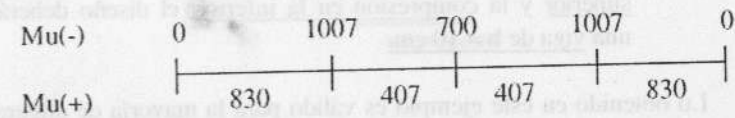
ANÁLISIS ESTRUCTURAL:

Resolviendo un Cross con la suposición de todos los tramos cargados con carga muerta y carga viva, sin considerar alternancia de carga viva, se tiene:



Si se reducen los momentos negativos a la cara se obtiene:

Momentos por Vigueta a la cara (Kg x mt)



DISEÑO:

1) Sección de Momento positivo $M_u = 830 \text{ Kg x mt}$.

Compresión arriba
 Tracción abajo posible viga T

Suponiendo que el bloque comprimido no excede los 5 cm. de losa se tiene:

$$b = 40 \text{ cm.} \quad bd = 40 \times 17 = 680$$

$$d = 17 \text{ cm.} \quad bd^2 = 11560$$

$$K_u = M_u / bd^2 = 83000 / 11560$$

$$K_u = 7.17$$

$$p = 0.0019$$

$$A_s = 0.0019 \times 40 \times 17 = 1.29 \text{ cm}^2$$

verificación del bloque comprimido:

$$A_s f_y = 0.85 f'_c b a$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.29 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.75 \text{ cm}$$

Como $a = 0.75 \text{ cm}$. que es menor a 5 cm. (espesor de losa) la suposición es correcta, y se puede concluir que la vigueta trabaja como una viga rectangular de ancho $b = 40 \text{ cm}$.



- 2) En la sección de momento negativo, al tenerse la tracción en la zona superior y la compresión en la inferior, el diseño deberá considerar una viga de $b = 10$ cm.

Lo obtenido en este ejemplo es válido para la mayoría de aligerados, en los cuales los momentos positivos siempre deberán ser diseñados con secciones rectangulares de 40 cms. los momentos negativos con secciones rectangulares de 10 cms. y prácticamente nunca se presentará una viga T, donde el bloque comprimido haya excedido los 5 cms. de la losa.

Se debe recordar que cuando se trabaja con vigas T, y el diseño ha considerado el ancho b (rectangular), no debe aplicarse el fierro mínimo a este ancho, sino a b_w . Por ejemplo si el porcentaje de refuerzo mínimo es 0.0026, este deberá aplicarse a $b_w d$ y no a bd .

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA T

Suponiendo una viga de las siguientes características :

$$\begin{array}{ll} b = 80 \text{ cms.} & b_w = 30 \text{ cms.} \\ h = 60 \text{ cms.} & t = 10 \text{ cms.} \end{array}$$

Momento último = 70 tonxmt. (tracción abajo)

Se diseñará primero considerando que el bloque comprimido no excede el espesor de la losa:

$$b = 80, \quad d = 54 \text{ cms.}$$

$$bd = 4320$$

$$bd^2 = 233280$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{7000000}{233280} = 30$$

Para $K_u = 30$ y $f'_c = 210$ se obtiene:

$$p = 0.0089$$

$$A_s = 0.0089 \times 80 \times 54 = 38.45 \text{ cm}^2$$

Verificando el bloque comprimido :

$$A_s f_y = 0.85 f'_c b a$$

$$a = \frac{38.45 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 80} = 11.30 \text{ cm}$$

Como $a > t$ la suposición no es correcta y por tanto se tiene el caso de una viga T, que podemos diseñarla trabajando con dos vigas rectangulares.

Ira. viga

$$\text{Ancho} = (b - b_w) = (80 - 30) = 50 \text{ cms.}$$

$$a = t = 10 \text{ cms.}$$

Por equilibrio :

$$A_s f_y = 0.85 f'_c b a$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 210 \times 50 \times 10}{4200} = 21.25 \text{ cm}^2$$

Momento resistente de esta viga:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$M_u = 0.9 \times 21.25 \times 4200 \times (54 - 10/2) = 39.35 \text{ tonxmt.}$$

2da. Viga

Como el momento aplicado es 70 tonxmt. y la primera viga resiste 39.35 tonxmt. se tendrá:

$$\text{Momento remanente} = 70 - 39.35 = 30.65 \text{ tonxmt.}$$

Este será resistido por una viga rectangular de ancho 30 cm.

$$b = 30 \text{ cms., } d = 54 \text{ cms.}$$

$$bd = 1620$$

$$bd^2 = 87480$$

$$K_u = M_u / bd^2 = 3065000 / 87480 = 35.03$$

$$p = 0.0106$$

$$A_s = 0.0106 \times 30 \times 54 = 17.17 \text{ cm}^2$$

Por tanto la viga total real tendrá un refuerzo en tracción igual a la suma de $21.25 + 17.17 = 38.42 \text{ cm}^2$.

En la práctica real es difícil encontrar vigas de este tipo; ya que en el ejemplo se ha considerado un momento muy elevado y una losa de poco peralte.

DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS CONTINUAS**REDISTRIBUCION DE MOMENTOS**

Una de las ventajas más importantes del diseño en concreto armado es el de la redistribución de momentos.

Mediante este título se reconoce la factibilidad de reducir los momentos obtenidos en el análisis elástico de la estructura en una o varias secciones determinadas, a condición de aumentar el momento en otras secciones, de manera que se siga cumpliendo el equilibrio; si tomamos como ejemplo el tramo de viga o losa indicada en la figura VIII-10 y arbitrariamente disminuimos el momento M_1 hasta un valor M_4 , debemos redistribuir todo el diagrama obteniendo un momento positivo tal como M_5 que evidentemente será mayor a M_3 , de modo tal que siempre se cumpla con un momento total elástico M , igual a $wl^2/8$ para el caso de una viga con una carga uniformemente distribuida.

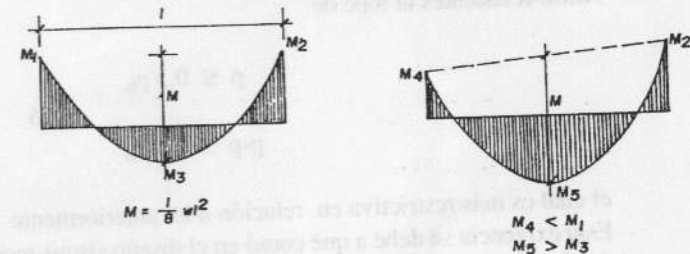


Figura VIII-10

La redistribución de momentos conlleva la incursión en el régimen plástico, sin que esto signifique que la sección que llegue a esta etapa ha fallado, siempre y cuando se tengan diseños que aseguren un comportamiento dúctil. Anteriormente ya se ha estudiado la condición de viga subreforzada que debe existir para asegurar que el acero en tracción fluya antes que el bloque comprimido llegue a su capacidad máxima.

La Norma Peruana establece la redistribución de momentos considerando que los momentos negativos calculados por medio de la teoría elástica en los apoyos de elementos continuos sujetos a flexión, se podrán aumentar o disminuir en no más de

$$20 \left[1 - \frac{p - p'}{p_b} \right] \%$$

y que los momentos negativos así modificados deberán usarse para calcular los momentos y fuerzas internas en cualquier otra sección del elemento.

La Norma indica que no se podrá diseñar considerando redistribución de momentos, en el caso en que los momentos hayan sido obtenidos en un análisis aproximado, como por ejemplo, usando el método de coeficientes.

Adicionalmente indica que la redistribución de momentos deberá hacerse solamente cuando la sección en la cual se reduce el momento, se diseña de tal manera que p o $p - p'$ sea menor o igual a $0.5 p_b$.

Esta última exigencia condiciona indirectamente los diseños de elementos sismo-resistentes al tope de

$$p \leq 0.5 p_b$$

$$p - p' \leq 0.5 p_b$$

el cual es más restrictiva en relación a lo anteriormente indicado de $0.75 p_b$. Esta exigencia se debe a que como en el diseño sismo-resistente se trabaja con fuerzas y momentos reducidos por ductilidad (Rd), es obvia la necesidad de considerar secciones con capacidad de redistribuir momentos (formación de rótulas plásticas).

Sin embargo, en las exigencias sísmicas dadas en el ACI, ya no se exige cumplir con $(p - p') \leq 0.5 p_b$, y ahora sólo se indica un refuerzo total que no exceda una cuantía de 0.025.

La razón de limitar la cuantía total a 0.025 es práctica, para no tener tal cantidad de acero que haga complicado su vaciado.

Por otro lado debemos señalar que en los diseños reales, si parten de un adecuado dimensionamiento, se cumple con facilidad los límites dados en la Norma Peruana y en el ACI.

Como hemos recomendado en el capítulo III, con dimensionamientos de vigas en base a peraltes del décimo al doceavo de la luz, se obtienen diseños donde no es necesario recurrir a refuerzo en compresión. Si por otro lado vemos que en las exigencias para diseño sismo resistente se requiere la colocación obligatoria de acero en compresión, que sea capaz de proporcionar un momento resistente en tracción de por lo menos un tercio del proporcionado en la cara opuesta, se concluye que en la práctica siempre se cumple con la condición

$$p - p' \leq 0.5 p_b$$

CORTE O DOBLADO DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UN ELEMENTO SOMETIDO A FLEXIÓN

El diseño de una losa o de una viga, se hace determinando las áreas de acero en las secciones críticas (más exigidas), pero debe complementarse con el corte de las varillas longitudinales o la colocación de bastones con el fin de obtener un diseño económico.

La condición básica que debe considerar un corte de acero es poder transmitir por adherencia los esfuerzos al concreto, o lo que equivale a considerar una adecuada longitud de desarrollo o anclaje. Existen otras condiciones como las relativas a la incidencia de la fuerza cortante, la variación posible en los diagramas de momentos obtenidos en el análisis elástico, y los requerimientos especiales de los elementos sismo-resistentes.

En la Norma Peruana se tienen una serie de requisitos para el corte o doblado del refuerzo de los cuales citamos algunos:

- 1) El refuerzo deberá extenderse, más allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual al peralte efectivo del elemento (d), ó 12 veces el diámetro de la barra, la que sea mayor, siempre que desarrolle " l_d " desde el punto de máximo esfuerzo, excepto en los apoyos de los tramos simplemente apoyados y en el extremo de voladizos (Ver figura VIII-11)

- 2) Cuando se use refuerzo continuo y otro de menor longitud (bastones), se deberá cumplir:
 - a) El refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo " l_d ", mas allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario (Ver figura VIII-11).
 - b) El refuerzo por flexión no deberá terminarse en una zona de tracción a menos que se cumpla que en el punto de corte el refuerzo que continúa proporcione el doble del área requerida por flexión, y el cortante no exceda las 3/4 partes de lo permitido.
- 3) Por lo menos la tercera parte del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo cumpliendo con la longitud de anclaje requerida (Ver figura VIII-11).
- 4) En apoyos simples y en puntos de inflexión, el refuerzo por momento positivo estará limitado a un diámetro tal que su " l_d " sea menor o igual a:

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a$$

donde l_a es el menor valor de " d " ó " $12d_b$ ", M_n el momento nominal provisto por el refuerzo positivo en la sección considerada y V_u la fuerza cortante de diseño en la misma sección.

Esta condición no es necesaria si el refuerzo en los apoyos termina más allá de la línea central del apoyo con un gancho estándar o un anclaje mecánico.

- 5) El refuerzo por momento negativo deberá anclarse en o a través de los elementos de apoyo con longitudes de anclaje, ganchos o anclajes mecánicos. El refuerzo que llega hasta el extremo del volado terminará en gancho estándar.
- 6) Por lo menos un tercio del refuerzo total por flexión en la parte superior del apoyo se extenderá una longitud, más allá del punto de inflexión, mayor o

igual al peralte efectivo " d " ó $12d_b$ ó $l_n/16$, el que sea mayor. (Ver figura VIII-12).

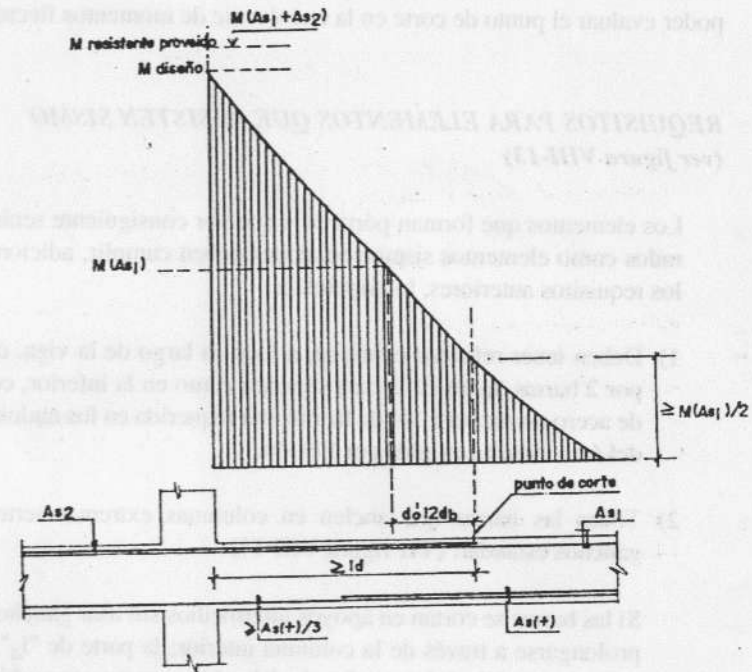


Figura VIII-11

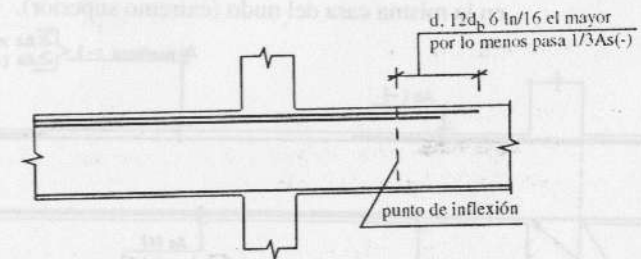


Figura VIII-12

En la figura VIII-11 se muestra el detalle de corte de refuerzo para el momento negativo de una viga. Del refuerzo total A_s sólo se va a correr una parte (A_{s1}) debiéndose calcular el momento que resiste esta fracción del refuerzo para poder evaluar el punto de corte en la envolvente de momentos flectores.

REQUISITOS PARA ELEMENTOS QUE RESISTEN SISMO (ver figura VIII-13)

Los elementos que forman pórticos y que por consiguiente serán considerados como elementos sismo-resistentes deben cumplir, adicionalmente a los requisitos anteriores, los siguientes:

- 1) Deben tener refuerzo continuo, a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras, tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor a $1/4$ de la máxima requerida en los nudos, ni menor del área mínima exigida por flexión.
- 2) Todas las barras que anclen en columnas extremas terminarán en ganchos estándar. (Ver figura VIII-14)

Si las barras se cortan en apoyos intermedios sin usar ganchos, deberán prolongarse a través de la columna interior; la parte de " l_d " que no se halle dentro del núcleo confinado deberá incrementarse multiplicándola por un factor 1.6.

- 3) La resistencia a momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que $1/3$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior).

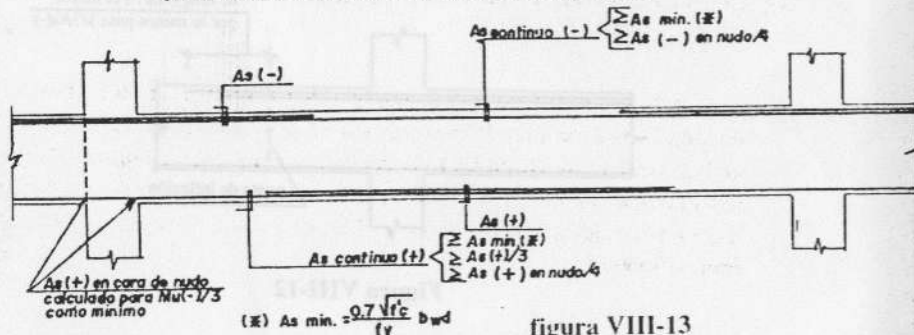


figura VIII-13

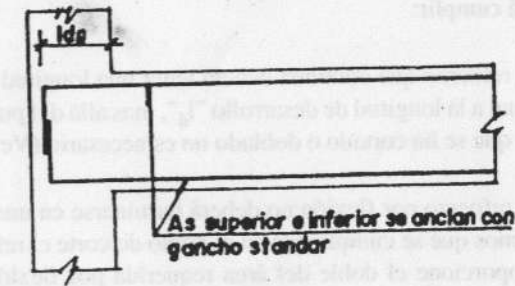


Figura VIII-14

RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA UN DISEÑO ORDENADO Y ECONOMICO

El diseño no necesariamente es el reflejo exacto de un cálculo sino que debe ser una expresión del profesional que realiza el proyecto; el diseñador debe ir más allá del resultado numérico del análisis y considerar todos los factores adicionales que uno percibe en la estructura no limitándose al resultado obtenido en un elemento, sino observando con más amplitud otros similares y tratando de comprender el comportamiento del conjunto de elementos.

El diseño en sí es un arte; esta afirmación nos da la certeza que las computadoras, si bien son valiosísimas como elementos de análisis, no reemplazarán al diseñador.

SE DAN A CONTINUACION ALGUNAS RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO EN FLEXION:

- 1) Considerar un número de varillas de refuerzo en relación al ancho del alma de la viga.

Así para anchos menores o iguales a 30 cm. considerar 2 barras, para anchos comprendidos entre 30 y 45 cm. por lo menos 3, y para anchos comprendidos entre 50 y 70 cm. por lo menos 4.

Esta recomendación apunta a distribuir mejor los esfuerzos evitándose por ejemplo que en una viga de 60 cm. de ancho, donde por cálculo se requiera 10 cm^2 , se coloquen 2 barras de 1", y que por el contrario se prefieran $2\phi 3/4"$ más 2ϕ de $5/8"$, 5 de $5/8"$ ó 4 de $3/4"$.

- 2) Comparar el diseño de un elemento con otro u otros correspondientes a elementos de características similares.

Es muy probable que en las plantas de las edificaciones se tengan elementos con algunos tramos similares y entonces el diseño final debe reflejar la uniformidad de éstos.

Debe evitarse encontrar dos soluciones de armado usando diferentes diámetros a pesar de requerirse áreas muy semejantes en elementos con características similares.

- 3) No disponer un refuerzo superior corrido a todo lo largo de una viga, con un área mayor a la dispuesta como refuerzo corrido inferior.

Es sabido que siempre los momentos negativos máximos, en los apoyos, son mayores a los positivos centrales, y esto hace pensar a muchos diseñadores que debe disponerse mayor refuerzo corrido en la cara superior.

La recomendación apunta hacia disponer un área en la cara inferior mayor o igual a la superior, como refuerzo continuo, reflejando así la forma del diagrama de momentos, y completar con bastones en la cercanía de los apoyos para el refuerzo superior o en la cercanía del centro de luz para el refuerzo inferior.

Si las vigas no tienen carga de gravedad importante y por el contrario tienen momentos de sismo significativos, los requerimientos máximos de acero ocurrirán tanto en la parte superior como en la parte inferior en los extremos, debiéndose armar con la misma área el refuerzo corrido superior e inferior y completándose con bastones en las cercanías de los apoyos en la cara superior e inferior de la viga.

- 4) No usar simultáneamente barras muy diferentes dentro del diseño de un mismo elemento.

No existe razón matemática o física que respalde esta recomendación, existiendo solamente como justificación el reconocimiento que el diseño debe mostrar, un ordenamiento que a su vez refleje el criterio y buen gusto del diseñador.

Es evidente que si se decidió disponer como refuerzo corrido 2 barras de $3/4"$, se verá mejor tener bastones de $3/4"$ y de $1"$ ó, bastones de $3/4"$ y de $5/8"$, que colocar bastones de $1/2"$, $5/8"$, $3/4"$ y $1"$ todos juntos en un mismo elemento.

- 5) Escoger diámetros de barras de acuerdo a las características del elemento o de la estructura que se proyecta.

Esta recomendación trata de evitar por ejemplo que se coloque una barra de $3/4"$ en una viga de aligerado o que se coloque una barra de $3/8"$ como bastón de una viga importante en peralte y luz.

Será preferible acostumbrarse a armar las losas macizas o aligeradas, considerando refuerzos de $3/8"$ y $1/2"$, pudiéndose disponer de $5/8"$ en casos necesarios.

Será preferible considerar barras de $1/2"$ y $5/8"$ para el refuerzo longitudinal de edificaciones de albañilería y concreto, o estructuras de concreto armado de pocos pisos o luces pequeñas.

Será preferible considerar barras de $5/8"$, $3/4"$ y $1"$ para el refuerzo de vigas de edificaciones con mayor importancia, mayor número de pisos o luces considerables.

- 6) Considerar refuerzo conformado por barras continuas y por bastones en el positivo de los aligerados.

Es común requerir áreas del orden de 0.8 a 1.3 cm^2 en el refuerzo inferior de aligerados, y se podrá diseñar considerando sólo una varilla de $1/2"$. Sin embargo, siempre resultará más económico considerar una varilla de $3/8"$ corrida más una cortada (bastón) del mismo diámetro, resultando un menor peso del acero usado en el tramo, y sin embargo una mayor área proporcionada.

DISPOSICIONES ADICIONALES DE LA NORMA PERUANA PARA ELEMENTOS SISMO-RESISTENTES SOMETIDOS A FLEXION

Adicionalmente a lo indicado para el corte del refuerzo en elementos sismo-resistentes, la Norma considera otras limitaciones dentro de las cuales indicamos:

- 1) La resistencia del concreto debe ser como mínimo 210 Kg/cm^2 .

La Norma ha querido establecer un mínimo de 210 Kg/cm^2 para estructuras conformadas por pórticos y/o muros de concreto armado, definiendo prácticamente a este tipo de concreto como el mínimo para uso estructural.

Esto no conlleva a eliminar vigas o losas de concreto de f'_c igual a 175 Kg/cm^2 , puesto que se podrán usar en estructuras conformadas por muros de albañilería en las cuales éstos representan los elementos principales que aportan rigidez y resistencia sísmica a la estructura. En este caso estarán las viviendas o edificios multifamiliares conformados por muros portantes de cargas de gravedad y de cargas de sismo y donde las vigas o losas prácticamente no resisten esfuerzos de flexión importantes por sismo.

- 2) La calidad del acero de refuerzo no deberá exceder de lo especificado para el Grado ARN 420 o 4200 Kg/cm^2 .

La Norma condiciona este acero como máximo para asegurar condiciones de ductilidad, indispensables para el diseño sismo-resistente.

- 3) Respecto a las dimensiones de las vigas se indica:

La relación ancho a peralte no será menor que 0.3.

El ancho no será menor que 25 cm.

El peralte efectivo "d" deberá ser menor o igual a un cuarto de la luz libre.

De esta manera la Norma busca evitar vigas muy esbeltas, difíciles de llenar con los requerimientos de acero longitudinal y transversal exigidos en elementos sismo-resistentes, y vigas muy peraltadas en relación a la luz libre; esto último conlleva a un comportamiento que debe ser analizado como viga pared o que constituyen elementos muy rígidos que pueden producir concentraciones de esfuerzos no deseados o columnas más débiles en relación a las vigas.

- 4) Debe evitarse empalmes en las zonas de esfuerzos altos como son las zonas localizadas dentro de "d" desde la cara del nudo.

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA CONTINUA

Continuando con la estructura mostrada en el capítulo VII, diseñamos la viga del segundo piso de los ejes 2 ó 4. (Ver figura VII-1 en la página 119).

En la figura VIII-15 se observa la envolvente de momentos luego de haber realizado las diferentes combinaciones de cargas exigidas por la Norma (Ver figura VII-2), sin haber analizado alternancia de carga viva.

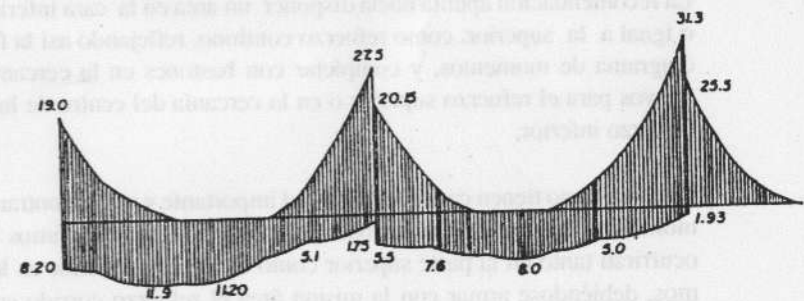
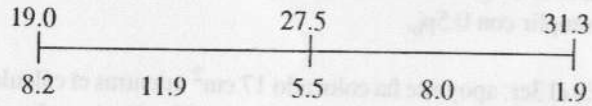
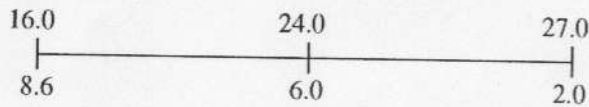


Figura VIII-15
Envolvente de Momentos Flectores para
diseño de viga de segundo piso.

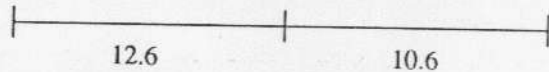
Momentos de los ejes (Mu):



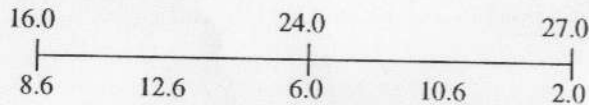
Momentos en las caras (Mu):



Momentos positivos máximos (Mu):
(haciendo alternancia de carga viva)



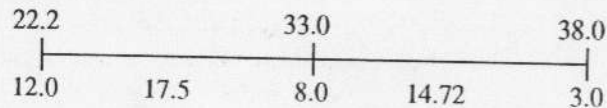
Momentos para diseño (Mu):



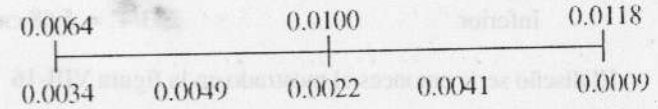
como: $bd = 30 \times 49 = 1,470$
 $bd^2 = 72,030$

entonces: $K_u = Mu/0.72$

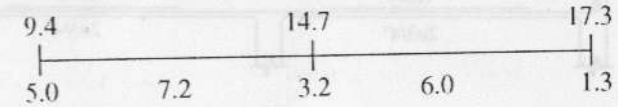
Valores de Ku:



Valores de la cuantía (p):



Cantidad de Refuerzo (As):



$As_{\min} = (0.7 \sqrt{f'_c} / f_y) bd = 0.0024 (30) (49) = 3.53 \text{ cm}^2$

Aparentemente podríamos disponer 2 ϕ 5/8" corridos; sin embargo en la sección del volado requerimos un acero importante, lo cual nos obliga por un lado a disponer un acero corrido de por lo menos un cuarto ($17.3/4 = 4.35 \text{ cm}^2$), y por otro a proporcionar en la cara inferior un acero que produzca un momento resistente de por lo menos un tercio de 27 ton.mt., el cual es de 5.2 cm^2 .

Por tanto podríamos considerar 2 ϕ 3/4" como refuerzo corrido inferior y superior teniéndose entonces:

Sección del primer apoyo:

Superior $2\phi 3/4" + 2\phi 5/8" = 9.68 \text{ cm}^2$
Inferior $2\phi 3/4" = 5.68 \text{ cm}^2$

Sección central del primer tramo:

Inferior $2\phi 3/4" + 1\phi 5/8" = 7.68 \text{ cm}^2$

Sección del segundo apoyo:

Superior $2\phi 3/4" + 2\phi 3/4" + 2\phi 5/8" = 15.36 \text{ cm}^2$
Inferior $2\phi 3/4" = 5.68 \text{ cm}^2$

Sección central del segundo tramo:

Inferior $2\phi 3/4" + 1\phi 5/8" = 7.68 \text{ cm}^2$

Sección del tercer apoyo:

Superior $2\phi 3/4" + 2\phi 3/4" + 2\phi 3/4" = 17.04 \text{ cm}^2$
 Inferior $2\phi 3/4" = 5.68 \text{ cm}^2$

El diseño sería entonces el mostrado en la figura VIII-16

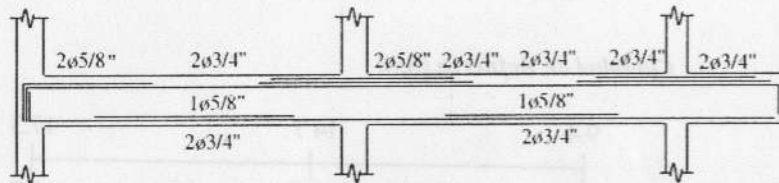


Figura VIII-16

VERIFICACIONES DE (P - P'):

Sección del primer apoyo:

Superior $p = 0.0066$
 Inferior $p' = 0.0039$ $p-p' = 0.0027$

Sección central del primer tramo:

Inferior $p = 0.0052$
 Superior $p' = 0.0039$ $p-p' = 0.0013$

Sección del segundo apoyo:

Superior $p = 0.0104$
 Inferior $p' = 0.0039$ $p-p' = 0.0065$

Sección central del segundo tramo:

Inferior $p = 0.0052$
 Superior $p' = 0.0039$ $p-p' = 0.0013$

Sección del tercer apoyo:

Superior $p = 0.0116$
 Inferior $p' = 0.0039$ $p-p' = 0.0077$

Limite de Norma: $p-p' = 0.5 p_b = 0.0108$

Como se aprecia se cumple en todos los casos holgadamente, lo cual es lógico pues si ningún diseño ha sobrepasado $0.75 p_b$, al restar el p' colocado, es fácil cumplir con $0.5p_b$.

En el 3er. apoyo se ha colocado 17 cm^2 mientras el cálculo indicaba 17.30 cm^2 ; esta aparente deficiencia no lo es por el hecho de poder efectuar redistribución y por la mínima diferencia que no es representativa.

CONDICIONES DE SERVICIO PARA ELEMENTOS EN FLEXION

GENERALIDADES

Lo indicado hasta aquí para elementos en flexión cubre todo lo relativo a los requisitos por resistencia y ha sido desarrollado trabajando con cargas y momentos amplificados, comúnmente denominados últimos, ya que se basan en el estudio del elemento en su máxima capacidad resistente (resistencia última).

Sin embargo, el diseño debe además satisfacer condiciones de servicio como son el control de deflexiones y el control de fisuración.

DEFLEXIONES

Las deflexiones de un elemento de concreto armado debidas a cargas aplicadas, pueden subdividirse en dos tipos: la primera, denominada deflexión instantánea, que se presenta al desencofrar un elemento trabajando en flexión, y la segunda, denominada diferida, que se presenta como un incremento de la primera, conforme aumenta el tiempo desde el desencofrado. Llegando a alcanzar una estabilidad casi definitiva al cabo de 5 años aproximadamente.

La deflexión instantánea se puede evaluar considerando las teorías de resistencia de materiales y estática, debiendo prever en el cálculo una inercia representativa de las secciones fisuradas del elemento.

Una viga de concreto armado usual tiene una sección generalmente constante en lo relativo al concreto, pero variable en cuanto al refuerzo de acero colocado a lo largo del tramo; si además se tiene en cuenta que el momento actuante es variable a lo largo del elemento y que por consiguiente los niveles de fisuración son variables, y que existen otros factores que afectan la fisuración como son la contracción de fragua y el flujo plástico, se puede comprender que el cálculo de la deflexión de un elemento es en realidad una estima-

ción de un orden de la deflexión esperada, basándose para este análisis en una inercia "representativa" y aproximada del elemento.

El Código Americano del ACI plantea el uso de una Inercia que denomina efectiva y que es un intermedio entre la Inercia de la sección bruta y la Inercia de la sección fisurada.

Para el cálculo de esta Inercia Efectiva se indica:

$$I_e = \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

Donde:

M_a = Momento actuante (en servicio)

M_{cr} = Momento de fisuración

I_g = Inercia de la sección bruta

I_{cr} = Inercia de la sección fisurada

Como este cálculo permite determinar la Inercia efectiva en una sección, y no en el tramo en estudio, el Código ACI plantea evaluar esta inercia efectiva en las secciones de momento máximo negativo (extremos del tramo) y en la sección de máximo momento positivo (generalmente al centro de la luz) con el objeto de evaluar una Inercia efectiva representativa del tramo como un promedio ponderado, considerando:

$$\text{Inercia efectiva del tramo} = \frac{I_{e_1} + I_{e_2} + 2 I_{CL}}{4}$$

Si el tramo es continuo en un solo extremo (I_{e_2}) y simplemente apoyado en el otro (I_{e_1}) se calculará considerando:

$$\text{Inercia efectiva del tramo} = \frac{I_{e_2} + 2 I_{CL}}{3}$$

En estas expresiones I_{e_1} e I_{e_2} son las inercias de las secciones de los extremos e I_{CL} es la inercia del centro de luz.

Si el tramo es simplemente apoyado se considerará sólo la Inercia efectiva en el centro de la luz (I_{CL}) y si es un volado la Inercia efectiva obtenida en la sección crítica del volado (cara del apoyo).

La nueva Norma Peruana de Concreto, reconociendo que la evaluación de las deflexiones es solamente una aproximación, simplifica este proceso, trabajando con la inercia de la sección fisurada, lo cual evidentemente proporciona deflexiones ligeramente mayores a las obtenidas con el Código Americano.

A la Inercia fisurada se le denomina Inercia efectiva y se calcula igualmente en las secciones extremas y centrales, haciéndose el cálculo de una Inercia representativa del tramo de igual modo a lo indicado anteriormente.

CALCULO DE INERCIAS

Para comprender el cálculo de la Inercia de la sección bruta y de la sección fisurada indicamos algunos ejemplos para una sección rectangular doblemente reforzada.

Observando la figura VIII-17, se tienen dos opciones para el cálculo de la Inercia de la sección bruta.

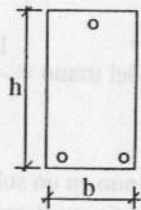


Figura VIII-17

- a) Si sólo se considera el concreto y se desprecia el aporte del refuerzo se obtiene:

$$I_g = \text{Inercia de la sección bruta} = \frac{b h^3}{12}$$

- b) Si se considera el refuerzo, debe calcularse primero el centro de gravedad de la sección y luego tomar momento de Inercia respecto a ese centro de gravedad.

Para hallar el centro de gravedad (Y_{cg}):

$$Y_{cg} = \frac{bh(h/2) + (n-1)A's(h-d') + (n-1)As d''}{bh + (n-1)(As + A's)}$$

donde: d' es la distancia del refuerzo en compresión a la fibra extrema en compresión.

d'' es la distancia del refuerzo en tracción a la fibra extrema en tracción.

Luego tomamos momentos respecto al centro de gravedad hallado y tendremos:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - Y_{cg} \right)^2 + (n-1)A's(h - Y_{cg} - d')^2 + (n-1)As(Y_{cg} - d'')^2$$

Normalmente se evalúa la Inercia de la sección bruta despreciando el aporte del refuerzo.

Para el cálculo de la Inercia de la sección fisurada (I_{cr}) de un elemento rectangular doblemente reforzado (Ver figura VIII-18), se debe primero considerar que el centro de gravedad de la sección transformada coincide con el eje neutro, y por tanto si tomamos momentos respecto al eje neutro la suma de éstos debe ser cero

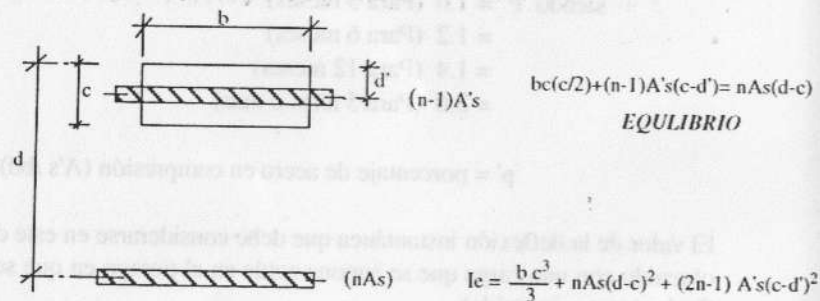


Figura VIII-18

Así se tiene:

$$bc(c/2) + (n-1) A's(c-d') = n As(d-c)$$

En base a esta ecuación se determina el bloque comprimido "c" (eje neutro) y se procede a calcular la Inercia respecto a este eje, obteniéndose:

$$I_{cr} = bc^3/3 + n As(d-c)^2 + (n-1) A's(c-d')^2$$

Algunos autores recomiendan duplicar el aporte del acero que trabaja en compresión de manera de tener en cuenta que este refuerzo tiene un esfuerzo mayor debido a los efectos de contracción de fragua y flujo plástico.

Así se tiene que la Inercia de la sección fisurada será:

$$I_{cr} = bc^3/3 + n As(d-c)^2 + (2n-1) A's(c-d')^2$$

En los cálculos anteriores, tanto para la Inercia de la sección bruta o para la Inercia de la sección fisurada, se ha usado la sección transformada, en base al valor "n" que no es otro que la relación entre el Módulo de Elásticidad del Acero y el Módulo de Elásticidad del Concreto

$$n = E_s / E_c$$

CALCULO DE LA DEFLEXION INSTANTANEA

Resuelto el problema de la determinación de una Inercia representativa del tramo en estudio, se procede a evaluar la deflexión instantánea mediante las ecuaciones de la elástica.

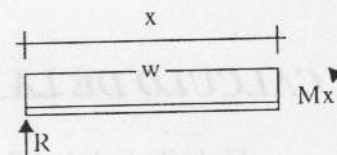
Tomando como ejemplo una viga simplemente apoyada con una carga uniformemente repartida tendremos:

De resistencia de materiales:

$$EI y'' = Mx$$

$$\text{Si: } Mx = Rx - wx^2/2$$

$$Mx = wx/2 - wx^2/2$$



Si integramos dos veces se obtiene la ecuación de la elástica, siendo la deflexión en el centro de la luz la siguiente:

$$y = \frac{5 wl^4}{384 EI}$$

De manera similar o mediante otros métodos conocidos de resistencia de materiales se puede determinar las deflexiones para otros casos comunes como son:

Voladizos con carga concentrada en la punta:

$$y = \frac{Pl^3}{3 EI} \quad \text{o} \quad \frac{Ml^2}{3 EI}$$

Voladizos con carga uniformemente repartida:

$$y = \frac{wl^4}{8 EI} \quad \text{o} \quad \frac{Ml^2}{4 EI}$$

Vigas continuas:

$$y = \frac{5}{48} \frac{l^2}{EI} [M_{CL} - 0.1 (M_1 + M_2)]$$

siendo:

M_{CL} = momento en el centro de luz

M_1 y M_2 = momentos negativos en los extremos del tramo (sin signo)

CALCULO DE LA DEFLEXION DIFERIDA

Si el cálculo de la deflexión instantánea resulta ser aproximado, la evaluación de la flecha diferida también lo es debido a los siguientes factores:

- Se evalúa como un factor que multiplica el valor de la deflexión instantánea.
- Depende de la magnitud de la carga que se supone actúa a lo largo de los primeros meses o años desde el desencofrado del elemento; siempre será difícil estimar qué porcentaje de la carga viva supuesta en el análisis realmente existe.
- Depende básicamente del fenómeno denominado flujo plástico para el cual a su vez hay diversas teorías que tratan de determinar la deformación debido a este efecto.

La Norma Peruana usa el criterio dado en el ACI y que estima el valor de la deflexión diferida de la siguiente ecuación:

$$y_{DIFERIDA} = (\tau) y_{INSTANTANEA}$$

$$\text{donde: } \tau = \frac{F}{1 + 50 p'}$$

siendo $F = 1.0$ (Para 3 meses)
 $= 1.2$ (Para 6 meses)
 $= 1.4$ (Para 12 meses)
 $= 2.0$ (Para 5 años o mas)

p' = porcentaje de acero en compresión ($A's / bd$)

El valor de la deflexión instantánea que debe considerarse en este caso será el obtenido con una carga que se supone actúe en el tiempo en que se calcule la flecha (carga sostenida).

EJEMPLO DE CALCULO DE LA DEFLEXION DE UNA VIGA

Supongamos una viga de un solo tramo que tiene 80 cms. de ancho y 130 cms. de peralte, con $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, con una carga muerta de 6.8 ton/mt., una carga viva de 3.2 ton/mt., una luz de 20 mts. y con los siguientes momentos y refuerzos obtenidos en el análisis y diseño por flexión:

Apoyo izquierdo = Apoyo derecho

$$M_{cm} = 230 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

$$A_{s(-)} = 129 \text{ cm}^2$$

$$M_{cv} = 107 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

$$A_{s(+)} = 40 \text{ cm}^2$$

Sección central

$$M_{cm} = 109 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

$$A_{s(-)} = 56 \text{ cm}^2$$

$$M_{cv} = 52 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

$$A_{s(+)} = 64 \text{ cm}^2$$

INERCIA DE SECCION BRUTA:

$$I_g = 1/12 (0.8) (1.3)^3 = 0.1465 \text{ mt}^4$$

MOMENTO DE FISURACION:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{v}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{280} = 33.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = 0.5 \times 1.3 = 0.65 \text{ mts.}$$

$$M_{cr} = \frac{335 \times 0.1465}{0.65} = 75.5 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

INERCIA DE SECCION FISURADA:

Sección en el centro de luz (n = 8)

$$80c^2/2 + [2(8-1)56](c-5) + (8 \times 54)(125-5) = 0$$

$$c = 27.72 \text{ cms.}$$

$$I_{cr} = 80 \times 27.7^3/3 + 840(27.7-5)^2 + 512(125-27.7)^2$$

$$I_{cr} = 0.05847 \text{ mt}^4$$

Similarmente para la sección en el apoyo

$$I_{cr} = 0.09896 \text{ mt}^4$$

I_{cr} promedio para el tramo:

$$I_{cr} = \frac{0.09896 + 0.09896 + 2 \times 0.05847}{4}$$

$$I_{cr} = 0.07871 \text{ mt}^4$$

INERCIA EFECTIVA SEGUN ACI:

Para la sección en el centro de luz:

$$M_{cr} = 75.5 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

$$M_a = 109.0 \text{ ton}\cdot\text{mt} \text{ (Carga Muerta)}$$

$$M_a = 161.0 \text{ ton}\cdot\text{mt} \text{ (Carga Muerta + 100% Carga Viva)}$$

$$I_g = 0.1465 \text{ mt}^4 \quad I_{cr} = 0.05847 \text{ mt}^4$$

Se definió la Inercia efectiva I_{ef} como:

$$I_{ef} = \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 I_g + \left[1 - \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right]^3 \right] I_{cr}$$

$$I_{ef} = 0.08730 \text{ mt}^4 \quad \text{si } M_a = 109 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

$$I_{ef} = 0.06746 \text{ mt}^4 \quad \text{si } M_a = 161 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

Para la sección en el extremo

$$M_{cr} = 75.5 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

$$M_a = 230.0 \text{ ton}\cdot\text{mt} \text{ (sólo Carga Muerta)}$$

$$M_a = 337.0 \text{ ton}\cdot\text{mt} \text{ (Carga Muerta + 100% Carga Viva)}$$

$$I_g = 0.1465 \text{ mt}^4 \quad I_{cr} = 0.09896 \text{ mt}^4$$

$$I_{ef} = 0.10060 \text{ mt}^4 \quad \text{si } M_a = 230 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

$$I_{ef} = 0.09948 \text{ mt}^4 \quad \text{si } M_a = 337 \text{ ton}\cdot\text{mt}$$

La Inercia efectiva en el tramo será:

Para CM solamente:

$$I_{ef} = \frac{0.1006 + 0.1006 + 2 \times 0.0873}{4} = 0.09395 \text{ mt}^4$$

Para CM + CV:

$$I_{ef} = \frac{0.09948 + 0.09948 + 2 \times 0.06746}{4} = 0.08347$$

DEFLEXION INMEDIATA DEBIDO A CARGA MUERTA:

$$y = \frac{5 l^2}{48 EI} [M_{CL} - 0.1 (M_1 + M_2)]$$

Para la Norma Peruana: $I_{TRAMO} = 0.07871 \text{ mt}^4$

Para el ACI: $I_{TRAMO} = 0.09395 \text{ mt}^4$

$$l = 20 \text{ mts.} = 2000 \text{ cms.} \quad E = 15000 \sqrt{280} = 250\,998 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{CL} = 10900000 \text{ Kg}\cdot\text{cm.}$$

$$M_1 = 23000000 \text{ Kg}\cdot\text{cm.}$$

$$M_2 = 23000000 \text{ Kg}\cdot\text{cm.}$$

$$y = \frac{5 (2000)^2 [10900000 - 0.1 (2 \times 23000000)]}{48 (250998) (0.07871) (100)^4}$$

$$y = 1.32 \text{ cm.} \quad (\text{Según la Norma Peruana})$$

Similarmente

$$y = 1.10 \text{ cm.} \quad (\text{Según el ACI})$$

DEFLEXION INMEDIATA DEBIDO A CARGA MUERTA MAS VIVA:

Para la Norma Peruana: $I_{TRAMO} = 0.07871 \text{ mt}^4$

Para el ACI: $I_{TRAMO} = 0.08347 \text{ mt}^4$ (*)

(*) Inercia obtenida con un momento actuante correspondiente a carga muerta y carga viva simultáneamente, pues no se puede aplicar la carga viva sin estar ya aplicada la carga muerta.

$$M_{CL} = 16100000 \text{ Kg}\cdot\text{cm.}$$

$$M_1 = 33700000 \text{ Kg}\cdot\text{cm.}$$

$$M_2 = 33700000 \text{ Kg}\cdot\text{cm.}$$

$$y = \frac{5 (2000)^2 [16100000 - 0.1 (2 \times 33700000)]}{48 (250998) (0.07871) (100)^4}$$

$$y = 1.97 \text{ cm.} \quad (\text{Según la Norma Peruana})$$

Similarmente (Con $I = 0.08347 \text{ mt}^4$)

$$y = 1.857 \text{ cm.} \quad (\text{Según el ACI})$$

Deflexión inmediata debida a la carga viva.

$$y = 1.97 - 1.32 = 0.65 \text{ cm.} \quad (\text{Según la Norma Peruana})$$

$$y = 1.857 - 1.10 = 0.757 \text{ cm.} \quad (\text{Según el ACI})$$

DEFLEXION INMEDIATA TOTAL:

Para la Norma Peruana:

$$y = 1.32 + 0.65 = 1.97 \text{ cms.}$$

Para el ACI:

$$y = 1.10 + 0.757 = 1.857 \text{ cm}$$

CALCULO DE LA DEFLEXION DIFERIDA:

Se puede considerar que la carga sostenida corresponde a un 100% de la carga muerta y a un determinado porcentaje de la carga viva. La determinación del porcentaje de carga viva dependerá del uso del techo donde se está calculando la deflexión.

Asumiendo un 50% de la carga viva como carga sostenida se tiene:

$$M_{cr} = 75.5 \text{ ton}\cdot\text{mt.}$$

$$M_{CL} = 109 + 52.5 (0.5) = 135.0 \text{ ton}\cdot\text{mt.}$$

$$M_1 = 230 + 107.0 (0.5) = 283.5 \text{ ton}\cdot\text{mt.}$$

$$M_2 = 230 + 107.0 (0.5) = 283.5 \text{ ton}\cdot\text{mt.}$$

Inercia del tramo para la Norma Peruana:

$$I_{cr} = 0.05847 \text{ mt}^4. \quad (\text{sección central})$$

$$I_{cr} = 0.09896 \text{ mt}^4. \quad (\text{sección en el apoyo})$$

$$I_{TRAMO} = 0.07871 \text{ mt}^4. \quad (\text{Norma Peruana})$$

Inercia del tramo para el ACI:

$$I_{ef} = 0.07380 \text{ mt}^4. \quad (\text{sección central})$$

$$I_{ef} = 0.09985 \text{ mt}^4. \quad (\text{sección en el apoyo})$$

$$I_{TRAMO} = 0.08682 \text{ mt}^4. \quad (\text{ACI})$$

Flexión diferida para 5 años:

$$p' = A's/bd = 56/(80 \times 125) = 0.0056$$

$$\tau = \frac{F}{1 + 50p'} = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0056} = 1.56$$

$$Y_{DIFERIDA} = (1.56) Y_{INSTANTANEA}$$

$$Y_{INSTANTANEA} \text{ para } 50\%CV + 100\%CM:$$

$$y = \frac{5 (2000)^2 [13500000 - 0.1 (2 \times 28350000)]}{48 (250,998) (0.07871) \times 10^8}$$

$$y = 1.64 \text{ cms. (para la Norma Peruana)}$$

$$y = 1.48 \text{ cms. (para el ACI)}$$

Finalmente:

$$Y_{DIFERIDA} = 1.64 \times 1.56 = 2.558 \text{ cms. (Norma Peruana)}$$

$$Y_{DIFERIDA} = 1.48 \times 1.56 = 2.308 \text{ cms. (ACI)}$$

CALCULO DE LA FLECHA TOTAL:

$$Y_{TOTAL} = Y_{INSTANTANEA} + Y_{DIFERIDA}$$

$$Y_{TOTAL} = 1.97 + 2.55 = 4.52 \text{ cms. (Norma Peruana)}$$

$$Y_{TOTAL} = 1.857 + 2.30 = 4.16 \text{ cms. (ACI)}$$

Con lo cual se puede concluir que se espera una flecha total del orden de 4 a 5 cms.

FISURACION POR FLEXION

Los elementos de concreto trabajando en flexión bajo cargas de servicio tienen agrietamientos en las zonas traccionadas. Si la distribución del acero en tracción es adecuado, estas fisuras son muy pequeñas, siendo normales aquellas que tienen un espesor del orden de 0.1 a 0.3 mm.

El control de los anchos de las fisuras debe hacerse para prevenir la corrosión del refuerzo y el aspecto estético.

Independientemente de las fisuras debidas a los esfuerzos de tracción por flexión existen fisuras por efectos de contracción de fragua, flujo plástico, temperatura, y tracción diagonal, que sin embargo no se tratan en este capítulo, dedicado básicamente al diseño por flexión.

ANCHO DE FISURAS:

La determinación del ancho de una fisura por flexión, no es exacta y existen diversas teorías que tratan de explicar el mecanismo de su formación y la evaluación de su espesor; sin embargo se puede indicar que el ancho de una fisura es directamente proporcional al nivel del esfuerzo del acero traccionado (f_s), dependiendo además del área efectiva de concreto que rodea a cada barra traccionada.

Existen diversas expresiones que evalúan el ancho posible de las fisuras a nivel del refuerzo traccionado, dentro de las cuales citamos:

$$w_{MAX} = 2.6 \sqrt[3]{A} f_s \times 10^{-6} \text{ (en cms.)} \quad (I)$$

$$w_{MAX} = \theta \sqrt{A dc} f_s \times 10^{-6} \text{ (en cms.)} \quad (II)$$

Siendo:

$$\theta = h_1/h_2 \text{ (ver figura VIII-19)}$$

A = Área de concreto que rodea a cada varilla.

dc = Recubrimiento inferior medido desde el centro de la varilla más cercana al borde del elemento.

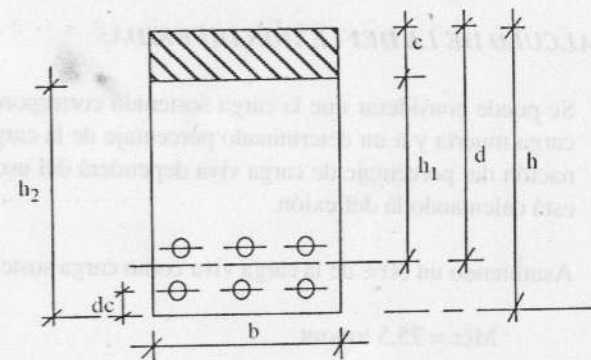


Figura VIII-19

DETERMINACION DEL PARAMETRO "Z":

La Norma Peruana no especifica un ancho máximo de fisura, sino que sigue el criterio del Código Americano (ACI), el cual indica que debe evaluarse un coeficiente "Z" debiendo ser éste menor a 31000 kg/cm para condiciones de exposición interior o menor a 26000 kg/cm para condiciones de exposición exterior.

El valor de "Z" se indica como:

$$Z = f_s \sqrt[3]{A dc} \text{ (kg/cm)} \quad (III)$$

donde A y dc se pueden observar en la figura VIII-20.

Si relacionamos la ecuación II con la III encontramos:

$$w_{MAX} = (\theta) (Z) (10^{-6}) \text{ cm.}$$

Y si trabajamos con un factor θ de 1.2 aproximado, y con los límites de "Z" del código encontramos:

$$w_{MAX} = 1.2 \times 31000 \times 10^{-6} \text{ cms.} = 0.37 \text{ mm (interiores)}$$

$$w_{MAX} = 1.2 \times 26000 \times 10^{-6} \text{ cms.} = 0.30 \text{ mm (exteriores)}$$

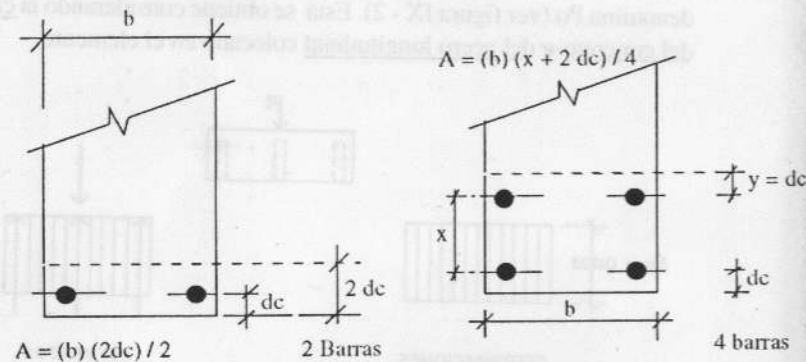


Figura VIII-20

Por lo tanto se puede concluir que el valor de "Z" indicado en la Norma admite anchos de fisuras del orden de 0.3 a 0.35 mm. como normales y permisibles.

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION ELEMENTOS EN FLEXOCOMPRESION

GENERALIDADES

Los elementos de las edificaciones que están principalmente sometidos a flexocompresión, son las columnas y los denominados muros de corte o placas.

El diseño de un elemento sometido a flexocompresión se hace en base a las mismas hipótesis del diseño en flexión, considerando adicionalmente el problema de la esbeltez.

Los efectos de esbeltez de las columnas, y la consiguiente reducción de su capacidad de carga se evalúan en forma independiente al diseño propiamente dicho, mediante la consideración de los momentos generados por las deformaciones transversales de las columnas (momentos de 2do. orden) o mediante procesos aproximados que comprenden la estimación de factores que corrigen a los momentos del análisis estructural (momentos de 1er. orden).

Un problema adicional del estudio de un elemento sometido a flexocompresión es el de la flexión biaxial, la cual prácticamente siempre existe, si se consideran momentos de sismo en una dirección y simultáneamente momentos de cargas verticales en la obra.

El diseño por flexocompresión es aplicable no sólo a columnas sino también a muros esbeltos(placas) tal como se indica en el capítulo XI.

En este capítulo se desarrolla primero el diseño de columnas y elementos en general sometidos a flexocompresión, para luego indicar lo relativo a esbeltez.

DISEÑO EN FLEXOCOMPRESION UNIAIXIAL

1.- DIAGRAMA DE INTERACCION

Si se analiza una sección transversal sometida a flexocompresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de Carga y Momento resistentes, conforme se varíe la posición del eje neutro.

A la curva que indica esta resistencia, teniendo como ordenada la Carga Axial y como abscisa el Momento, se le denomina Diagrama de Interacción. (ver Figura IX - 1)

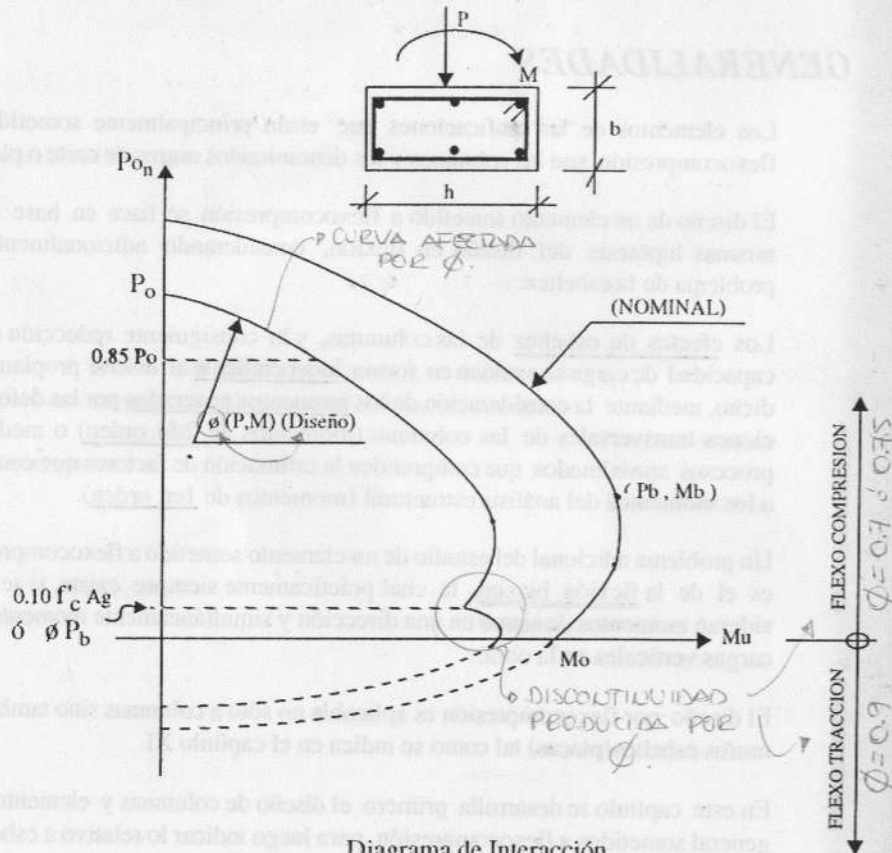
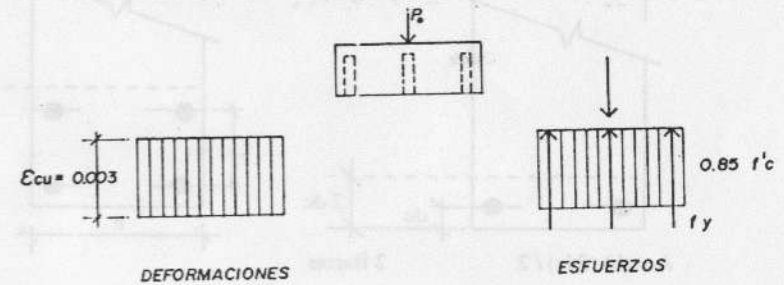


Diagrama de Interacción.
Figura IX - 1

Para su construcción bastará analizar el equilibrio de la sección, variando la ubicación del eje neutro.

Si se tiene que el momento es nulo, el valor de la carga axial, es máxima y se denomina P_o (ver figura IX - 2). Esta se obtiene considerando la carga máxima del concreto y del acero longitudinal colocado en el elemento.



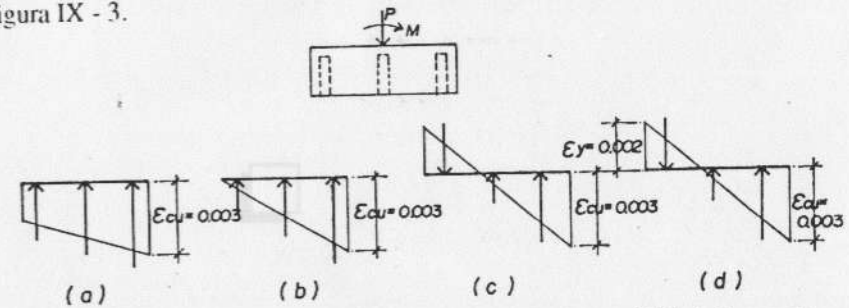
Estado de equilibrio para compresión pura.

Figura IX - 2

$$P_o = \phi [0.85 f'_c A_c + A_s f_y]$$

donde $\phi = 0.70$ para columnas con estribos
 $\phi = 0.75$ para columnas con espirales

Al considerar momentos actuantes simultáneos con la carga axial, el diagrama de distribución de deformaciones irá variando como se indica en la figura IX - 3.



Estados de deformaciones en columnas hasta llegar a la condición balanceada
Figura IX - 3

La figura IX - 3d indica un estado de deformación donde el concreto ha llegado en compresión a una deformación máxima de 0.003 (ver hipótesis de flexión) y simultáneamente el fierro extremo opuesto en tracción ha llegado a la fluencia con una deformación de 0.0021 (fy/Es). A esta condición se le denomina Condición Balanceada, y se representa en el diagrama con los puntos Pb, Mb.

La obtención del valor Pb, Mb, se realiza por equilibrio conociendo la extensión del bloque comprimido.

Así tenemos :

- a) Conocido $\epsilon_{cu} = 0.003$ y $\epsilon_y = 0.0021$ se obtiene gráfica o geoméricamente el valor del bloque comprimido c.
- b) En base al valor c, se conoce la compresión del concreto Cc :
 $Cc = (0.85 f'_c) b a$ donde $a = \beta_1 c$ (ver flexión)
- c) Conocida la deformación en la sección, se puede conocer el esfuerzo en todos los refuerzos de acero colocados.

En la figura IX - 4 se muestra una sección rectangular para la cual se calcularán los esfuerzos en la condición balanceada :

◆ Fierro del extremo comprimido As_1
 $\epsilon_{s1} = 0.0027 > 0.0021$
 Por tanto $Fs_1 = Fy As_1 = 4200 As_1$

◆ Fierro del centro As_2
 $\epsilon_{s2} = 0.0008 < 0.0021$
 Por tanto $Fs_2 = (0.0008 \times E_s) As_2$
 $Fs_2 = (0.0008 \times 200000) As_2$
 $Fs_2 = 16000 As_2$

◆ Fierro del extremo en tracción As_3
 $\epsilon_{s3} = 0.0021$ (límite 1)
 Por tanto $Fs_3 = Fy As_3 = 4200 As_3$

- d) La carga axial P_u será entonces igual a la sumatoria de fuerzas internas que se producen en el concreto y refuerzo.

En el ejemplo de la figura IX - 4 :

Suma de fuerzas internas = P_u externo
 $P_u = 0.85 f'_c b a + 4200 As_1 + 1600 As_2 - 4200 As_3$

P_u en este caso se denomina P_b y para ubicarlo en la gráfica de interacción lo afectamos por el factor de reducción $\phi = 0.7$, para obtener la resistencia de diseño.

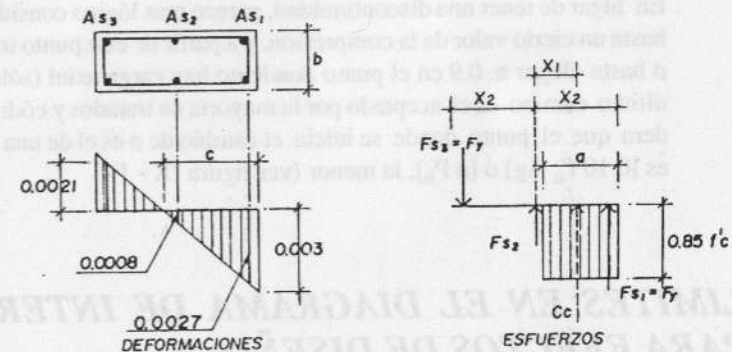
- e) Para determinar el momento, que en este caso llamaremos M_b , se tomará momentos respecto al centro plástico de la sección.

Como la sección del ejemplo de la figura IX - 4 tiene refuerzo simétrico, el centro de gravedad coincidirá con el centro plástico

Tomando momentos :

$$M_b = \phi [(0.85 f'_c b a) (x_1) + As_1 (4200) (x_2) + As_2 (1600) (x_3) + As_3 (4200) (x_2)]$$

donde x_1, x_2 y x_3 son las distancias del centro plástico al punto de aplicación de la fuerza. (En este caso $x_3 = 0$)



Estado de equilibrio para condición balanceada.
 Figura IX - 4

Para conocer otros puntos del diagrama bastará con ir variando la posición del eje neutro (bloque c).

- * Conforme vayamos disminuyendo el tamaño del bloque comprimido "c". la carga axial irá disminuyendo. Cuando esta carga axial es cero, lo cual indica que la suma de las fuerzas de compresión se iguala con la suma de fuerzas de tracción, se habrá obtenido el valor, M_o el cual representa el caso de Flexión Pura.

Si se sigue disminuyendo el bloque comprimido puede suceder que la suma de fuerzas en compresión sea menor a la suma de fuerzas de tracción, lo cual indica que la resultante es una tracción; se estará en un caso de flexo-tracción y la curva será la indicada en la parte inferior de la figura IX - 1.

Como interesa la resistencia de diseño, ϕ veces la nominal, se grafica los valores de P_u y M_u obtenidos, afectándolos de ϕ ; para compresión y flexocompresión la Norma considera un factor de reducción de $\phi = 0.7$ para columnas con estribos, y $\phi = 0.75$ para columnas con espirales, y para flexión, flexo-tracción o tracción pura, la Norma indica un factor de $\phi = 0.9$.

Esta diferencia entre $\phi = 0.7$ y $\phi = 0.9$ ocasionaría una discontinuidad en el diagrama de interacción que se ubicaría en la zona inferior, cercana al eje de abscisas, donde la carga de compresión es pequeña y prácticamente estamos en Flexión Pura.

En lugar de tener una discontinuidad, parece mas lógico considerar un ϕ de 0.7 hasta un cierto valor de la compresión, y a partir de este punto ir incrementando ϕ hasta llegar a 0.9 en el punto donde no hay carga axial (sólo flexión). Este último camino es el aceptado por la mayoría de tratados y códigos y se considera que el punto donde se inicia el cambio de ϕ es el de una carga axial que es $[0.10 f'_c A_g]$ ó $[\phi P_b]$, la menor (ver figura IX - 1).

LIMITES EN EL DIAGRAMA DE INTERACCION PARA EFECTOS DE DISEÑO

Algunos códigos consideran para efectos de diseño una excentricidad mínima,

→ EN EL CASO DE CARGA AXIAL SIN MOMENTOS.

para el caso de columnas que en el análisis realizado hayan obtenido momentos muy reducidos.

El ACI del 1971 y otros anteriores así como el Código Peruano anterior, consideraba un momento mínimo de diseño obtenido con una excentricidad igual al 10% del peralte, en la dirección que se realizaba el diseño, con un mínimo absoluto de 2.5 cm.

La nueva Norma de Concreto Peruana ya no considera el criterio de la excentricidad mínima, sino limita la resistencia axial de diseño al 80 u 85% de la carga axial máxima P_o . * *

$$\phi P_u \max = 0.85 [\phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)] = 0.85 P_o$$

para columna con espirales.

$$\phi P_u \max = 0.80 [\phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)] = 0.80 P_o$$

Para columnas con estribos.

Esta exigencia obliga a considerar un diagrama de interacción, útil para el diseño, con una curva trunca en la parte superior tal como se indica en la figura IX - 6.

DETERMINACION DEL CENTRO PLASTICO DE LA SECCION (caso de secciones asimétricas)

Cuando se tiene una sección con refuerzo asimétrico, el punto donde se debe tomar momentos para la obtención de los momentos resistentes (trazo del diagrama de interacción) no debe ser el centro de gravedad de la sección (considerando sólo el área de concreto), sino el denominado centro plástico, y que consiste en el centro de fuerzas obtenido considerando toda la sección comprimida en su capacidad máxima.

Esta condición se cumple cuando el concreto esté trabajando a $0.85 f'_c$ y cada uno de los fierros a un esfuerzo de f_y .

Si por ejemplo tenemos una sección "L" como la indicada en la figura IX - 5,

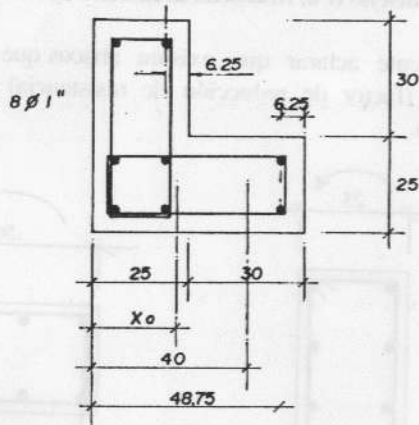
la determinación del centro plástico se hará de la siguiente manera :

Datos :

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area columna} = 30 \times 25 + 25 \times 55 = 2125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de Acero} = 8 \phi 1" = 40 \text{ cm}^2$$



Sección para ejemplo de determinación de centro plástico.

Figura IX - 5

Tomamos momentos con respecto al extremo izquierdo para las fuerzas máximas que se producirían en el concreto y acero :

$$\text{Concreto :} \quad 0.85 \times 210 [(30 \times 25) (40) + (25 \times 55) (12.5)]$$

$$\begin{aligned} \text{Acero :} & \quad (2 \times 5) (4200 - 0.85 \times 210) (48.75) + \\ & (2\phi 1" = 5 \text{ cm}^2) \quad (3 \times 5) (4200 - 0.85 \times 210) (25 - 6.25) + \\ & \quad (3 \times 5) (4200 - 0.85 \times 210) (6.25) \end{aligned}$$

y lo dividimos entre la fuerza máxima posible :

$$(0.85 \times 210) (2125) + (40) (4200 - 0.85 \times 210)$$

Obtenemos el centro plástico de la sección X_o :

$$X_o = \frac{8422968.75 + 1960481.25 + 113046.87 + 377015.62}{540172.5} = 22.01 \text{ cms}$$

Si sólo se hubiera considerado la sección de concreto tendríamos :

$$X_o = \frac{(25 \times 55) \times (12.5) + (25 \times 30) (40)}{2125} = 22.2 \text{ cms}$$

Para el ejemplo presentado no hay una diferencia importante entre el centro plástico y el centro de gravedad de la sección bruta de concreto; pero es evidente que dependiendo de la cuantía del refuerzo y de su asimetría, la diferencia será mas o menos importante.

2- USO DE ABACOS CON DIAGRAMAS DE INTERACCION

Existen publicaciones de ACI y de otras instituciones donde se indican una serie de abacos conteniendo diagramas de interacción para columnas cuadradas, rectangulares y circulares.

Estos generalmente tienen armadura simétrica colocada en sólo dos caras o en el perímetro y han sido desarrollados para columnas de sección b y t cualesquiera (ver Figura IX - 6), teniendo en el eje de ordenadas el valor de K y en el eje de abscisas Ke/t .

$$\text{donde } K \text{ es :} \quad K = \frac{P_u}{A_g f'_c}$$

$$\left[\begin{array}{l} A_g = b.t \\ M_u = P_u.e \end{array} \right]$$

$$\text{donde } Ke/t \text{ es :} \quad Ke/t = \frac{(P_u) e}{(A_g f'_c) t} = \frac{M_u}{bt^2 f'_c}$$

de tal manera que sirven para diferentes secciones y diferentes calidades de concreto.

Es importante resaltar la relación entre el peralte del núcleo reforzado y el peralte total, denominada "g", ya que estos ábacos varían según esta relación. En la mayoría de los ábacos los valores de g son 0.5, 0.6, 0.7, 0.8 ó 0.9.

El diseñador debe decidir como ubicar el refuerzo de tal manera que, en base a su determinación, use un ábaco con refuerzo en caras opuestas o en todo el perímetro y con un valor determinado de g.

Así por ejemplo, si se trata de una columna de 25 x 50 donde se va a verificar la dirección de 25 cm. como peralte, elegirá un ábaco con refuerzo en caras extremas., y con un valor de g igual a 0.5 (ver Figura IX - 7).

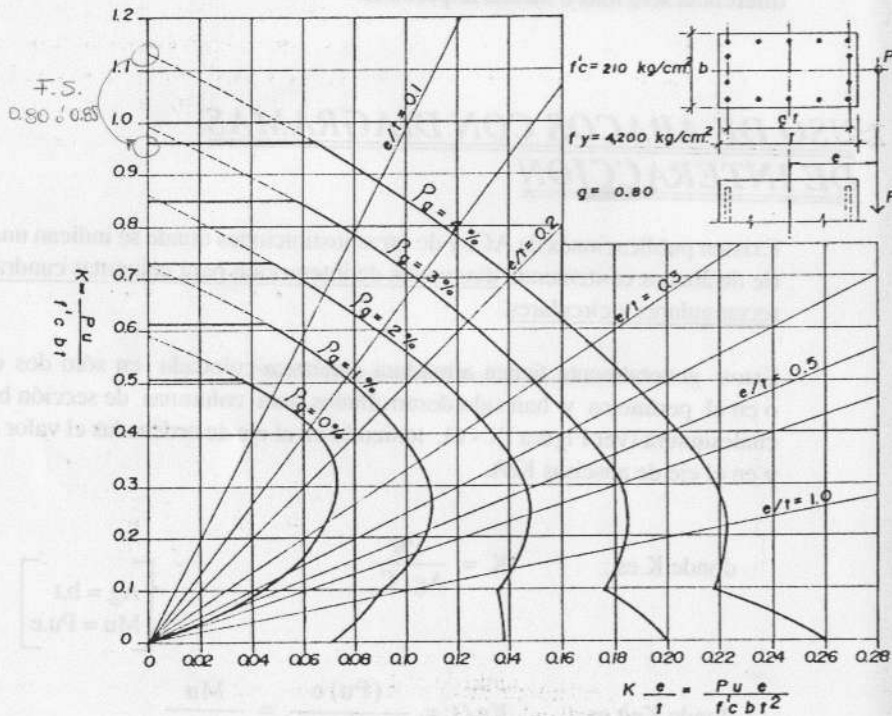
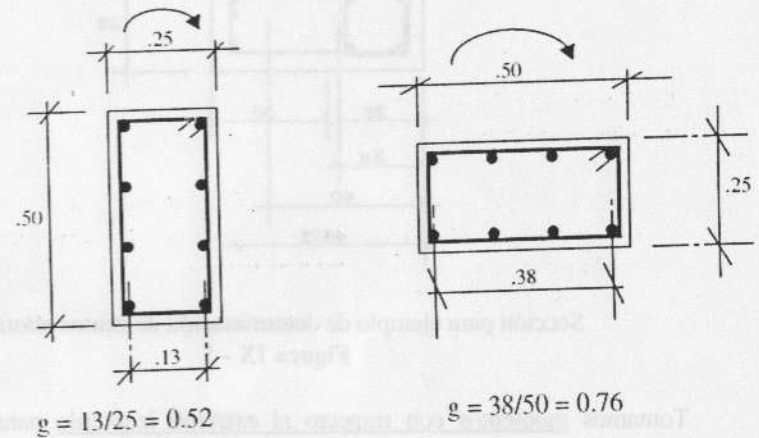


Diagrama de Interacción típico para diseño.
Figura IX - 6

Si se va a verificar la misma columna, pero en la dirección que se considera el peralte de 50 cm., se usará un ábaco de refuerzo repartido a lo largo del perímetro y con un g de 0.76, por lo cual interpolará entre el resultado obtenido con $g = 0.7$ y el obtenido con $g = 0.8$ (ver Figura IX - 7).

En los casos donde el armado de la columna no se asemeje a las dos opciones definidas (refuerzo en caras extremas o a lo largo del perímetro) y/o para secciones no rectangulares ni circulares, se deberá construir su propio diagrama de interacción, asumiendo el refuerzo a colocar y verificando que las combinaciones de diseño (P_u , M_u) sean menores o iguales a las resistentes.

Es conveniente aclarar que existen ábacos que ya vienen con el factor ϕ incorporado (factor de reducción de resistencia) y otros donde uno debe considerarlo.



Ejemplos para la determinación del ábaco a usar en el diseño de columnas.

Figura IX - 7

REFUERZO MINIMO Y MAXIMO PARA COLUMNAS

La Norma Peruana considera una cuantía mínima de 1% y una cuantía máxima de 6%, y especifica que si el diseñador considera una cuantía mayor al 4%,

debe detallar el cruce de los refuerzos de la columna y de las vigas en cada nudo.

El autor recomienda diseñar columnas con cuantías comprendidas entre 1% y 4%, de tal manera que se evite el congestionamiento del refuerzo, ya que dificulta la calidad de la construcción, sobre todo si se piensa que en el Perú el diámetro máximo de refuerzo producido normalmente es de una pulgada.

* Por otro lado siempre resulta más económico una columna armada con una cuantía baja, resultando más cara una columna con cuantías mayores al 3% que una equivalente de mayor sección y menor cuantía de acero.

La cuantía de acero se define como el área total de acero dividida entre el área total de la sección ($\rho = A_s/bt$).

En algunos proyectos, por condiciones Arquitectónicas se tienen columnas con una sección mucho mayor que la requerida en el cálculo; en estos casos la Norma considera factible colocar una cuantía de acero menor a la mínima para lo cual indica:

“Cuando un elemento sujeto a compresión tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, el refuerzo mínimo y la resistencia última, podrán basarse en un área efectiva reducida, Ag. mayor o igual a 1/2 del área total”.

DISEÑO EN FLEXOCOMPRESION BIAxIAL

PROBLEMA DEL DISEÑO DE COLUMNAS CONSIDERANDO FLEXION BIAxIAL

Desde el punto de vista de cargas de gravedad, la flexión biaxial es importante en el caso de estructuras que consideren losas armadas en dos direcciones.

Si se considera que hay simultáneamente cargas horizontales de sismo, la flexión biaxial es casi siempre crítica, puesto que aún cuando se trate de techos o pisos conformados por losas armadas en una dirección (aligerados o losas nervadas en una dirección), siempre será factible tener una columna con momento de carga vertical en una dirección y simultáneamente momento de sismo en la otra.

No será crítica la flexión biaxial, a pesar de considerar sismo y carga de gravedad simultáneas, cuando los momentos de cargas de gravedad no sean significativos (columnas exteriores con vigas de luz menor a 5 mts. o columnas centrales o interiores).

Los criterios expuestos anteriormente no toman en cuenta la simultaneidad de momentos de sismo en las dos direcciones, debido al hecho que normalmente los análisis consideran sismo en una dirección, independiente al análisis de sismo en la otra. La realidad sin embargo, es que las fuerzas horizontales de sismo se presentan en una dirección cualesquiera, y que se producirán esfuerzos en las dos direcciones de la edificación simultáneamente, pero inferiores a las totales que se consideran independientemente.

Algunos autores recomiendan diseñar las columnas considerando simultáneamente el 100% del momento de sismo en una dirección y un 30% del momento de sismo total analizado para la otra dirección.

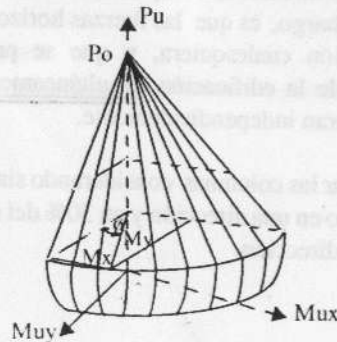
ESTUDIO DE UNA SECCION SOMETIDA A COMPRESION Y FLEXION BIAXIAL

Cuando se tiene una carga axial actuando en un punto, tal que se produzcan simultáneamente excentricidades en las dos direcciones de la columna, el problema del diseño es complejo, pues aún cuando se puede seguir trabajando con un bloque rectangular equivalente de compresiones, la posición del eje neutro no es simple de determinar pues la inclinación de éste no es perpendicular a la excentricidad resultante.

Cuando la flexión es sólo en un eje, ya se ha visto que es simple el procedimiento de construir un diagrama de interacción, variando la ubicación del eje neutro, pero siempre considerando que éste era perpendicular a la excentricidad actuante. Sin embargo, en el caso de flexión biaxial, se debe tantear la inclinación del eje neutro y su distancia por lo que los procedimientos de cálculo son largos y deben hacerse mediante procesos iterativos engorrosos. Actualmente con el auxilio de computadoras es factible la resolución de estos problemas y existen una serie de programas.

Suponiendo arbitrariamente una inclinación del eje neutro, su posición y una determinada distribución de refuerzo, se puede plantear el equilibrio de la sección y tomar momentos en X y en Y, obteniéndose para esa condición un valor de P_u , M_{ux} y M_{uy} . Si este proceso se repite se podrá construir un diagrama de interacción que en realidad será espacial, obteniéndose una superficie tal como la indicada en la figura IX - 9.

Debido a lo indicado anteriormente es común que los diseñadores que no cuentan con programas recurran al uso de métodos aproximados.



Superficie de interacción para columnas con carga axial y flexión biaxial.

Figura IX - 8

DISEÑO BIAXIAL SEGUN LA NORMA PERUANA

La Norma indicada como método aproximado la ecuación planteada por Bresler.

Esta considera:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Donde:

- P_u = Resistencia última en flexión biaxial
- ϕP_{nx} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$)
- ϕP_{ny} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x = 0$)
- ϕP_{no} = resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de carga axial únicamente ($e_x = e_y = 0$)

Esta ecuación es válida para valores de:

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1$$

Para valores menores a 0.1 la ecuación anterior pierde aproximación, por lo cual la Norma recomienda la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} son las resistencias de diseño de la sección respecto a los ejes X e Y.

Este método supone un diseño previo, y con el acero así definido se verifica la resistencia en flexión biaxial. Lo común es que el diseñador primero estudie el caso de flexión uniaxial con la cual determina una cuantía de acero; con esta cuantía aplica Bresler y verifica la capacidad resistente en flexión biaxial.

ESBELTEZ DE COLUMNAS

PROBLEMAS DE ESBELTEZ EN COLUMNAS

Todo lo indicado anteriormente para el diseño de columnas en flexocompresión será válido mientras las columnas no tengan una esbeltez tal, que las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada, modifiquen significativamente los momentos calculados en el análisis normal elástico de la estructura.

Si por el contrario la esbeltez de la columna es tal, que para el nivel de carga axial aplicado, se generan deformaciones transversales que aumentan significativamente la excentricidad considerada en el diseño, deberá evaluarse el momento generado por la nueva excentricidad, denominada como efecto o deformación de segundo orden.

El cálculo de las deformaciones de segundo orden es complejo, pues la evaluación de la rigidez del conjunto concreto-refuerzo considerando secciones fisuradas y problemas de relajamiento del acero debido a la contracción del fraguado y el flujo plástico, hacen difícil una evaluación simple.

Debido a estas dificultades es común que los diseñadores usen métodos aproximados planteados por diversos autores y reconocidos en los códigos de diseño.

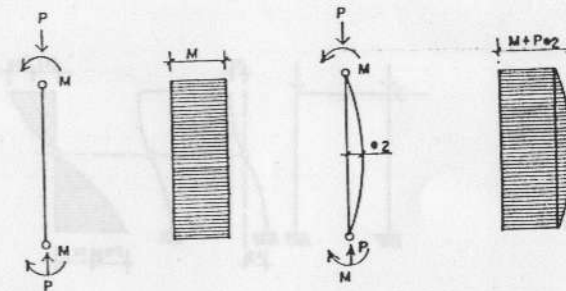
ESBELTEZ EN COLUMNAS CON O SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

La importancia de los momentos de segundo orden, generados por la excentricidad producida por la deformación transversal de las columnas, es diferente si se trata de columnas con simple curvatura o con doble curvatura, interesando además la posibilidad de existencia de desplazamiento relativos entre los nudos del entrepiso donde se encuentra la columna que se está analizando.

En las edificaciones usuales, las columnas tienen generalmente doble curvatura y tienen desplazamiento lateral relativo entre sus nudos, debido a que forman pórticos continuos con las vigas y están expuestos a acciones de cargas de sismo, que inducen deformaciones laterales en la estructura.

En la figura IX - 9 se aprecia claramente que :

- El efecto de esbeltez es más crítico en columnas con curvatura simple en relación a las columnas con curvatura doble, debido a que el momento máximo de segundo orden afecta directamente al momento de primer orden, mientras en el caso de curvatura doble los máximos no coinciden. Esto es válido mientras no exista deformación relativa entre nudos extremos de la columna.
- El efecto de esbeltez en el caso de existir desplazamientos laterales es más crítico en relación al caso de desplazamiento restringido, pues los momentos máximos de primer y segundo orden son coincidentes y porque los desplazamientos laterales en estructuras aporricadas son importantes.



Incremento del Momento de Columnas
CASO DE SIMPLE CURVATURA
SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

Si la carga actúa en un período prolongado las deflexiones aumentarán por efecto del flujo plástico, aumentando los momentos de segundo orden.

ENFOQUE DEL PROBLEMA DE ESBELTEZ SEGUN LA NORMA PERUANA

La norma trata el problema evaluando un factor de corrección de los momentos de primer orden (del análisis) de tal manera que el diseño de la columna se haga con este momento ya corregido.

El factor de corrección se denomina δ y se subdivide en uno que corrige el momento debido a cargas de gravedad (δ_1) y otro que corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos y que, en la mayoría de los casos para estructuras en el Perú, se deben a cargas de sismo (δ_g).

$$M_c = \delta_1 M_{uv} + \delta_g M_s$$

El factor δ_1 afecta a cada columna como elemento individual y el factor δ_g afecta a todas las columnas de un entrepiso por igual, considerando que los desplazamientos laterales son iguales para todas las columnas de un entrepiso.

Si analizamos un grupo de columnas de un edificio se observa que en la de menor sección, en la de mayor longitud, o en la de mayor carga axial, se producirán mayores correcciones por esbeltez, sin que se pueda considerar que las otras columnas puedan ayudar. Por esto se denomina al δ_1 , como δ local o δ individual. Sin embargo si analizamos el mismo grupo de columnas, pero ahora considerando la acción de fuerzas horizontales de sismo (o de viento), encontraremos que sí existe ayuda de las más fuertes, por el hecho de que éstas controlan el desplazamiento lateral del entrepiso. Por esto al δ_g se le denomina δ global.

En la fórmula del momento de diseño corregido (M_c), el valor M_{uv} es el momento debido a cargas verticales amplificadas provenientes de un análisis de primer orden y M_s es el momento debido a las cargas laterales amplificadas, también proveniente de un análisis de primer orden.

• EFECTO LOCAL DE ESBELTEZ :

El factor δ_1 se evalúa mediante la siguiente expresión :

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \geq 1$$

donde :

P_u = Carga amplificada actuante sobre la columna

ϕ = Factor de reducción de resistencia igual a 0.7 para columnas estribadas y a 0.75 para el caso de columnas con espirales.

P_c = Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)

C_m = Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

La carga crítica se considera :

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

donde :

$$EI = \frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_{se}}{(1 + \beta d)}$$

o conservadoramente :

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + \beta d)}$$

Siendo :

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

I_g = Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada)

E_s = Módulo de elasticidad del acero

I_{se} = Inercia del acero de refuerzo (en la dirección analizada)

βd = Relación entre el momento máximo debido a carga muerta y el momento máximo debido a la carga total, siempre positivo. (Momento de carga sostenida sobre Momento total)

l_n = Luz libre de la columna en la dirección analizada considerándose la distancia entre las vigas o losas capaces de proporcionar apoyo lateral.

El coeficiente C_m se obtiene de :

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

donde :

M_1 = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M_2 = Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Si los cálculos muestran que no existe momento en ambos extremos, o que las excentricidades calculadas en los extremos son menores a $(1.5 + 0.03h)$ en cms., M_1 y M_2 en el cálculo de c_m , deberá basarse en una excentricidad mínima de $(1.5 + 0.03h)$ en cms., alrededor de cada eje principal por separado, donde h es el peralte de la columna en la dirección analizada.

Los efectos locales se pueden despreciar si :

$$l_n/r < 34 - 12 M_1/M_2$$

donde r es el radio de giro de la sección ($\sqrt{I/A}$). Para una sección rectangular $r = 0.3h$ y para una sección circular $r = 0.25D$, siendo h el peralte y D el diámetro.

En las expresiones anteriores de la Norma Peruana, y tomadas del ACI se consideran todos los factores que influyen en el problema y que han sido expuestos anteriormente en este capítulo.

Así :

- 1) C_m es un factor que amplifica la corrección si se trata de simple curvatura.

Como M_1 y M_2 en la mayoría de las estructuras convencionales son prácti-

camente iguales, se tiene :

$$\text{Para simple curvatura : } C_m = 0.6 + 0.4 = 1$$

$$\text{Para doble curvatura : } C_m = 0.6 - 0.4 = 0.2, \text{ pero se indica } C_m \text{ mínimo} \\ = 0.4$$

En la mayoría de las edificaciones se tendrá el caso de curvatura doble y por tanto $C_m = 0.4$

- 2) P_c es la carga crítica de Euler estudiada y deducida en cualquier curso o tratado de Resistencia de Materiales.

Sin embargo en la fórmula dada en la Norma se consideran algunas variantes especiales :

- a) La fórmula de Resistencia de Materiales es :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K \cdot l_n)^2}$$

y en la Norma se ha considerado $K = 1$, lo cual es conservador pues representa el caso de una columna biarticulada, la cual no existe en la realidad, salvo casos especiales.

- b) El cálculo de la inercia de la columna se plantea a través de dos expresiones que disminuyen la inercia de la sección bruta, considerando el problema de secciones fisuradas y el efecto del flujo plástico.

Así el factor β_d , castiga el valor de la inercia a considerar dependiendo de la permanencia de los momentos. Si hay mayor momento debido a cargas muertas (permanentes) el valor β_d aumenta y disminuye la inercia efectiva en base a la cual se calcula la carga crítica de pandeo.

El cálculo del factor δ_1 , en estructuras reales resulta en la mayoría de los casos innecesario, pues dadas las secciones robustas que usamos en el Perú para las columnas, rara vez se obtiene un valor importante. Es probable que en países donde no hay sismo, y donde se usan secciones menores a las que consideramos en el Perú, el cálculo de δ_1 sea importante.

Es evidente también que en casos de columnas con doble o triple altura este factor sí puede ser importante.

• **Efecto global de esbeltez :**

El efecto global δ_g se evalúa mediante las siguientes expresiones :

$$\delta_g = \frac{1}{1-Q} \quad \text{ó}$$

$$\delta_g = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}}$$

La primera expresión considera el denominado Índice de Estabilidad del edificio, el cual se calcula con :

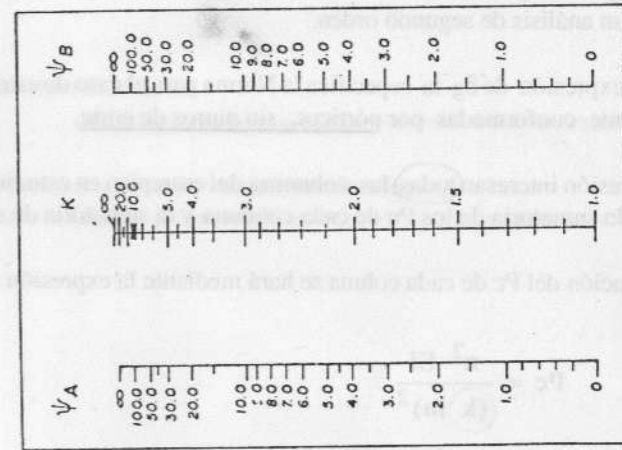
$$Q = \frac{(\sum P_u) u}{V_u h}$$

donde :

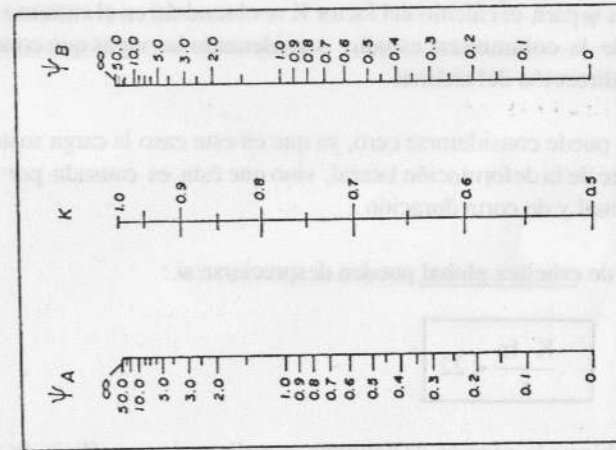
- $\sum P_u$ = Suma de cargas (axiales) de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.
- u = Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo, u deberá multiplicarse por el factor de reducción de ductilidad (R_d) considerado en la determinación de estas fuerzas.
- V_u = Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.
- h = Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar. En este caso δ_g es igual a 1 y solo se amplificará el momento por δ_1 .

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse calculando δ_g con el valor Q obtenido.



(b) PORTICOS SIN CONTRAVENTEAR



(a) PORTICOS CONTRAVENTEADOS

Ψ = Relación de $\sum (EI / \ell_c)$ de los elementos en compresión a $\sum (EI / \ell)$ de elementos en flexión dispuestos en un plano, en el extremo de un elemento en compresión

K = Factor de longitud efectiva

Factores de longitud efectiva.
Figura IX - 10

Si el índice Q es mayor a 0.25, deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

La segunda expresión de δ_g la especifica la Norma para el caso de estructuras exclusivamente conformadas por pórticos, sin muros de corte.

En esta expresión interesan todas las columnas del entrepiso en estudio y por eso se toma la sumatoria de los P_u de cada columna y la sumatoria de sus P_c .

La determinación del P_c de cada columna se hará mediante la expresión :

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

Donde EI se obtiene de la misma forma ya indicada para el caso del efecto local y el factor K , que corrige la altura libre de la columna, se obtiene usando los ábacos de Jackson y Moreland (caso con desplazamiento) que se muestran en la figura IX - 10.

Los factores ψ para el cálculo del factor K se obtendrán en el extremo superior e inferior de la columna en estudio, considerando las vigas que concurren al nudo, en la dirección del análisis.

El factor β_d puede considerarse cero, ya que en este caso la carga sostenida no es la causante de la deformación lateral, sino que ésta es causada por el sismo que es eventual y de corta duración.

Los efectos de esbeltez global pueden despreciarse si :

$$\frac{K l_n}{r} < 22$$

y debe cambiarse la sección de columna o realizarse un análisis de segundo orden si :

$$\frac{K l_n}{r} \geq 100$$

El código ACI - 318 no especifica el cálculo basado en el índice de estabilidad Q .

La razón por la cual la Norma Peruana usa el criterio del índice de estabilidad, se basa en que la fórmula P_u y P_c no es aplicable en estructuras que tengan muros de corte formando mixtos con pórticos.

Si en la estructura existen columnas y a la vez placas o muros de corte, sabemos que las que más contribuyen a disminuir las deformaciones laterales de entrepiso son las placas, y para éstas no son aplicables las teorías de longitud efectiva (K) o carga crítica (P_c).

Por tanto es más lógico plantear el problema como una comparación entre el momento generado por el desplazamiento lateral del entrepiso y las cargas axiales, el cual no ha sido considerado en el análisis de primer orden :

$$(\sum P_u) (u)$$

Y el momento debido a las fuerzas horizontales de sismo:

$$(V_u) (h)$$

Si la deformación lateral es importante, el momento debido al sismo se incrementará (por estos efectos de deformación relativa del entrepiso) en forma importante.

Es conveniente aclarar que el índice se obtiene en base a cargas o momentos últimos, y que sin embargo los desplazamientos relativos obtenidos en los análisis sísmicos generalmente no son debidos a cargas amplificadas. Por tanto el desplazamiento del análisis sísmico debe multiplicarse por 1.25 (factor que corresponde a cargas amplificadas por sismo) y además multiplicarse por R_d , ya que las cargas inicialmente fueron reducidas por el factor de ductilidad global.

En la detrmnación de $\sum P_u$ deben intervenir las cargas axiales actuantes sobre todas las columnas y muros de la edificación; en principio estas cargas serían las debidas a carga muerta, carga viva, y axiales debido a las fuerzas horizontales de sismo, todas respectivamente amplificadas por 1.25, pero como se sabe que la suma de los axiales debidos a sismo es cero (considerando todas las co-

lumnas y muros de un edificio), puede considerarse solamente las cargas muertas y vivas.

Cuando se tienen estructuras conformadas exclusivamente por pórticos (columnas y vigas sin muros de corte) el método de P_u y P_c sí es aplicable e interesará calcular la longitud efectiva de la columna usando el ábaco con desplazamiento lateral (pórticos sin contraventear). Para el cálculo de las rigideces de columnas y vigas (ψ) algunos autores recomiendan considerar * sólo el 50% de la inercia de las vigas, con el fin de tomar en consideración el problema de las secciones fisuradas, el cual es más importante en las vigas que en las columnas.

En el cálculo de EI, ya no se considera el factor βd pues se está considerando el caso de cargas eventuales y de corta duración.

DISEÑO DE COLUMNAS

GENERALIDADES

Como el diseño de columnas tiene que hacerse considerando las combinaciones de carga muerta, viva y sismo ya explicadas en el capítulo de Requisitos Generales para el Análisis y Diseño, debe tenerse cuidado en los coeficientes de amplificación de las cargas y la relación de estos con el cálculo de δI y δg .

Para el caso de considerar la combinación :

$$U = 1.5 CM + 1.8 CV$$

en la cual no hay sismo, se calculará solamente δI ya que no existe la corrección por desplazamiento lateral ($\delta g = 1$ y $M_s = 0$).

Para el caso de considerar las combinaciones :

$$U = 1.25 (CM + CV \pm CS)$$

$$U = 0.9 CM \pm 1.25 CS$$

deberá calcularse δg y δI considerando las cargas P_u y los momentos M_1 ó M_2 amplificados por el mismo coeficientes (1.25 ó 0.9) que se haya usado según el caso de la combinación analizada.

DISPOSICIONES ESPECIALES PARA ELEMENTOS SISMORESISTENTE

En la Norma Peruana se dan algunas disposiciones especiales para columnas que conforman pórticos sismoresistentes.

Dentro de estas citamos algunas :

- 1) La resistencia del concreto debe ser como mínimo $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y la resistencia del acero debe ser como máximo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Al respecto se puede comentar que el criterio de la Norma ha sido considerar un concreto mínimo estructural de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para el caso de edificaciones donde realmente las columnas sean los elementos resistentes de cargas y momentos de gravedad y de sismo; queda entendido que si se trata de edificios de muros portantes de albañilería se podrá seguir usando concreto de 175 kg/cm^2 (como mínimo) ya que en estas estructuras las columnas son elementos de confinamiento de los muros y no son columnas propiamente dichas *

La limitación del acero a $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se basa en el hecho de evitar aceros de alta resistencia que no tienen un escalón de fluencia definido y que son más frágiles.

- 2) En relación a las dimensiones de las columnas se indica :

- a) El ancho mínimo debe ser 25 cm.
- b) La relación ancho a peralte debe ser mayor o igual a 0.4

Al respecto se puede indicar que el criterio de la Norma ha sido considerar columnas con un mínimo de 25 cm. de ancho para evitar problemas constructivos de llenado, cruce de refuerzos, y/o recubrimientos

inadecuados, los cuales pueden producirse en columnas de espesores menores; esta exigencia puede ser superada si se trata de edificios de albañilería, donde las columnas tienen un comportamiento diferente y donde las cuantías de refuerzo generalmente son pequeñas.

La exigencia de ancho/peralte ≥ 0.4 parece excesiva, si se aprecia que muchas de las columnas usuales no cumplen con esta disposición; así por ejemplo una columna de 25 x 65 ó 25 x 70 ya no cumple con esta limitación.

Las razones que han primado para esta exigencia son:

- a) Buscar columnas con adecuada rigidez y resistencia en las dos direcciones de la edificación; esto es importante y tiene validez en edificios conformados únicamente por columnas (sin muros de cortante).
- b) Limitar el campo del diseño entre columnas y muros de cortante, advirtiendo al diseñador de casos donde la gran diferencia entre el ancho y el peralte del elemento puede hacer que una aparente columna se convierta en un muro para efectos del diseño.

- * 3) Proveer mayor resistencia a flexión en las columnas que en las vigas que forman el nudo.

Se exige que la suma de los momentos nominales de las columnas concurrentes en un nudo debe ser mayor a 1.4 veces la suma de los momentos nominales de las vigas :

$$\sum M_{nc} \geq 1.4 \sum M_{nv}$$

Para la aplicación de esta desigualdad se considerará la resistencia a flexión en la columna para la carga axial actuante en la hipótesis que considera cargas de gravedad y de sismo (en la dirección considerada) verificando la condición que dé como resultado la resistencia a flexión más baja.

En el cálculo de la suma de momentos nominales de los extremos de las vigas concurrentes al nudo, las resistencias a flexión deberán de sumarse de manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de las vigas deberá satisfacerse la desigualdad para momentos de vigas que

actúan en ambas direcciones del plano vertical del pórtico.

El objetivo de esta exigencia es buscar que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas. Esta limitación es difícil de cumplir en los diseños usuales, pues generalmente las vigas que se dimensionan en las edificaciones tienen un peralte importante, necesario para proporcionar rigidez lateral al edificio, arriestre a las columnas y resistencia propia a las vigas, mientras los peraltes de las columnas muchas veces son menores, requiriéndose un diseño especial para cumplir con esta desigualdad, el cual generalmente gobierna el diseño convencional de las columnas.

Una manera de controlar este fenómeno es evitar columnas con poco peralte y por eso se tiene a columnas en forma de T y L, o al uso de secciones robustas, recurriéndose además al uso de muros de cortante, los cuales disminuyen considerablemente los esfuerzos de sismo en las columnas.

Muchos de los edificios que han fallado durante movimientos sísmicos han tenido formación de rótulas plásticas en las columnas, con lo cual se pierde el control en la deformación lateral al incrementarse los momentos (efectos de segundo orden).

En el terremoto de México se han observado varias fallas de este tipo en edificios netamente aporticados y en nuestro medio un aula de un piso en la Universidad Agraria tuvo un comportamiento similar, al tenerse el caso de vigas muy rigidas en comparación con las columnas.

Es importante señalar el caso de los tanques de agua ubicados sobre las azoteas de los edificios y apoyados sobre columnas; si se tiene en cuenta que las vigas que forman el tanque son muy peraltadas es fácil deducir que no será factible cumplir con la desigualdad planteada en la Norma ($\sum M_{nc} \geq 1.4 \sum M_{nv}$) por lo que se recomienda apoyar estos tanques sobre la continuación de los muros de cortante del edificio, o diseñándolos sin admitir las reducciones de ductilidad normalmente consideradas.

En estructuras conformadas por mixtos de pórticos y muros de corte importantes, esta exigencia ya no es tan importante, pues los muros controlan la deformación lateral de la edificación.

- 4) Diseñar las columnas con cuantías que no excedan 6%, y limitarlas a 4% si no se va indicar detalles constructivos para considerar el cruce del refuerzo de las columnas con las vigas. Ver al respecto los comentarios del autor en el acápite de refuerzo máximo de columnas.

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS EN EDIFICACIONES

- 1) Como recomendación general se puede indicar que no es conveniente estructurar edificaciones solamente en base a columnas y vigas (pórticos). A pesar de tratarse de edificios de pocos pisos, las deformaciones laterales inducidas por las fuerzas horizontales de sismo son considerables para el caso de edificaciones netamente aporticadas. Adicionalmente los momentos de sismo obtenidos en las columnas de los pisos inferiores son elevados, gobernando el diseño y obligando a dimensionar considerando secciones transversales importantes.

Los problemas anexos como son las correcciones importantes de los efectos de esbeltez, los daños en la tabiquería y/o en los vidrios, los efectos de pánico en los habitantes etc, hacen necesario buscar una rigidez lateral mayor, la cual se consigue mediante la inclusión de muros de corte, sean de albañilería o concreto para el caso de edificios bajos o, sean de concreto para el caso de edificios altos.

- 2) Estructurar disponiendo columnas que tengan su mayor dimensión en las dos direcciones del edificio. Anteriormente existía el criterio de peraltar las columnas en la dirección de los pórticos principales y esto sigue válido si solo consideramos cargas de gravedad.

En la actualidad debemos de cuidar se disponga una dimensión importante en las columnas exteriores tratando de facilitar el anclaje del refuerzo de las vigas, a la vez proporcionar una adecuada resistencia para los momentos de carga de gravedad que serán aquí importantes. Generalmente los momentos de carga de gravedad en las columnas interiores no son significativos dado que se tienen usualmente luces más o menos iguales, lo cual hace que el momento existente en un extremo de la viga sea similar al del otro extremo, teniendo la columna central un momento reducido.

Los momentos de sismo suelen ser importantes en las columnas, interiores o exteriores en la medida que no existan muros de corte, sin que esto signifique que para los edificios que si tengan muros se pueda pensar en no considerar el diseño de las columnas por efecto de cargas de sismo.

En base a lo indicado se puede concluir que debe escogerse la mayor dimensión de las columnas teniendo en cuenta :

- Buscar una adecuada dimensión en las columnas exteriores para facilitar el anclaje de los refuerzos longitudinales de las vigas y la resistencia a flexión.
 - Considerar columnas con su mayor dimensión en las dos direcciones de la estructura. Esta recomendación conlleva a tener algunas columnas más peraltadas hacia una dirección y otras hacia la dirección transversal.
 - Considerar muros de corte en las dos direcciones del edificio, buscando rigidez lateral adecuada y tratando de disminuir los efectos sobre las columnas.
 - Considerar columnas en forma de L o T para columnas esquineras y exteriores.
 - Si en una determinada edificación sólo se puede disponer de muros de corte en una dirección, tratar de dar la mayor dimensión a las columnas en la dirección transversal, de tal modo de proporcionar resistencia y rigidez a esta última, sin descuidar lo indicado en "a".
- 3) En relación al diseño de las columnas propiamente dicho se puede recomendar lo siguiente :
- Elegir dimensiones adecuadas de tal manera de no requerirse cuantías superiores al 4% serán más económicas y más fáciles de construir.
 - Considerar cambios de sección cada 3 ó 4 pisos para el caso de edificios de más de 7 u 8 pisos; de esta manera se puede reducir la sección sin que esto signifique generar un aumento significativo del costo del encofrado (por la no repetición), o producir un cambio de rigidez o una pérdida

importante de la misma, pero tratando de no tener elementos sobredimensionados que obliguen a considerar refuerzos longitudinales y transversales importantes por cumplir los mínimos exigidos.

- c) Armar las columnas considerando refuerzos sólo en caras opuestas para el caso de columnas con poco ancho, como puede ser el caso de columnas de 25 ó 30 cm. de espesor; si se pretendiera disponer de 3 ó 4 barras en la cara de 25 ó 30 cm. de espesor, seguramente se estará dificultando el pase de los refuerzos de la viga que entrega en esa dirección, lo cual hace a veces imposible lograr una buena colocación de la armadura y un buen vaciado del nudo.
- d) Armar las columnas tratando de usar un número de barras en base al cual se disponga de una configuración de estribos uniforme en toda la altura donde se mantiene la sección.

De esta forma se tendrá siempre estribos idénticos en todos los pisos donde se use una determinación sección, a pesar de tenerse un área de acero longitudinal diferente en cada piso o en cada 2 pisos.

Así por ejemplo si se tiene una columna de 30 x 60 donde se requiere en 4 pisos las siguientes cuantías :

1° PISO	3%	$A_s = 54 \text{ cm}^2$
2° PISO	2%	$A_s = 36 \text{ cm}^2$
3° PISO	1%	$A_s = 18 \text{ cm}^2$
4° PISO	1%	$A_s = 18 \text{ cm}^2$

Se podría armar considerando :

En el 4° piso $8\phi 3/4"$ (22.7 cm^2)

En el 1° piso $8\phi 1"$ (40 cm^2) + $4\phi 1"$ (20 cm^2)
(total 60 cm^2)

De tal manera de mantener un armado básico de 8 barras con dos estribos que siempre serán iguales en toda la altura, recurriendo en el caso del primer piso a la colocación de paquetes para no alterar la configuración de los estribos.

Se tendrá entonces :

1° PISO $12\phi 1"$ (8 básicos + 4 formando paquetes)

2° PISO $8\phi 1"$

3° PISO $8\phi 3/4"$

4° PISO $8\phi 3/4"$

y siempre con 2 estribos de $\phi 3/8"$ en toda la altura (ver figura IX - 11).

En la misma figura se muestra otro diseño que también cumple con las áreas requeridas, pero que no ha respetado la recomendación indicada, generando desorden y un estribado diferente en cada piso.

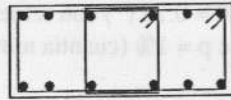


$$8\phi 1" + 4\phi 1" \\ (A_s = 60 \text{ cm}^2)$$

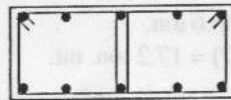


$$8\phi 1" \text{ ó } 8\phi 3/4" \\ (A_s = 40 \text{ cm}^2) \text{ (} A_s = 22.7 \text{ cm}^2)$$

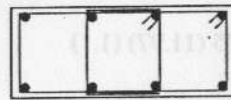
Armado de columna manteniendo la misma configuración de estribos en altura.



12 ϕ 1"
(As = 60 cm²)



4 ϕ 1" + 6 ϕ 3/4"
(As = 37 cm²)



8 ϕ 3/4"
(As = 22.7 cm²)

Armado de columna independiente a la consideración de la configuración de estribos.

Figura IX - 11

- e) Tratar de elegir diámetros de barras que no sean muy diferentes aún cuando se pueden combinar varillas diferentes dentro de una misma sección.

Así por ejemplo se dispondrá de aceros de 1" solamente, de 1" y 3/4", de 3/4" solamente, de 3/4" y 5/8" o de 5/8" solamente, de manera de lograr un diseño ordenado piso a piso; aún cuando no existe una razón técnica suficiente como para justificar esta recomendación el autor considera que el diseño debe mantener un orden, y no ser solamente el reflejo de un cálculo frío.

- f) Realizar el diseño de una columna teniendo presente la semejanza que esta pueda tener con el de otra columna de la misma edificación; es común encontrar columnas que con solamente observar la planta de la

edificación se puede deducir que tendrán un diseño igual, y también es común que los números indiquen a veces resultados ligeramente diferentes, siendo importante que el diseñador no pierda la idea del conjunto estructural que está proyectando, y que haga predominar el criterio ingenieril frente a un número aparentemente exacto.

- g) Usar concretos de resistencias mayores a $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (que es el concreto mayormente usado en el Perú) en las columnas de los pisos inferiores de edificios altos, para tratar de obtener secciones ligeramente menores y así satisfacer las exigencias arquitectónicas y/o disminuir la cuantía del refuerzo longitudinal.

La diferencia de costo entre un metro cúbico de concreto de f'_c igual a 280 kg/cm² y uno de 210 kg/cm² no es significativa, siendo sin embargo importante la cantidad de acero que se puede disminuir, obteniéndose por consiguiente diseños más económicos. *

- h) Disponer armadura asimétrica e incluso colocar bastones longitudinales en una determinada cara de la sección de una columna, cuando se observe la existencia de un momento de signo definido muy importante que gobierna el diseño.

Este caso se presenta por ejemplo en estructuras de un piso, con luces muy importantes, en las columnas exteriores donde los momentos de cargas de gravedad son importantes y de signo definido.

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA

Para la estructura de 3 pisos mostrado en el capítulo VII diseñar la columna central de primer piso (ver página 119).

Columna de 30 x 40

METRADO DE CARGAS :

Efectuando un metrado de cargas según los datos de la figura VII - 1 de la página 119 se tiene :

Azotea	CM = 15.6 ton.	CV = 4.5 ton.
2º piso	CM = 15.6 ton.	CV = 9.0 ton.
1º piso	CM = 15.6 ton.	CV = 9.0 ton.
total	CM = 46.8 ton.	CV = 22.5 ton.

En la dirección principal (40 cm de peralte) en el análisis de cargas de gravedad se obtuvo:

$$\begin{aligned} \text{Dirección X} \quad M_{cm} &= 1.27 \text{ ton x mt.} \\ M_{cv} &= 0.53 \text{ ton x mt.} \end{aligned}$$

En el análisis de la dirección secundaria, por cargas de gravedad, los momentos pueden despreciarse por no tener carga aplicada sobre la viga (salvo su peso propio):

$$\text{Dirección Y} \quad M_{cm} = M_{cv} \approx 0$$

en el análisis de sismo se obtuvo

$$\begin{aligned} \text{Dirección X} \quad M_{cs} &= 11.97 \text{ ton x mt.} \\ P_{cs} &= 0 \text{ (por ser columna central con 2 tramos de igual luz} \\ &\text{y tener todas las columnas sección igual)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dirección Y} \quad M_{cs} &= 11.36 \text{ ton x mt.} \\ P_{cs} &= 2.03 \text{ ton. (Eje 2 ó 4)} \end{aligned}$$

DISEÑO:

Hipótesis 1.5 CM + 1.8 CV

$$P_u = 1.5 \times 46.8 + 1.8 \times 22.5 = 110.7 \text{ ton.}$$

$$M_u = 1.5 \times 1.27 + 1.8 \times 0.53 = 2.85 \text{ ton x mt.}$$

$$K = 110,700 / (210 \times 30 \times 40) = 0.439$$

$$e = 2.85 / 110.7 = 0.0257$$

$$e/t = 0.064$$

$$k_e/t = 0.028$$

Entrando a un ábaco para $g = 30/40 = 0.75$ (*) con refuerzo repartido en el perímetro se obtiene $p = 1\%$ (cuantía mínima)

(*) Se interpola entre ábaco de $g = 0.7$ y $g = 0.8$

Hipótesis 1.25 (M + V + S) (Dirección X)

$$P_u = 1.25 (46.8 + 22.5 + 0) = 86.6 \text{ ton.}$$

$$M_u = 1.25 (1.27 + 0.53 + 11.97) = 17.2 \text{ ton. mt.}$$

El factor δ_1 se obtuvo igual a 1 el factor δ_g para esta hipótesis fue de 1.1

Por tanto:

$$M_{uc} = 1.25 (1.27 + 0.53) (1) + 1.25 (11.97) (1.1)$$

$$M_{uc} = 18.7 \text{ ton.}$$

$$K = 86600 / (210 \times 30 \times 40) = 0.343$$

$$e = 18.7 / 86.6 = 0.2159$$

$$e/t = 0.2159 / 0.40 = 0.539$$

$$k_e/t = 0.185$$

Entrando al mismo ábaco se obtiene $p = 3.6\%$

$$A_s = 0.036 \times 30 \times 40 = 43.2 \text{ cm}^2$$

Hipótesis 1.25 (M + V + S) (Dirección Y)

$$P_u = 1.25 (46.8 + 22.5 + 2.03) = 89.16 \text{ ton.}$$

$$M_u = 1.25 (0 + 0 + 11.36) = 14.2 \text{ ton x mt.}$$

El factor δ_1 se obtuvo igual a 1 y el factor δ_g para esta hipótesis fue de 1.3

Por tanto

$$M_u = 1.25(0 + 0) (1) + 1.25(11.36) (1.3) = 18.46 \text{ ton x mt.}$$

$$K = 89160 / (210 \times 30 \times 40) = 0.354$$

$$e = 18.46/89.16 = 0.207$$

$$c/t = 0.207/0.30 = 0.69$$

$$Kc/t = 0.244$$

Entrando a un ábaco para refuerzo en las caras opuestas y con un "g" de $20/30 = 0.66$ (*) se obtiene $p = 3.7\%$

$$A_s = 44.4 \text{ cm}^2$$

Similarmente se verificó la hipótesis con signo negativo y la combinación $0.9\text{CM} \pm 1.25\text{CS}$, siendo la crítica la correspondiente a $0.9\text{CM} - 1.25\text{CS}$

Hipótesis 0.9M - 1.25S (Dirección Y)

$$P_u = 0.9 (46.8) - 1.25 (2.03) = 39.58 \text{ ton.}$$

$$M_u = 0.9 (0) - 1.25 (11.36) = -14.2 \text{ ton x mt.}$$

$$M_{uc} = 0.9 (0) (1) - 1.25 (11.36) (1.3) = -18.46 (**)$$

$$K = 39580/(210 \times 30 \times 40) = 0.157$$

$$e = 18.46/39.58 = 0.466$$

$$c/t = 0.466/0.3 = 1.55$$

$$Kc/t = 0.244$$

(**) Se ha mantenido δg igual a 1.3 por facilidad aún cuando debiera ser menor, ya que en ste caso la ΣP_u es menor.

Entrando a un ábaco para refuerzo en las caras opuestas y con un "g" de $20/30 = 0.66$ (*) se obtiene $p = 4.25\%$

$$A_s = 49.2 \text{ cm}^2 \text{ (ubicado en caras opuestas)}$$

(*) Se interpola entre ábaco de $g = 0.6$ y $g = 0.7$

VERIFICACION BIAIXIAL :

Esta columna debe ser verificada por flexión biaxial considerando momentos de sismo en Y y momentos de cargas verticales en X.

$$P_u = 1.25 (46.8 + 22.5 + 2.03) = 89.16 \text{ ton.}$$

$$M_{uy} = 1.25 (0 + 0 + 11.36) = 14.20 \text{ ton x mt.}$$

$$M_{cuy} = 1.25 (0 + 0) (1) + 1.25 (11.36) (1.3) = 18.46 \text{ ton x mt. (incluye } \delta)$$

$$M_{ux} = 1.25 (1.27 + 0.53 + 0) = 2.25 \text{ ton x mt.}$$

$$M_{cux} = 1.25 (1.27 + 0.53) (1) + 1.25(0) = 2.25 \text{ ton. mt. (incluye } \delta)$$

Considerando la cuantía del diseño uniaxial se aplicaría la fórmula de Bresler y luego se verificará su capacidad.

Si no se cumple se aumentaría la cuantía.

◆ Dirección X :

$$e_x = 2.25/89.16 = 0.025$$

$$\frac{e_x}{l_x} = 0.063$$

Además se sabe que $p = 4.25\%$

Entrando al ábaco con refuerzo repartido en todo el perímetro encontramos $\phi P_{nx} = 252.0 \text{ ton.}$

◆ Dirección Y :

$$e_y = 18.46/89.16 = 0.207$$

$$\frac{e_y}{l_y} = 0.690$$

Entrando al ábaco con refuerzo en las cara opuestas encontramos $\phi P_{ny} = 86.9 \text{ ton.}$

- ◆ Además, para la sección y el refuerzo colocado se obtiene el valor de la carga para compresión pura ϕP_{no} igual a 289.8

Entonces, aplicando la fórmula de Bresler :

$$\begin{aligned} 1/P_u &\geq 1/\phi P_{nx} + 1/\phi P_{ny} - 1/\phi P_{no} \\ 1/P_u &\geq 1/252 + 1/86.9 - 1/289.8 = 0.012 \\ P_u &\leq 83.2 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Como se observa la carga obtenida está cerca de la actuante (89.1 ton.) pero no es suficiente.

- Por tanto, deberá aumentarse el área y verificar nuevamente.

COMENTARIOS :

La dimensión de la columna en 30 x 40 es inadecuada pues se obtienen cuantías muy elevadas.

Justamente se ha mantenido esta dimensión para que el lector comprenda la importancia de un buen dimensionamiento y la significación de los momentos de sismo, a pesar de tratarse de una edificación de tres pisos.

Esto ocurre por no tenerse muros de corte y es la comprobación de que no es válido para edificios de pocos pisos el criterio de dimensionamiento basado en :

$$A = P / (0.45f'_c)$$

Por esta criterio se necesitaría un área de $A = 69300 / 100 = 693 \text{ cm}^2$

Y a pesar de haberse colocado $1,200 \text{ cm}^2$ no ha sido suficiente, debiendo haberse seleccionado un área de 30 x 50 como mínimo.



DISEÑO POR CORTANTE Y TORSION

MIEMBROS SOMETIDOS A CORTANTE

GENERALIDADES

A diferencia de lo que ocurre con los miembros sometidos a flexión, el comportamiento de miembros de concreto armado sujetos a cortante aún no está totalmente comprendido, existiendo diversas teorías que tratan de explicar los mecanismos internos. La gran mayoría de los elementos de concreto armado tienen que resistir fuerzas cortantes que rara vez actúan por sí solas, siendo así necesario examinar las interacciones posibles con las otras acciones.

La transmisión de cortante en vigas de concreto armado se apoya fuertemente en la resistencia a tracción y compresión del concreto, y tiene como característica primordial un tipo de falla que no es dúctil. En las estructuras resistentes a sismos se pone gran atención a la capacidad de incursionar en el régimen plástico (ductilidad) y por este motivo el diseñador debe asegurar que no ocurra una falla por cortante, sino buscar la falla por flexión; por eso la resistencia a cortante del elemento debe ser algo mayor que la resistencia máxima a flexión que se pueda desarrollar.

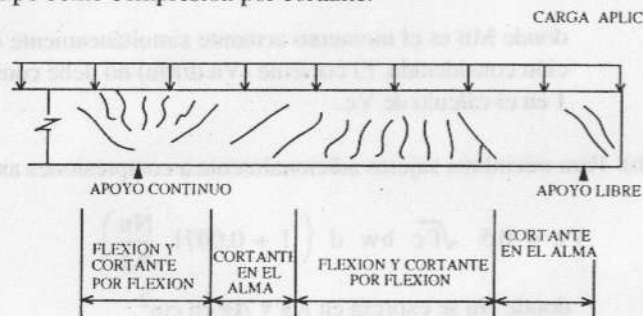
COMPORTAMIENTO DE VIGAS SOMETIDAS A CORTANTE

Si el elemento no tiene refuerzo transversal en el alma, se puede observar el siguiente comportamiento:

Antes de aparecer las primeras fisuras de tracción por flexión, el comportamiento es esencialmente elástico, y al aumentarse las cargas, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que sobrepasen la resistencia en tracción del concreto, produciéndose fisuras inclinadas a una altura aproximada de medio peralte (Ver figura X-1).

Esta fisuras pueden aparecer en puntos donde no existe una fisura por flexión o, frecuentemente, pueden presentarse como una continuación de una fisura en flexión, que cambia gradualmente de dirección, inclinándose.

Al parecer la fisura diagonal y extenderse hacia el bloque comprimido, causa el colapso del elemento, obteniéndose la denominada falla por tracción diagonal; puede ocurrir también que la falla sea por aplastamiento del bloque de concreto comprimido pues éste se reduce al prolongarse la fisura, denominándose este tipo como compresión por cortante.



Tipos de agrietamiento en vigas de concreto.

Figura X-1

Es importante indicar que no es conveniente que en un elemento se pueda desarrollar algunas de estas fallas, antes que se presente la fluencia del acero por flexión, puesto que estas fallas se presentan rápidamente a deformaciones pequeñas, revelando que la estructura no tiene una ductibilidad adecuada.

Si el elemento tiene refuerzo transversal en el alma (estribos por ejemplo), se tiene un comportamiento inicial muy parecido al caso anterior, con la diferencia que las primeras fisuras que tienden a aparecer son controladas en su espesor por el refuerzo transversal. La cantidad de refuerzo transversal no contribuye en forma apreciable a resistir los esfuerzos inclinados de tracción

hasta que se forman las primeras fisuras inclinadas (de muy pequeño espesor).

En ensayos de laboratorio se ha observado que la resistencia a los efectos de fuerza cortante de un elemento con refuerzo transversal es igual a su resistencia al agrietamiento inclinado más la contribución del refuerzo transversal.

Se debe señalar que para que el refuerzo transversal sea efectivo, debe colocarse a espaciamientos tales que cualquier fisura inclinada potencial, sea atravesada o cruzada por una varilla de refuerzo en el alma.

DISEÑO POR CORTANTE

GENERALIDADES

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la Norma Peruana en la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde V_u es la resistencia requerida por corte en la sección analizada y V_n es la resistencia nominal.

La resistencia nominal V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y por la contribución del acero V_s de tal forma que:

$$V_n = V_c + V_s$$

La fuerza de corte V_u se puede tomar a una distancia "d" del apoyo para los siguientes casos:

- ◆ Elementos apoyados sobre la parte superior del elemento de apoyo (Ver figura X-2a).
- ◆ Elementos conectados monolíticamente con otros (Ver figura X-2b).

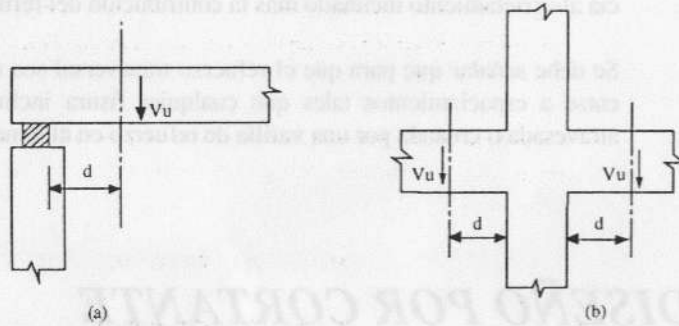


Figura X-2

La sección crítica debe tomarse en la cara del apoyo para los siguientes casos:

- ◆ Elementos que forman pórtico y que descansan en elementos que están en tracción (Ver figura X-3a).
- ◆ Elementos cargados de tal manera que el corte en las secciones entre el apoyo y una distancia "d", difiere radicalmente del corte a la distancia "d", como en el caso de braquetes y vigas con cargas concentradas cercanas a los apoyos (Ver figura X-3b).

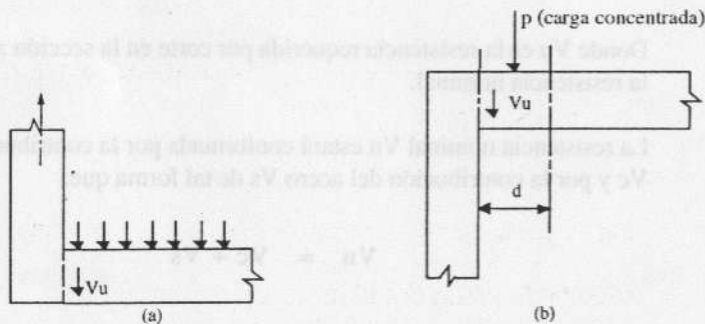


Figura X-3

CONTRIBUCION DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

Se indican a continuación las ecuaciones que permiten evaluar la contribución del concreto para los distintos esfuerzos según la Norma Peruana..

a) Para miembros sujetos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} \, b_w \, d$$

Para cálculos más detallados:

$$V_c = \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \, p_w \frac{V_u \, d}{M_u} \right) b_w \, d \leq 0.9 \sqrt{f'_c} \, b_w \, d$$

donde M_u es el momento actuante simultáneamente con V_u en la sección considerada. El cociente $(V_u \, d/M_u)$ no debe considerarse mayor a 1 en el cálculo de V_c .

b) Para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} \, b_w \, d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

donde N_u se expresa en Kg y A_g en cm^2 .

Para cálculos más detallados:

$$V_c = \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \, p_w \frac{V_u \, d}{M_m} \right) b_w \, d$$

$$\text{donde } M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8}$$

y donde el cociente $(V_u \, d/M_m)$ no está limitado a un valor menor o igual a 1; sin embargo, V_c no deberá tomarse mayor que

$$V_c = 0.9 \sqrt{f'_c} \, b_w \, d \sqrt{1 + 0.028 \frac{N_u}{A_g}}$$

donde el cociente Nu / Ag está expresado en Kg/cm^2 .

- c) Para miembros sujetos a tracción axial significativa, el aporte del concreto debe considerarse nulo ($V_c = 0$).

Debe indicarse que el ACI sí considera aporte del concreto a pesar de existir fuerzas axiales de tracción, mientras la Norma Peruana no.

Cuando se tengan luces y peraltes importantes deberá tenerse cuidado con los efectos que ocasionan la contracción de fragua y los cambios de temperatura, los cuales pueden producir fuerzas de tracción axial significativas que disminuyan la contribución V_c del concreto debiéndose considerar ésta nula ($V_c = 0$).

CONTRIBUCION DEL REFUERZO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

El esfuerzo de fluencia del refuerzo por corte será como máximo de 4200 Kg/cm^2 con el fin de proporcionar un control en el ancho de las grietas diagonales, y puede estar compuesto por:

- Estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento.
- Estribos perpendiculares al eje del elemento y barras dobladas que formen un ángulo de 30° ó más con el eje del elemento.
- Espirales.

No se considera la posibilidad de colocar estribos inclinados por el hecho de que las fuerzas de sismo pueden invertir el signo del cortante y sería posible una fisura paralela a la inclinación de los estribos, no existiendo por tanto aporte del refuerzo. Sin embargo, si se trata de elementos que no resistan fuerzas de sismo, se podrían disponer estribos inclinados que atravesasen las posibles fisuras de cortante (tracción diagonal).

Cuando la fuerza cortante última V_u exceda la resistencia al corte del concreto ϕV_c , deberá proporcionarse refuerzo de manera que se cumpla:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

- a) Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

donde A_v es el área de refuerzo por cortante, dentro de una distancia "s", proporcionada por la suma de áreas de las ramas del, o de los estribos ubicados en el alma.

- b) Cuando se utilice refuerzo por corte consistente en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y \text{ sen } \alpha$$

$$V_s \leq 0.8 \sqrt{f_c} b_w d$$

- c) Cuando el refuerzo por corte consista en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo:

$$V_s = \frac{A_v f_y (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{s}$$

La resistencia al cortante proporcionada por cualquiera de estos tipos de refuerzo transversal (V_s) no deberá ser mayor que:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f_c} b_w d$$

El espaciamiento máximo del refuerzo por corte será de $(0.5 d)$ ó 60 cm. , el que sea menor, debiéndose reducir a la mitad si:

$$V_s \geq 1.1 \sqrt{f_c} b_w d$$

(Ver adicionalmente los requisitos exigidos para elementos sismo-resistentes).

Cuando V_u exceda de $(0.5 \phi V_c)$ se proporcionará un área mínima de refuerzo por corte igual a:

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

Se excluyen de este requisito los siguientes elementos estructurales:

- Losas y zapatas.
- Losas nervadas y/o aligerados.
- Vigas con un peralte que no exceda 25 cm., dos y media veces el espesor del ala, o la mitad del ancho del alma, eligiéndose el valor mayor.

REQUISITOS ESPECIALES PARA ELEMENTOS SISMO-RESISTENTES

Al encontrar las fuerzas actuantes que representan los efectos sísmicos, se ha supuesto que la estructura tiene la capacidad de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductibilidad). Para que esto ocurra será necesario que los elementos sismo-resistentes de esta estructura tengan una ductilidad adecuada.

Para lograr este objetivo se deberá evitar las fallas frágiles y por el contrario buscar que se generen fallas dúctiles.

Es por este motivo que un criterio básico de diseño sismo-resistente es que la resistencia a cortante de un elemento sea siempre mayor que su resistencia a flexión.

Se indican a continuación los requerimientos dados en la Norma Peruana para el refuerzo transversal en los diferentes elementos estructurales.

En general el refuerzo transversal debe cumplir con:

- ◆ La calidad del acero no podrá ser mayor de 4200 Kg/cm².
- ◆ Se exige que éste consista en estribos cerrados con ganchos estándar a 135°.

ELEMENTOS EN FLEXION

La fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexión deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las re-

sistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza isostática calculada para las cargas permanentes.

Así por ejemplo para una viga con carga distribuida:

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \quad (\text{Ver figura X-4})$$

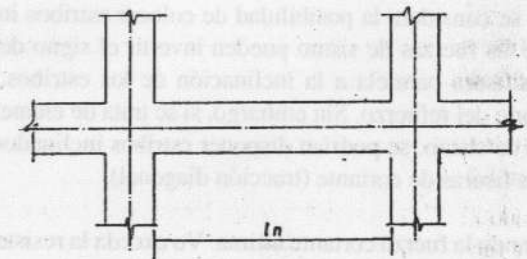
En esta expresión M_{ni} y M_{nd} son los momentos nominales reales a flexión que tiene la viga (con los refuerzos de acero que realmente se especificaron en el diseño).

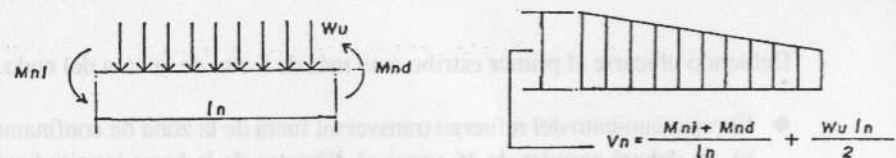
El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, a menos que las exigencias por diseño del esfuerzo cortante sean mayores (Ver figura X-5).

- ◆ Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8".
- ◆ La zona de confinamiento será de $2d$, medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz. Los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento S_o que no exceda del menor de los siguientes valores:

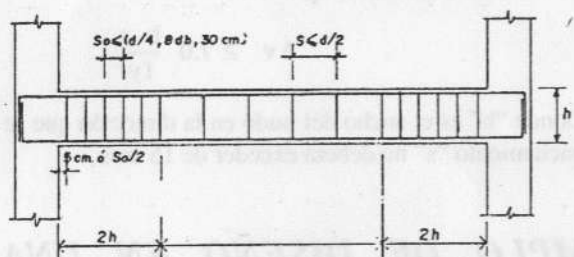
- 0.25 d .
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 30 cm.

El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm.





Cortante de diseño para elementos sismo-resistentes en flexión
Figura X-4



Zona de confinamiento Zona de confinamiento

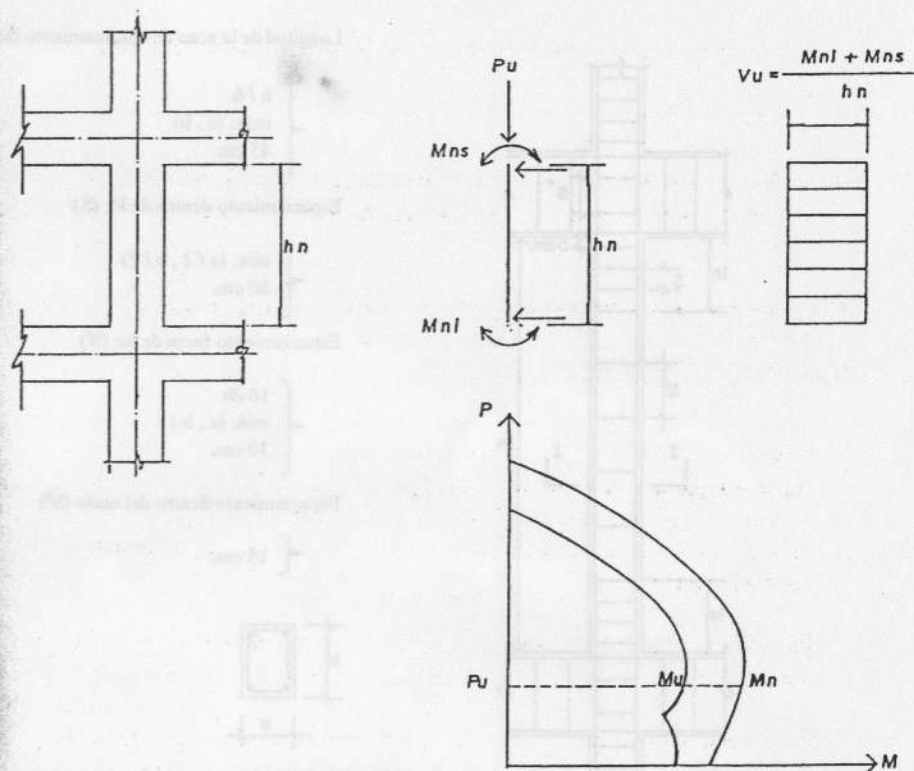
Espaciamento del refuerzo transversal para elementos sismo-resistentes en flexión.
Figura X-5

◆ El espaciamento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de 0.5 d (figura X-5).

El confinamiento indicado deberá proporcionarse en todas las secciones donde pueda presentarse una rótula plástica.

ELEMENTOS EN FLEXOCOMPRESION:

Siguiendo el mismo criterio de buscar una falla por flexión en lugar de una corte, la fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexocompresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión (M_n), en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible (Ver figura X-6).

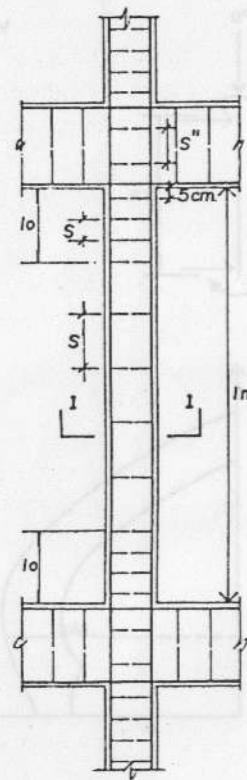


Cortante de diseño para elementos en flexocompresión
Figura X-6

El refuerzo transversal deberá cumplir con lo siguiente (Ver figura X-7):

◆ Se colocarán estribos cerrados en ambos extremos del elemento sobre una longitud de confinamiento "lo", medida desde la cara del nudo, que no sea menor que:

- 1) Un sexto de la luz libre del elemento.
- 2) La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- 3) 45 cm.



- Longitud de la zona de confinamiento (l_o)

$$\left\{ \begin{array}{l} h/6 \\ \text{máx. (a, b)} \\ 45 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- Espaciamiento dentro de l_o ; (S)

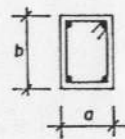
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{min. (a/2, b/2)} \\ 10 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- Espaciamiento fuera de l_o ; (S')

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ db} \\ \text{min. (a, b)} \\ 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

- Espaciamiento dentro del nudo (S^0)

$$\left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



CORTE 1 - 1

Espaciamiento del refuerzo transversal para elementos sismo-resistentes en flexocompresión.

Figura X-7

- ◆ Los estribos que se encuentren en la longitud de confinamiento tendrán un espaciamiento que no deba exceder del menor de los siguientes valores, a menos que las exigencias de diseño por esfuerzo cortante sean mayores:

- 1) La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
- 2) 10 cm.

Debiendo ubicarse el primer estribo a no más de 5 cm. de la cara del nudo.

- ◆ El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá exceder de 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, la menor dimensión del elemento, ó 30 cms., a menos que las exigencias de diseño por esfuerzo cortante sean mayores.

- ◆ El área mínima de refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo, deberá cumplir con:

$$A_v \geq 7.0 \frac{b s}{f_y}$$

Donde "b" es el ancho del nudo en la dirección que se está analizando. El espaciamiento "s" no deberá exceder de 15 cms.

EJEMPLO DE DISEÑO EN UNA VIGA POR CORTANTE

A continuación se diseñará por fuerza cortante la viga del segundo piso del eje 2 ó 4 de la estructura mostrada en el capítulo VII (Ver figura 119).

Se diseñará primero sin seguir los requisitos para elementos sismo-resistentes, considerado los cortantes obtenidos del análisis estructural, tal como se acostumbra hacerlo para elementos sometidos sólo a cargas de gravedad; y luego se diseñará para cumplir con los requerimientos de la Norma para elementos sismo-resistentes, comparándose ambos resultados. Finalmente se mostrará el detallado del refuerzo transversal cumpliendo con los espaciamientos especificados.

DISEÑO SIN CONSIDERAR REQUERIMIENTOS PARA ELEMENTOS SISMO-RESISTENTES:

Metrado de cargas:

Viga 30 x 55 cms. Columna 30 x 40 cms.

Luz libre = 5.60 mts.

Carga Muerta (wd) = 2.3 tn/m

Carga viva (wl) = 1.5 tn/m

Momentos de Carga Muerta (al eje)			
3.54	8.81	4.55	10.46
Momentos de Carga Viva (al eje)			
2.59	5.46	3.81	5.46
Momentos de Sismo (al eje)			
9.08	7.75	7.75	9.08

Planteando las ecuaciones de equilibrio podemos hallar los cortantes correspondientes a carga muerta, carga viva y carga de sismo, reducidos a "d" de la cara.

Cortante por Carga Muerta			
4.43	6.20	4.30	6.33
Cortante por Carga Viva			
2.98	3.95	3.20	3.73
Cortante por Carga de Sismo			
2.80	2.80	2.80	2.80

Con estos valores y aplicando las combinaciones de cargas de la Norma podemos encontrar la envolvente de cortante. Se muestra a continuación los cortantes máximos obtenidos.

Cortantes de Diseño (Vu)			
12.77	16.41	12.88	16.21

Diseño:

Diseñando para el máximo valor de Vu se tiene:

Cortante Resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 49 = 11290 \text{ Kgs.}$$

Cortante Resistido por el refuerzo:

Como: $V_u \leq \phi V_n$ donde $V_n = V_c + V_s$

Obtenemos Vs: $16410 = 0.85 (11290 + V_s)$

$V_s = 8016 \text{ Kgs.}$

Cálculo del espaciamiento "s"

Entonces el espaciamiento "s" de estribos de 3/8" diámetro, en una sección ubicada a una distancia "d" de la cara será:

Area 2 ramas de 3/8" = 1.42 cm²

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(1.42) (4200) (49)}{8016}$$

$$s = 36.5 \text{ cms}$$

DISEÑO CUMPLIENDO LOS REQUERIMIENTOS PARA ELEMENTOS SISMO-RESISTENTES:

Siguiendo lo especificado en la Norma para elementos sismo-resistentes, hallamos la fuerza cortante (Vu), a partir de las resistencias nominales en flexión (Mn), es decir conociendo el refuerzo colocado por flexión.

Debe señalarse que los momentos en los extremos deben considerarse en las dos direcciones, actuando ambos en el mismo sentido, y la carga será la correspondiente a la hipótesis de sismo ($W_u = 1.25 (W_m + W_v)$).

Cálculo de momentos resistentes:

Se muestran a continuación las resistencias nominales en flexión Mn (*) según la forma en que está dispuesta la armadura (Ver diseño de viga por flexión en página 184):

Primer apoyo:

$$A_{S_{SUP}} = 2 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8" = 9.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{INF}} = 2 \phi 3/4" = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$P_{SUP} = 0.0066 \quad K_{u_{SUP}} = 23.00 \quad M_{u_{SUP}} = 16.56 \text{ ton x mt.}$$

$$P_{INF} = 0.0039 \quad K_{u_{INF}} = 14.10 \quad M_{u_{INF}} = 10.15 \text{ ton x mt.}$$

$$M_{n_{SUP}} = 18.40 \text{ ton x mt.}$$

$$M_{n_{INF}} = 11.28 \text{ ton x mt.}$$

Segundo apoyo:

$$A_{S_{SUP}} = 2 \phi 3/4" + 2 \phi 3/4" + 2 \phi 5/8" = 15.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{INF}} = 2 \phi 3/4" = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$P_{SUP} = 0.0104 \quad K_{u_{SUP}} = 34.48 \quad M_{u_{SUP}} = 24.83 \text{ ton x mt.}$$

$$P_{INF} = 0.0039 \quad K_{u_{INF}} = 14.10 \quad M_{u_{INF}} = 10.15 \text{ ton x mt.}$$

$$M_{n_{SUP}} = 27.60 \text{ ton x mt.}$$

$$M_{n_{INF}} = 11.28 \text{ ton x mt.}$$

Tercer apoyo:

$$A_{S_{SUP}} = 2 \phi 3/4" + 4 \phi 3/4" = 17.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{INF}} = 2 \phi 3/4" = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$P_{SUP} = 0.0116 \quad K_{u_{SUP}} = 37.84 \quad M_{u_{SUP}} = 27.25 \text{ ton x mt.}$$

$$P_{INF} = 0.0039 \quad K_{u_{INF}} = 14.10 \quad M_{u_{INF}} = 10.15 \text{ ton x mt.}$$

$$M_{n_{SUP}} = 30.27 \text{ ton x mt.}$$

$$M_{n_{INF}} = 11.28 \text{ ton x mt.}$$

(*) $M_n = M_u/\phi$

CÁLCULO DE CORTANTES DE DISEÑO (ver figura X-8):

$$V_{\phi} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n}$$

Primer tramo:

Momentos antihorarios:

$$V_{\phi} = (18.40 + 11.28) \div 5.6 = 5.30 \text{ ton.}$$

$$V_{u_{ISOST}} = (W_u l_n) \div 2 = 4.75 \times 5.6/2 = 13.3 \text{ ton.}$$

Apoyo izquierdo:

$$V_{u_{FINAL}} = 13.3 + 5.3 = 18.6 \text{ ton.}$$

Apoyo derecho:

$$V_{u_{FINAL}} = 13.3 - 5.3 = 8.0 \text{ ton.}$$

Momentos horarios:

$$V_{\phi} = (11.28 + 27.60) \div 5.6 = 6.94 \text{ ton.}$$

$$V_{u_{ISOST}} = 13.3 \text{ ton.}$$

Apoyo izquierdo:

$$V_{u_{FINAL}} = 13.3 - 6.94 = 6.36 \text{ ton.}$$

Apoyo derecho:

$$V_{u_{FINAL}} = 13.3 + 6.94 = 20.24 \text{ ton.}$$

Segundo tramo:

Momentos antihorarios:

$$V_{\phi} = (27.60 + 11.28) \div 5.6 = 6.94 \text{ ton.}$$

$$V_{u_{ISOST}} = 13.3 \text{ ton.}$$

Apoyo izquierdo:

$$V_{u_{FINAL}} = 13.3 + 6.94 = 20.24 \text{ ton.}$$

Apoyo derecho:

$$V_{u_{FINAL}} = 13.3 - 6.94 = 6.36 \text{ ton.}$$

Momentos horarios:

$$V_{\phi} = (11.28 + 30.27) \div 5.6 = 7.42 \text{ ton.}$$

$$V_{u_{ISOST}} = 13.3 \text{ ton.}$$

Apoyo izquierdo:

$$V_{uFINAL} = 13.3 - 7.42 = 5.88 \text{ ton.}$$

Apoyo derecho:

$$V_{uFINAL} = 13.3 + 7.42 = 20.72 \text{ ton.}$$

DISEÑO:

Los máximos cortantes obtenidos en el primer y segundo tramo son 20.24 ton. y 20.72 ton., respectivamente; como son muy parecidos trabajaremos con el mayor valor:

Reduciendo a "d" de la cara:

$$V_u \text{ diseño} = 18.40 \text{ ton.}$$

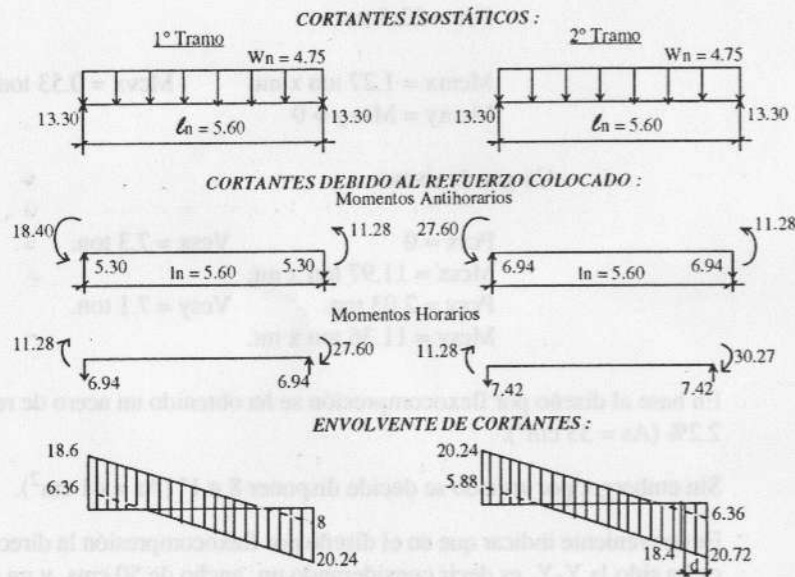


Figura X-8

Cortante Resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 49 = 11290 \text{ Kgs}$$

Cortante Resistido por el refuerzo:

Como: $V_u \leq \phi V_n$ donde $V_n = V_c + V_s$

Obtenemos V_s : $18420 = 0.85 (11290 + V_s)$

$$V_s = 10357 \text{ Kgs.}$$

Cálculo del espaciamiento "s"

Entonces el espaciamiento "s" de estribos de 3/8" diámetro, en una sección ubicada a una distancia "d" de la cara será:

$$s = \frac{(1.42) (4200) (49)}{10357}$$

$$s = 28.2 \text{ cms.}$$

Los momentos nominales indicados se han encontrado despreciando la contribución del refuerzo en compresión, pues al no estar fluyendo no afectan el resultado significativamente.

Vemos que los cortantes de diseño obtenidos son mayores a los cortantes de diseño que se obtuvieron sin considerar los requerimientos sismo-resistentes a pesar que, en este caso, el fierro colocado por flexión ha sido practicamente el necesario, no habiéndose sobre-reforzado mucho por flexión.

Si se hubiese colocado refuerzo en exceso, la resistencia nominal en flexión aumentaría, y por lo tanto el cortante de diseño sería aún mayor.

Veamos ahora los requerimientos que exige la Norma para espaciamientos del refuerzo transversal.

Se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte del elemento. En esta zona el espaciamiento máximo será el menor valor de los siguientes:

$$0.25 d = 12.25 \text{ cm.}$$

$$8 db = 12.70 \text{ cm.}$$

$$30 \text{ cm.}$$

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

$$s = 0.5 d = 24.5 \text{ cm.}$$

Entonces se colocarán los estribos de la siguiente manera (Ver Figura X-9):

El primero a 5 cms., 10 a 10 cms. y el resto a 25 cms.

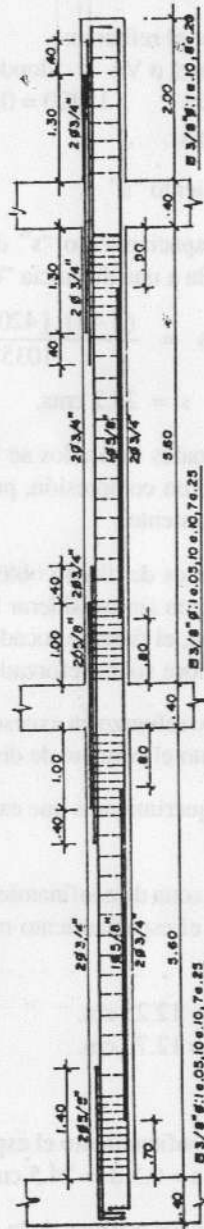


Figura X-9

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA POR CORTANTE

Diseñar por cortante una columna de 30 x 50 cms. considerando las especificaciones de la Norma para elementos sismo-resistentes.

DATOS DE LA COLUMNA:

Columna 30 x 50 cms. luz libre = 3.2 mts.
Edificio de 3 pisos aparcado.

- Cargas de gravedad:

$$P_{cm} = 46.8 \text{ ton.}$$

$$P_{cv} = 22.5 \text{ ton.}$$

$$M_{cmx} = 1.27 \text{ ton} \times \text{mt.}$$

$$M_{cvx} = 0.53 \text{ ton} \times \text{mt.}$$

$$M_{cmy} = M_{cvy} \approx 0$$

- Cargas de sismo:

$$P_{csx} = 0$$

$$V_{csx} = 7.3 \text{ ton.}$$

$$M_{csx} = 11.97 \text{ ton} \times \text{mt.}$$

$$P_{csy} = 2.03 \text{ ton.}$$

$$V_{csy} = 7.1 \text{ ton.}$$

$$M_{csy} = 11.36 \text{ ton} \times \text{mt.}$$

En base al diseño por flexocompresión se ha obtenido un acero de refuerzo de 2.2% ($A_s = 33 \text{ cm}^2$).

Sin embargo, por armado se decide disponer 8 ϕ 1" ($A_s = 41 \text{ cm}^2$).

- Es conveniente indicar que en el diseño por flexocompresión la dirección crítica ha sido la Y-Y, es decir considerando un ancho de 50 cms. y un peralte de 30 cms.

CALCULO DE MOMENTOS NOMINALES:

Para diseñar por cortante, se deberá encontrar los momentos resistentes de la columna (nominales) con el acero colocado. Así se tendrá del diagrama de interacción de la columna, el respectivo valor de Mn para cada Pu actuante (ver figura X-10).

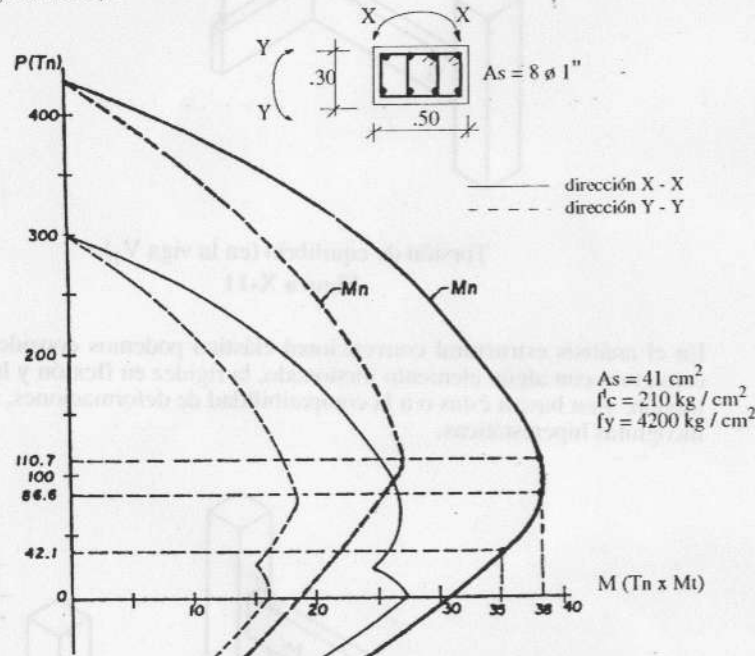


Diagrama de Interacción para ejemplo.
Figura X-10

Dirección X-X

- $P_u = 1.5 (46.8) + 1.8 (22.5) = 110.7 \text{ ton.}$
- $P_u = 1.25 (46.8 + 22.5 + 0) = 86.6 \text{ ton.}$
- $P_u = 1.25 (46.8 + 22.5 - 0) = 86.6 \text{ ton.}$
- $P_u = 0.9 (46.8) + 1.25 (0) = 42.1 \text{ ton.}$
- $P_u = 0.9 (46.8) - 1.25(0) = 42.1 \text{ ton.}$

- $M_n = 38 \text{ ton x mt.}$
- $M_n = 38 \text{ ton x mt.}$
- $M_n = 38 \text{ ton x mt.}$
- $M_n = 35 \text{ ton x mt.}$
- $M_n = 35 \text{ ton x mt.}$

Dirección Y-Y:

- $P_u = 1.5 (46.8) + 1.8 (22.5) = 110.7 \text{ ton.}$
 - $P_u = 1.25 (46.8 + 22.5 + 2.0) = 89.2 \text{ ton.}$
 - $P_u = 1.25 (46.8 + 22.5 - 2.0) = 84.1 \text{ ton.}$
 - $P_u = 0.9 (46.8) + 1.25 (2.0) = 44.7 \text{ ton.}$
 - $P_u = 0.9 (46.8) - 1.25(2.0) = 39.6 \text{ ton.}$
- $M_n = 26 \text{ ton x mt.}$
 - $M_n = 26 \text{ ton x mt.}$
 - $M_n = 25 \text{ ton x mt.}$
 - $M_n = 23 \text{ ton x mt.}$
 - $M_n = 22 \text{ ton x mt.}$

Trabajando para el mayor valor obtenido dentro de las hipótesis con sismo:

$M_n = 38 \text{ ton x mt.}$

DISEÑO:

Cálculo de cortante de diseño:

$V_u = (38 + 38) \div 3.2 = 23.75 \text{ ton.}$

Cálculo del cortante resistido por el concreto:

$V_c = 0.53 \sqrt{210} (30) (44) [1 + 0.007 (86620 / 1500)] = 14,236$

Cálculo del cortante resistido por el refuerzo:

$V_s = 23,750 / 0.85 - 14,236 = 13,705 \text{ Kgs.}$

Cálculo de la separación de estribos:

Suponiendo doble estribo (Necesario por requisitos mínimos para disposición de estribos en la sección, ver capítulo V)

$S = (4 \times 0.71) (4200) (44) / 13705 = 38.3 \text{ cms.}$

Por requisitos de espaciamiento máximo serán necesarios estribos de 3/8" cada 30 cms. y dentro de los extremos de confinamiento cada 10 cms.

COMENTARIOS:

La condición de cortante obtenida en base a los momentos nominales casi siempre resulta la dominante en el diseño; se presentan casos donde por estos requerimientos los cortantes obtenidos superan largamente los del análisis, incluso con valores superiores a R_d veces el cortante del análisis. El diseñador debe considerar en este caso si es justificable un incremento tan importante y para su determinación podría tomar en cuenta:

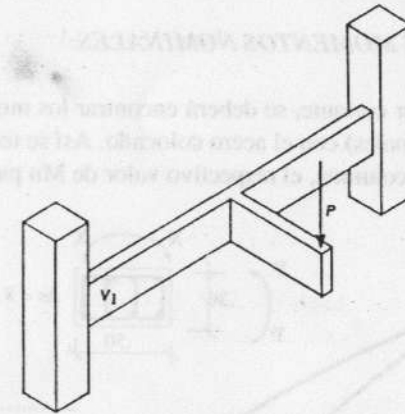
- Si el edificio está conformado sólo por columnas o si existen placas.
- Si su diseño en flexocompresión ha sido controlado por cargas verticales o por cargas de sismo.

TORSION EN VIGAS**GENERALIDADES**

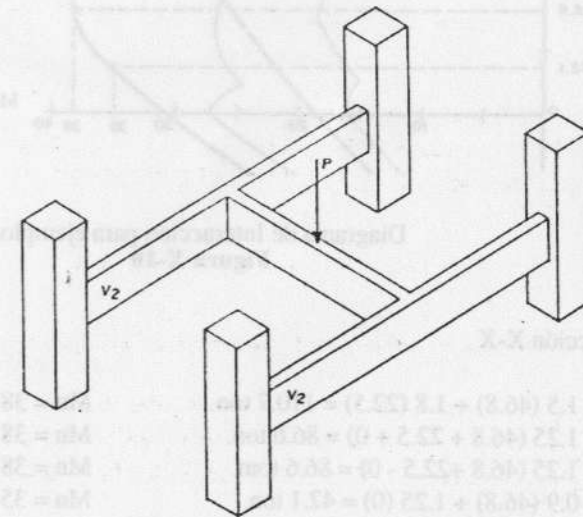
En las estructuras se presentan dos tipos de torsión, una denominada torsión de equilibrio y otra denominada torsión de compatibilidad.

En la torsión de equilibrio el momento torsionante es indispensable para garantizar el equilibrio de la estructura (Ver figura X-11).

En la torsión de compatibilidad el momento torsionante se origina por el giro del elemento a fin de mantener la compatibilidad de deformaciones. En este caso el momento torsionante se puede reducir mediante la redistribución de las fuerzas internas. Esto ocurrirá, por ejemplo, en una viga de borde (Ver figura X-12).

Torsión de equilibrio (en la viga V_1).**Figura X-11**

En el análisis estructural convencional elástico podemos considerar, en una estructura con algún elemento torsionado, la rigidez en flexión y la rigidez en torsión, y en base a éstas o a la compatibilidad de deformaciones, resolver las incógnitas hiperestáticas.

Torsión de compatibilidad (en las vigas V_2).**Figura X-12**

Así, para la estructura mostrada en la figura X-12, podremos evaluar la rigidez en flexión de la viga que recibe la carga P ($K_f = 4EI / l$) y las rigideces torsionales de los dos segmentos de la viga V_2 ($K_t = JG / L$). Se podrá resolver la estructura y encontrar el momento torsor aplicado sobre la viga V_2 , que es a su vez el momento flector (negativo) de la viga que recibe la carga P .

Sin embargo, este análisis basado en la rigidez torsional de la viga V_2 , considerando su sección bruta, no tiene mucha validez práctica, pues lo que realmente ocurre es que la viga V_2 se fisura con pequeños valores de momento torsional aplicado, y pierde su rigidez teórica (obtenida con la sección bruta).

Por esta razón el Código ACI y la Norma Peruana consideran que no es necesario diseñar con un momento torsor teórico, en base a un análisis elástico considerando secciones brutas, sino especifican el diseño en base a un momento torsor máximo aplicado que es

$$T_u = 1.1 \phi \sqrt{f'_c} \Sigma (X^2 Y / 3)$$

Siempre y cuando se trate de una torsión hiperestática o de compatibilidad.

Si se trata de un momento torsor de equilibrio, sí habrá que diseñar con ese momento.

Según la Norma Peruana, que en este capítulo es prácticamente igual al Código ACI, los efectos de torsión deberán incluirse conjuntamente con la flexión y corte, siempre que el momento torsor (T_u) exceda de:

$$T_u \geq 0.13 \phi \sqrt{f'_c} \Sigma (X^2 Y)$$

de lo contrario, los efectos de la torsión podrán despreciarse.

X e Y son los lados de la sección rectangular siendo $X < Y$; en caso de secciones T la $\Sigma(x^2 Y)$ deberá considerarse para todos los rectángulos componentes de la sección teniéndose un ancho de ala igual a 3 veces su espesor a cada lado del alma.

DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TORSION

Para el diseño por torsión se deberá primero identificar en cuál de los dos casos estamos: torsión de equilibrio o torsión de compatibilidad.

Si la torsión es de equilibrio se deberá proporcionar refuerzo por torsión para el momento torsor que provenga del análisis.

Si la torsión es de compatibilidad, el momento máximo de torsión último podrá reducirse a:

$$T_u = 1.1 \phi \sqrt{f'_c} \Sigma (X^2 Y / 3)$$

En este caso, al disminuirse el momento obtenido en el análisis elástico, lo que se ha hecho es una redistribución de refuerzos por lo tanto para mantener el equilibrio se deberán modificar los valores de los cortes y momentos de los elementos adyacentes.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a torsión deberá basarse en la expresión:

$$T_u \leq \phi T_n$$

donde:

T_u es la resistencia requerida con respecto al momento torsor en la sección analizada.

T_n es la resistencia nominal con respecto al momento torsor.

El momento resistente nominal T_n estará conformado por la contribución del concreto T_c y por la contribución del acero T_s , de tal forma que $T_n = T_c + T_s$.

RESISTENCIA DEL CONCRETO

La contribución del concreto a la torsión T_c , podrá evaluarse considerando:

$$T_c = \frac{0.20 \sqrt{f'_c} \sum X^2 Y}{\sqrt{1 + \left[\frac{0.4 V_u}{C_t T_u} \right]^2}}$$

La contribución del concreto al corte en las secciones en las cuales T_u exceda de $0.13 \phi \sqrt{f'_c} \sum (X^2 Y)$ podrá evaluarse con la siguiente fórmula:

$$V_c = \frac{0.53 \sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + \left[2.5 C_t \frac{T_u}{V_u} \right]^2}}$$

En ambas expresiones $C_t = \frac{b_w d}{\sum X^2 Y}$

Para miembros sujetos adicionalmente a compresión axial el valor de V_c de la fórmula anterior se multiplicará por el siguiente factor:

$$(1 + 0.028 N_u / A_g)$$

Para los miembros en los cuales la tracción axial sea significativa, el aporte del concreto a la resistencia al corte y a la torsión deberá considerarse nulo ($T_c = V_c = 0$). En el ACI sí se considera aporte para este caso.

RESISTENCIA DEL REFUERZO:

Cuando el momento torsor de diseño exceda a aquél que puede tomar el concreto será necesario colocar refuerzo en forma de estribos cerrados o espirales, combinados con barras longitudinales.

Debe señalarse que el refuerzo por torsión será proporcionado en adición al refuerzo que se requiere por corte, flexión y fuerzas axiales.

Para controlar el ancho de la grieta diagonal se ha limitado el esfuerzo de fluencia del refuerzo por torsión a 4200 Kg/cm^2 .

Además se requiere que los estribos sean cerrados, ya que el agrietamiento inclinado debido a la torsión puede aparecer en todas las caras del elemento.

DISEÑO DEL REFUERZO:

El refuerzo por torsión se calculará mediante la siguiente expresión:

$$T_s = A_t \alpha X_1 Y_1 f_y / s$$

donde A_t es el área de una rama del estribo dentro de una distancia s , y $\alpha = 0.66 + 0.33 (Y_1 / X_1) \leq 1.5$

siendo X_1 e Y_1 las dimensiones centro a centro del estribo ($X_1 \leq Y_1$).

Debido a que el refuerzo por torsión se suma al requerimiento por corte y considerando que en el caso de torsión sólo aporta resistencia una de las ramas del estribo mientras que en el caso de corte aportan resistencias las dos ramas, el área total de estribos por torsión y corte deberá evaluarse considerando:

$$\frac{\text{Área de 2 ramas del estribo}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}$$

En esta expresión los dos sumandos son cantidades conocidas y la incógnita sería el espaciamientos.

El área de las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados, A_l , se calculará considerando:

$$A_l = 2 A_t \frac{(X_1 + Y_1)}{s} \quad \text{ó}$$

$$A_l = \left[\frac{28 \times s}{f_y} \left[\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3C_t}} \right] - 2 A_t \right] \left[\frac{X_1 + Y_1}{s} \right]$$

la que sea mayor.

El valor de A_l calculado con la fórmula anterior no necesita ser mayor al que se obtendría sustituyendo $3.5 \frac{hw}{s}$ por $2 A_l$.

La resistencia al momento torsor T_s no podrá ser mayor que cuatro veces T_c . En el caso de miembros sujetos adicionalmente a atracción axial significativa, el valor de T_c que sirve como límite a T_s ($T_s < 4T_c$) se calculará con la fórmula dada para torsor resistido por el concreto, multiplicándola por el factor $(1 - 0.0028 Nu/A_g)$ donde Nu es la tracción amplificada actuante.

El refuerzo transversal y longitudinal se irá calculando para diferentes secciones, considerando en cada caso el par de valores de V_u y T_u actuantes.

DETALLES DEL REFUERZO:

Los estribos y barras usadas para refuerzo por torsión deberán prolongarse una distancia d desde la fibra comprimida más distante, debiendo ser cerrados si son estribos y debiendo anclarse en ambos extremos para desarrollar su resistencia a la fluencia si son barras longitudinales. El refuerzo por torsión deberá prolongarse por lo menos una distancia $b + d$ más allá del punto donde teóricamente se requiera.

Los límites de separación serán los siguientes:

a) Estribos cerrados:

$$s \leq \frac{X_1 + Y_1}{4} \quad s \leq 30 \text{ cms}$$

b) Barras longitudinales:

- ◆ Las barras distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados tendrán una separación máxima de 30 cms.
- ◆ Se colocará una barra longitudinal en cada esquina de los estribos cerrados.



DISEÑO DE MUROS

TIPOS DE MUROS

GENERALIDADES

Cuando se estudia a los muros, nos podemos referir a elementos que tienen varios estados de carga, según la función estructural que se encuentren desempeñando.

Usualmente encontramos los siguientes tipos de muros, según sus estados de carga:

- 1) Muros sometidos a carga axial con ó sin flexión transversal a su plano, denominados muros de carga.
- 2) Muros sometidos a cargas verticales y horizontales en su plano, denominados muros de cortante o placas.
- 3) Muros sometidos a cargas normales a su plano, denominados muros de contención.

Para el diseño de estos muros se tendrá en cuenta las particularidades de cada caso; sin embargo, es posible que un muro esté sometido a varias de las soli-

citaciones antes indicadas, es decir ser muro de carga y de cortante simultáneamente o alguna otra combinación, por lo que el criterio del diseñador es importante.

En la Norma Peruana se dan los siguientes criterios generales para el diseño de muros:

- a) El ancho efectivo contribuyente en compresión para un muro con cargas concentradas no excederá la distancia entre ejes de cargas ó la longitud de contacto mas 2 veces el espesor del muro, a cada lado de la carga.
- b) Los elementos en compresión construídos integralmente con los muros deberán cumplir los requisitos del capítulo IX de flexocompresión. La Norma se refiere a las salientes de las placas o a zonas reforzadas como columnas, que existen generalmente en los extremos de los muros y en la intersección de pórticos transversales a los muros.
- c) Las fuerzas que actúan sobre la base del muro deben ser transferidas íntegramente a la cimentación.

MUROS DE CARGA

DISEÑO DE MUROS DE CARGA

Estos muros están sujetos a cargas de compresión o de flexocompresión, por lo que deberán diseñarse básicamente de acuerdo a los requisitos indicados en el capítulo de Flexocompresión.

La Norma considera las siguientes cuantías mínimas de refuerzo, para barras corrugadas, con relación a la sección bruta del muro:

Refuerzo vertical: 0.0012 para barras $\leq \phi 5/8"$
 0.0015 para otros diámetros

Refuerzo horizontal: 0.0020 para barras $\leq \phi 5/8"$
 0.0025 para otros diámetros

Se aprecia que la Norma dá mayor importancia a la cuantía mínima horizontal, a pesar que los esfuerzos de compresión producto de las cargas consideradas son verticales, debido al reconocimiento que en este tipo de muros, se presentan problemas de fisuración vertical producidos principalmente por los efectos de contracción de fragua y cambios de temperatura, dado que generalmente estos elementos son largos.

Referente al espesor, la Norma indica que no deberá ser menor que 1/25 de su altura o longitud, (la menor no arriostada) ni menor que 10 cms.; cuando el espesor sea mayor que 25 cms. deberá colocarse refuerzo en las dos caras.

En el caso de tener muros de sección rectangular sólida, cuya resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central del espesor total, la resistencia a carga vertical del muro ϕP_{nw} podrá calcularse con la siguiente fórmula, en la que se pretende indicar la carga axial máxima que resiste un muro considerando sus efectos de esbeltez.

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32t} \right)^2 \right]$$

donde:

$$\phi = 0.7$$

l_c = distancia vertical entre apoyos

k = Factor de restricción, que se podrá considerar:

$k = 0.8$ Muros arriostrados arriba y abajo con rotación restringida en uno o los dos apoyos.

$k = 1.0$ Muros arriostrados arriba y abajo sin rotación restringida en los apoyos.

$k = 2.0$ Muros sin arriostre lateral.

En esta ecuación no se está considerando el aporte del refuerzo vertical, debido a que este es mínimo y porque esta verificación mas que una evaluación completa de resistencia en flexocompresión, lo que pretende es estimar la carga aplicada en relación a los problemas de esbeltez.

En las estructuras reales estos muros son a la vez muros de cortante y por tanto su diseño completo se debe hacer teniendo en cuenta las disposiciones contenidas en "muros de cortante", sirviendo esta fórmula "empírica" para controlar los problemas debidos a carga vertical en relación a la esbeltez del muro.

MUROS DE CORTANTE

GENERALIDADES

Estos muros se han denominado muros de cortante debido a que la carga lateral de un edificio, producida por viento o sismo, se transfiere por cortante horizontal a estos elementos y por que dada su rigidez absorben una buena parte de la fuerza sísmica total.

En algunos casos el mecanismo de falla no está relacionado con la resistencia al corte, sobre todo en edificios altos y esbeltos en los cuales la falla puede ser debida a la flexión.

El uso de muros de cortante se hace imperativo en edificios altos con el fin de poder controlar las deflexiones de entrepiso provocadas por las fuerzas laterales, proporcionando seguridad estructural adecuada en caso de sismos severos y protección contra el daño de elementos no estructurales (que puede ser muy costoso) en caso de sismos moderados.

Dada la gran rigidez lateral de los muros de cortante en relación con la rigidez lateral de las columnas, estos elementos absorben grandes cortantes que a su vez producen grandes momentos, concentrándose los mayores valores en los pisos bajos.

Si los muros son altos, se comportan como elementos sometidos a flexocompresión y cortante pudiendo ser diseñados con las hipótesis básicas de flexión (que son las mismas indicadas para flexocompresión).

Si los muros son bajos, el comportamiento en flexocompresión ya no puede ser analizado con las hipótesis usuales de flexión, sino que al parecerse mas a las denominadas Vigas Pared, ya no se cumple la distribución de deformaciones y esfuerzos de Navier, y se deben hacer análisis aplicando la Teoría de Elasticidad o determinadas simplificaciones que tengan en cuenta esta situación; en este caso de muros bajos, la falla por flexión es casi imposible pues siempre será crítico el cortante.

En el diseño de muros la condición crítica siempre será la combinación que incluye sismo, pues éste hace que se tenga gran cortante y grandes momentos.

Sin embargo el diseñador debe analizar todo el muro como una unidad y diseñarlo bajo la hipótesis $1.25 (CM + CV \pm CS)$ ó $0.9CM \pm 1.25CS$, pero adicionalmente debe verificar el efecto local de cargas concentradas actuantes en determinadas zonas de los muros, donde se apoyan las vigas de la estructura, y debe verificar el efecto causado en la dirección transversal al muro por los momentos y axiales de sismo (adicionales a las cargas de gravedad) producidos por el análisis sísmico en la dirección perpendicular al muro.

En los muros usados en las edificaciones, generalmente los esfuerzos de compresión son bajos dado la gran sección de éstos, lo cual conlleva a que en el diagrama de interacción se ubique el punto que indica el par (Pu, Mu) actuante, por debajo del punto que denota la falla balanceada $(Pu < Pb)$. Esta situación debe ser tomada en cuenta para la verificación del cortante resistido por el concreto (Vc) teniendo en cuenta además la influencia del sismo vertical, o la influencia del sismo horizontal, los cuales producirán fuerzas de inercia verticales o cargas axiales respectivamente, que harán disminuir la pequeña compresión actuante e incluso convertirla en fuerzas de tracción.

Es usual considerar en el diseño, un acero principal concentrado en los extremos y un acero de menor área repartido a lo largo del alma. Dado los esfuerzos elevados que se obtienen en los extremos y con el fin de proveer ductilidad en los núcleos comprimidos (o traccionados) de los extremos, se considera el confinamiento de estos núcleos con refuerzo transversal a manera de columnas.

COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CORTANTE

TIPOS DE FALLA (ver figura XI - 1)

1) MUROS ESBELTOS:

El comportamiento de un muro alto de sección transversal rectangular puede asimilarse al de una viga en voladizo, teniendo presente sin embargo que en este caso siempre se tiene una carga axial actuante, aún cuando generalmente es pequeña.

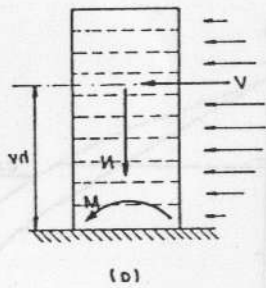
Al existir en los pisos bajos, momentos y cortantes muy importantes, se presentarán esfuerzos de compresión y tracción también muy importantes en las zonas cercanas a los extremos o bordes del muro, pudiendo ocurrir una falla por inestabilidad del borde, teniendo presente que el ancho generalmente no es importante. Debe considerarse que los techos aportan una restricción transversal y por tanto interesará la altura de entrepisos para estudiar el problema de la esbeltez de los bordes en la dirección transversal al muro. Para disminuir este efecto son muy convenientes las salientes colocadas en los extremos del muro a manera de columnas o contrafuertes.

La gran concentración de momentos importantes en la base del muro hace necesario considerar la formación de una rótula plástica en la base; la longitud de la rótula puede exceder la longitud del muro y en esta zona se producirán fisuras de flexión (tracción por flexión) combinándose con las fisuras de tracción diagonal, que requerirán de un refuerzo horizontal por cortante muy importante.

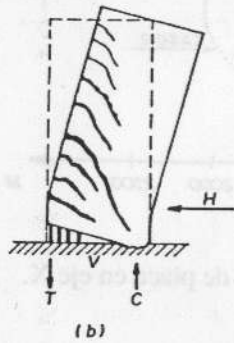
Este refuerzo horizontal será prácticamente el único que puede asegurar el control de estas fisuras, a la vez que servirá como confinamiento y arrioste de las barras de acero longitudinales traccionadas o comprimidas según el instante en que se considere. Autores como Park - Paulay y otros recomiendan diseñar con el cortante máximo de la base, una altura de por lo menos 1.5 veces la longitud del muro, medida desde la base con el fin de proveer más resistencia por cortante en toda la longitud posible de la rótula plástica.

Independientemente de la falla por flexión anteriormente descrita (rótula plástica en la base) y de la combinación de ésta con los esfuerzos de tracción diagonal producidos por el cortante, puede ocurrir en este tipo de muros la denominada falla por deslizamiento. Esta puede presentarse en la zona de juntas de vaciado entre piso y piso o entre la zapata y el primer piso y dependerá de la calidad de la superficie de contacto.

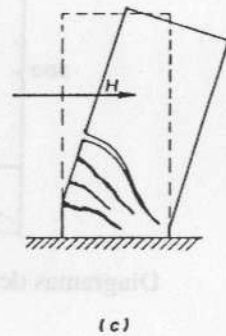
Para controlar esta posible falla interesará que el concreto del muro se coloque sobre una superficie limpia de residuos propios de la mezcla o extraños, y que se considere en el diseño una cantidad de barras verticales suficientes para poder tomar el cortante mediante el denominado cortante por fricción. El objetivo en este caso será diseñar de modo tal que la resistencia de la junta de construcción sea mayor a la resistencia a cortante requerida en ese nivel.



ESQUEMA DE CARGAS ACTUANTES SOBRE MUROS DE CORTANTE



FALLA POR FLEXION



FALLA POR TRACCION DIAGONAL

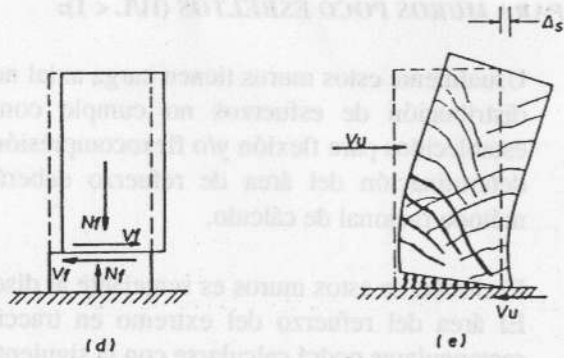
FALLAS POR DESLIZAMIENTO
Tipos de falla en muros de cortante.

figura XI-1

2) MUROS BAJOS:

En edificaciones de pocos pisos es común encontrar muros donde la altura es menor a la longitud; En estos casos se reconoce que no se cumplen las hipótesis de flexión y que el comportamiento es parecido a lo que ocurre con las vigas de gran peralte.

Dado que los muros son de pocos pisos, las cargas axiales de gravedad son pequeñas y dado el gran brazo de palanca existente los requerimientos de acero de tracción por flexión no son importantes. Estas dos características permiten indicar que el efecto del aporte de resistencia al corte de la carga axial es despreciable y que no tiene mucha importancia el disponer de acero concentrado en los extremos o bordes del elemento.

En un muro bajo puede presentarse la falla por deslizamiento, dada la mínima carga axial existente, y la falla por cortante o tracción diagonal; La falla por flexión es muy rara que pueda presentarse pues es difícil que el muro pueda tomar momentos muy importantes, dado que antes que esto pueda ocurrir, la cimentación habrá girado controlando el momento que realmente puede llegar al muro.

REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SEGUN
LA NORMA PERUANA

Los muros de cortante deben ser diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte teniendo en cuenta las siguientes consideraciones generales:

- En el dimensionamiento se tendrá especial cuidado en los esfuerzos de compresión de los extremos y en su resistencia al pandeo.
- El espesor mínimo para los muros será de 10 cms.; en caso que el muro sea coincidente con muros de sótano el espesor deberá ser mayor de 20 cms.

REQUERIMIENTOS DEL DISEÑO POR FLEXION :

Los muros con esfuerzos de flexión debido a la acción de fuerzas coplanares deberán diseñarse de acuerdo a lo siguiente:

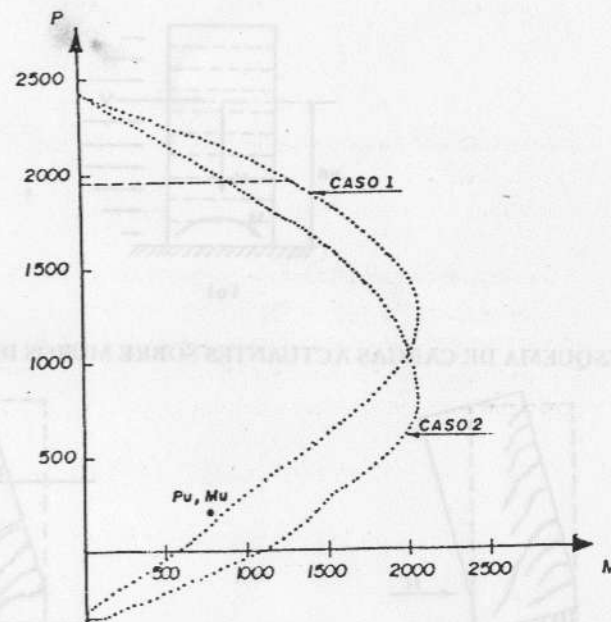
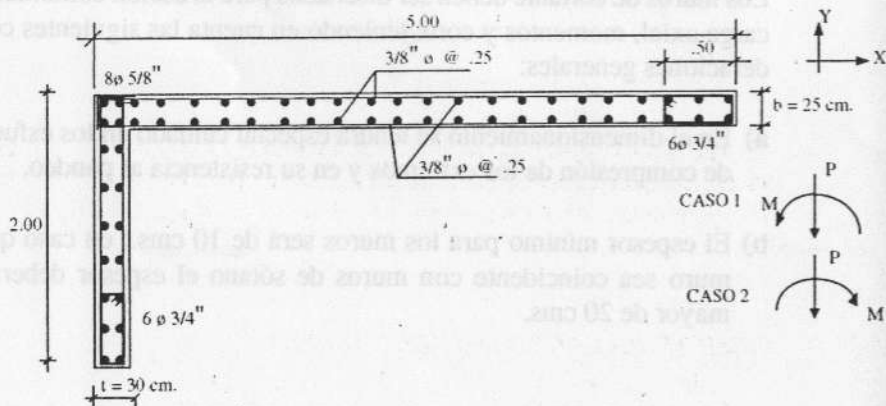
PARA MUROS ESBELTOS ($H/L \geq 1$):

Serán aplicables en el diseño los lineamientos generales establecidos en el capítulo IX para flexocompresión.

El refuerzo vertical se distribuirá a lo largo del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos.

Una vez escogido el refuerzo a colocar, se construirá el diagrama de interacción para esa sección y se verificará que el punto que represente al P_u y M_u actuantes se ubique dentro de la curva que representa los valores resistentes (ver figura XI-2).

Debe tenerse en cuenta que cuando la sección no es simétrica respecto a un eje perpendicular a la dirección en la que se está haciendo el análisis, deberá hacerse dos diagramas de interacción, uno en cada sentido del momento.



Diagramas de interacción para diseño de placa en eje X.

Figura XI-2

PARA MUROS POCO ESBELTOS ($H/L < 1$):

Usualmente estos muros tienen carga axial no significativa, y la distribución de esfuerzos no cumple con los lineamientos establecidos para flexión y/o flexocompresión por lo que para la determinación del área de refuerzo deberá emplearse algún método racional de cálculo.

El diseño de estos muros es semejante al diseño de vigas pared. El área del refuerzo del extremo en tracción para secciones rectangulares podrá calcularse con la siguiente expresión:

$$M_u = \phi A_s f_y z$$

$$\text{donde: } \begin{array}{ll} z = 0.4 L (1 + H/L) & \text{Si } 0.5 < H/L < 1 \\ z = 1.2 H & \text{Si } H/L \leq 0.5 \end{array}$$

La Norma indica que en todos los muros el refuerzo concentrado en los extremos de los muros tendrá que confinarse como en el caso de columnas y sus empalmes se diseñarán a tracción.

En relación al esfuerzo de la fibra extrema en tracción se especifica que si éste, calculado suponiendo comportamiento lineal elástico, excede de $2\sqrt{f'_c}$ deberá verificarse que el refuerzo en tracción de los extremos provea un momento resistente por lo menos igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) de la sección, siendo:

$$M_{cr} = I_g (2\sqrt{f'_c} + P_u/Ag) / Y_t$$

Y_t = Distancia del eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción (sin considerar el refuerzo).

Para el refuerzo repartido uniformemente a lo largo de la sección del muro indica que se cumplirá con el acero mínimo requerido por cortante.

REQUERIMIENTOS DEL DISEÑO POR FUERZA CORTANTE :

Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas complanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_n no deberá exceder de $2.6\sqrt{f'_c} t d$

La sección crítica de diseño se encuentra ubicada a $L/2$ o $H/2$ de la base (la menor), y las secciones localizadas entre la base y la sección crítica se podrán diseñar con el mismo valor.

Adicionalmente la fuerza cortante obtenida del análisis estructural deberá corregirse con la finalidad de evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o flexocompresión.

La expresión del cortante de diseño V_u será la siguiente :

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_{ur}}{M_{ua}} w\tau$$

En esta expresión:

V_{ua} = Cortante último proveniente del análisis.

M_{ua} = Momento último proveniente del análisis.

M_{ur} = Momento Nominal de la sección, asociada a P_u , obtenido con el refuerzo realmente colocado.

$w\tau$ = Factor de Amplificación Dinámica

$w\tau$ se calculará con una de las siguientes expresiones :

$$w\tau = 0.9 + n/10 \quad \text{Si } n \leq 6$$

$$w\tau = 1.3 + n/30 \quad \text{Si } 15 \geq n > 6$$

$$w\tau = 1.8 \quad \text{Si } n > 15$$

donde n es el número de pisos

En el diseño, la distancia "d" de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones; la Norma Peruana permite usar un valor aproximado de "d" igual a $0.8 L$.

RESISTENCIA AL CORTE DEL CONCRETO :

La resistencia al corte del concreto V_c podrá evaluarse con la

siguiente expresión :

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t d$$

Si se hicieran cálculos más detallados se podrá considerar el menor valor de las siguientes expresiones :

$$V_c = 0.85 \sqrt{f'_c} t d + \frac{N_u d}{4L}$$

$$V_c = \left[0.15 \sqrt{f'_c} + L \left[\frac{0.3 \sqrt{f'_c} + 0.2 N_u / (L t)}{M_u / V_u - L/2} \right] \right] t d$$

Si $(M_u / V_u - L/2)$ es negativo no deberá usarse esta última ecuación.

Para los casos en los cuales el muro esté sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños $(N_u / A_g < 0.1 f'_c)$ deberá considerarse $V_c = 0$.

REFUERZO HORIZONTAL POR CORTE :

Cuando V_u exceda a ϕV_c , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calculará utilizando la siguiente fórmula :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

La cuantía p_h del refuerzo horizontal por corte (referida a la sección total vertical de concreto de la sección en estudio), será mayor o igual a 0.0025.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de los siguientes valores :

- L/5
- 3t
- 45 cm.

El refuerzo horizontal deberá anclarse en los extremos confinados del muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

REFUERZO VERTICAL POR CORTE :

La cuantía p_v del refuerzo vertical por corte (referida a la sección total horizontal del concreto), será mayor o igual a :

$$p_v = [0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) (p_h - 0.0025)]$$

pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que los siguientes valores :

- L/3
- 3t
- 45 cm.

En caso que V_u sea menor que $0.5 \phi V_c$ las cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a los siguientes valores :

$$p_h > 0.0020$$

$$p_v > 0.0015$$

Cuando se tengan muros con espesores mayores a 25 cm. el refuerzo por corte horizontal y vertical tendrá que distribuirse en dos caras. (Ver resumen del diseño de muros de cortante en figura XI - 3).

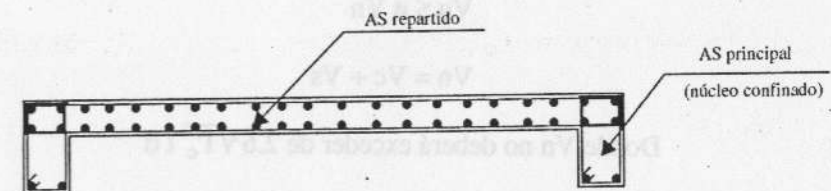


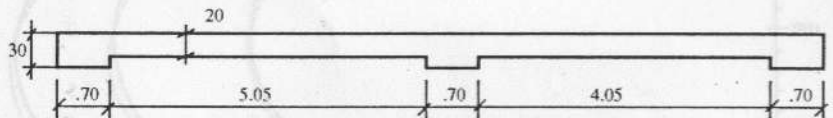
Figura XI - 3

Resumen de diseño de muros de cortante:

- Diseño por flexocompresión en la dirección del muro (↔)
 - Diagrama de interacción o estudio similar a viga pared
- Diseño por cortante en la dirección del muro (↔)
 - Obtención de refuerzo horizontal y vertical
- Diseño por carga Axial (efecto local) en zonas donde hay cargas concentradas
- Diseño de los núcleos confinados como columnas sometidas a flexo-compresión, debido a momentos de carga de gravedad y de sismo perpendiculares al muro (↕)

EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO DE CORTANTE

Diseñar la placa de concreto armado de un edificio de 9 pisos que tiene las siguientes características :



Emplear concreto de f'_c igual a 210 kg/cm^2 y acero de f_y igual a 4200 kg/cm^2

DATOS :

De los análisis de gravedad y sismo se han obtenido las cargas y momentos últimos actuantes en los 6 primeros pisos.

Piso	Carga (Pu)		Momento (Mu)		Cortante
	(1)	(2)	(1)	(2)	
6	162	252	1443	1443	205
5	200	319	2199	2199	252
4	255	387	3072	3072	291
3	295	455	4031	4031	320
2	345	523	5075	5075	348
1	390	602	6318	6318	346

(1) Combinación $0.9 M - 1.25 S$

(2) Combinación $1.25 (M + V + S)$

Cargas y cortantes en ton.

Momentos en ton x mt.

DISEÑO EN FLEXOCOMPRESION :

Con una altura total de 26 mts. (9 pisos) y un largo de 11.2 mts. se considerará a este muro dentro del caso de muros esbeltos ($h / l > 1$).

Por tanto, se tendrá que obtener un diagrama de interacción para su estudio por flexocompresión.

Para tantear una área de acero preliminar podemos estimar :

$$M_u = \phi A_s F_y (0.9l)$$

$$6318000 = 0.9 A_s (4200) (0.9 \times 11.2)$$

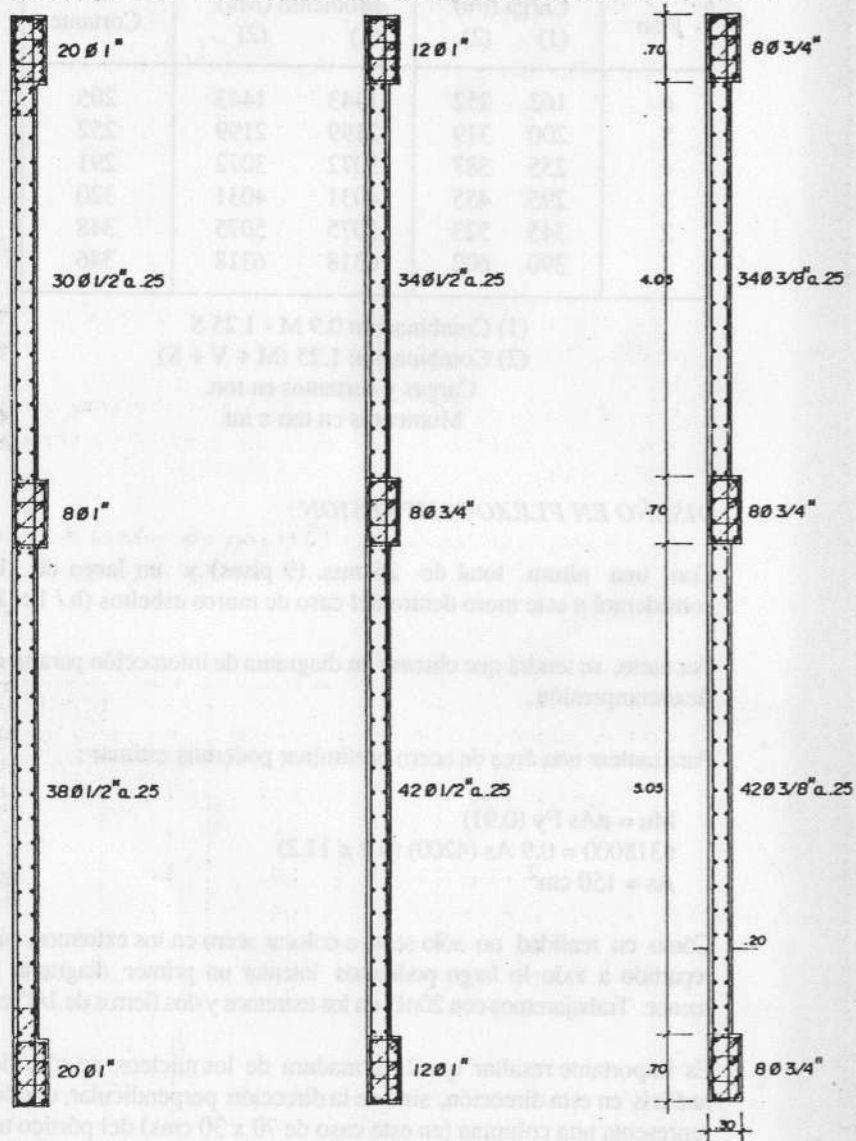
$$A_s = 150 \text{ cm}^2$$

Cómo en realidad no sólo se va a colocar acero en los extremos, sino también repartido a todo lo largo podremos intentar un primer diagrama con un A_s menor. Trabajaremos con $20\phi 1$ en los extremos y dos fierros de $1/2$ " cada 25 cms.

Es importante resaltar que la armadura de los núcleos no sólo depende del análisis en esta dirección, sino de la dirección perpendicular, donde el núcleo representa una columna (en este caso de 70×30 cms) del pórtico transversal.

Sin embargo para el ejemplo actual un área de 100 cm^2 es muy superior al requerimiento transversal. Para los siguientes pisos se irá disminuyendo la armadura principal e incluso la armadura repartida.

En la figura XI - 4 se muestra las distribuciones de acero consideradas :



CASO 1

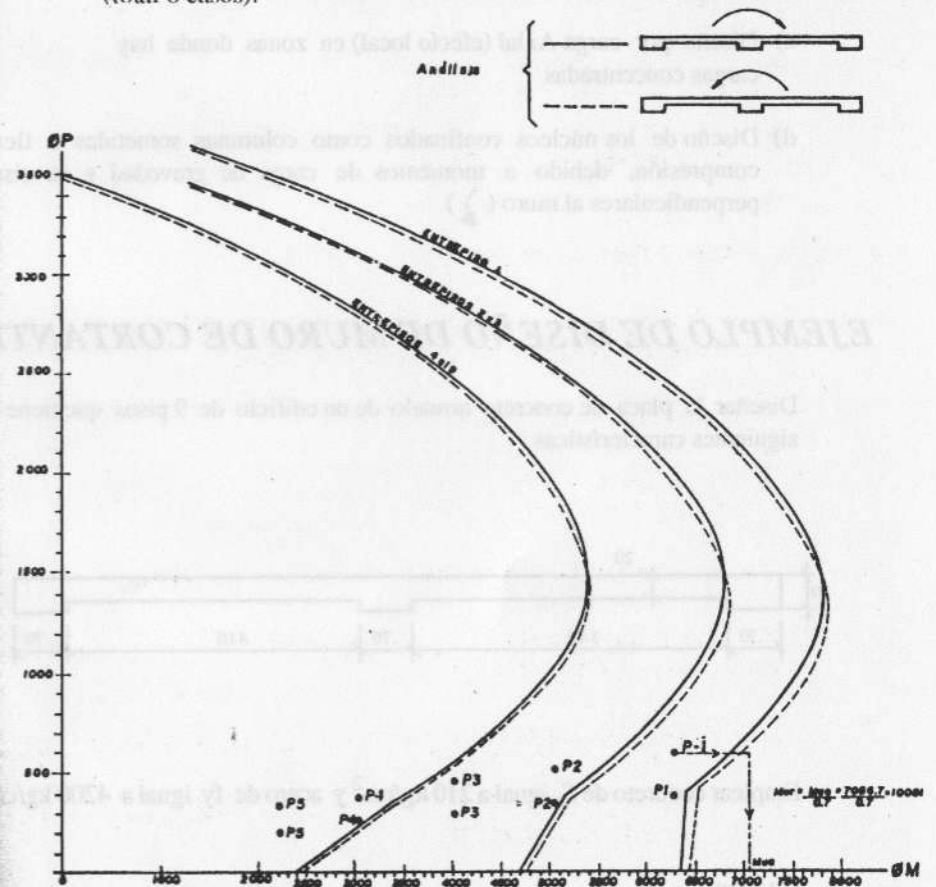
CASO 2

CASO 3

Distribución del refuerzo para placa del ejemplo.
Figura XI - 4

Para hacer el diagrama de interacción se deberá considerar doble análisis, uno con el momento que produzca tracciones en el lado izquierdo y otro que produzca tracciones en el lado derecho, teniendo en cuenta que la sección de la placa no es simétrica.

En la figura XI - 5 se muestran los diagramas de interacción de diseño para los 3 casos de armadura con sus respectivas variantes en el sentido del momento (total 6 casos).



Diagramas de Interacción para diseño de placa del ejemplo
Figura XI-5

De los diagramas se aprecia que:

- 1) El par crítico es:

$$P_u = 390 \text{ ton.}$$

$$M_u = 6318 \text{ ton x mt.}$$

teniéndose para esta condición el punto muy cercano a la curva del diagrama.

Por tanto esta es la armadura necesaria en el 1er. piso.

- 2) En el segundo piso el par crítico es :

$$P_u = 345 \text{ ton.}$$

$$M_u = 5075 \text{ ton x mt.}$$

y se observa que la curva del diagrama es muy próxima por lo cual este refuerzo del caso 2 es el adecuado para el 2° piso.

- 3) En el tercer piso el par crítico es :

$$P_u = 275 \text{ ton.}$$

$$M_u = 4031 \text{ ton x mt.}$$

Que se sale del diagrama para el caso 3 y se sobra para el caso 2.

Esto significa que en el tercer piso se deberá disponer de una armadura mayor que la considerada en el caso 3.

Se decide mantener el 2° y el 3° piso con la misma armadura (caso 2).

- 4) En el cuarto y quinto piso la situación es similar gobernando la combinación 0.9 CM - 1.25 CS

Se decide mantener en el 4°, 5° y 6° pisos la armadura del caso 3.

DISEÑO POR CORTANTE :

Para diseñar por cortante la exigencia crítica es proporcionar más resistencia por cortante que por flexión.

En la Norma se indica :

$$V = V_{ua} \frac{M_{ur}}{M_{ua}} \omega \tau$$

Donde M_{ur} es el Momento Nominal que resiste la sección asociado al P_u que dé como resultado el máximo momento.

De los diagramas de interacción para cargas y momentos nominales (no de diseño) se han obtenido los momentos nominales M_{ur} asociados a la carga P_u actuante.

A continuación se muestra una tabla con los valores de los momentos resistentes y cortantes de diseño para los 5 primeros pisos de la placa en estudio.

Piso	P_{ua}	M_{ur}	M_{ua}	M_{ur}/M_{ua}	$\omega \tau$	$\left[\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \omega \tau \right]$
5	319	4714	2199	2.14	1.6	3.42
4	387	5070	3072	1.65	1.6	2.64
3	455	7710	4031	1.91	1.6	3.03
2	523	8085	5075	1.59	1.6	2.54
1	602	10070	6318	1.59	1.6	2.54

Los factores $(M_{ur}/M_{ua})\omega\tau$ son importantes y en algunos casos superiores al factor R_d considerado en el análisis ($R_d = 3$); tener un factor mayor a R_d no tendría aparentemente mucho sentido pues no existe, para un análisis convencional elástico, una fuerza mayor a la obtenida sin considerar reducción por ductilidad

Para estos casos el comentario de la Norma indica que se puede diseñar considerando R_d veces el cortante actuante y un factor de resistencia ϕ igual a 1 (en lugar de 0,85), debido a que esta situación representa un caso extremo (límite superior).

Diseñado por cortante se obtiene que desde el primer piso hasta el quinto se requiere de un refuerzo horizontal de $2\phi 1/2"$ separados 10 cms. (aproximadamente).

Es importante resaltar que en el cálculo del V_c (aporte del concreto) debe tenerse en cuenta que la carga axial aplicada es menor que $(0.1 f'_c A_g)$ y que según la Norma, para estos casos debe despreciarse la contribución del concreto ($V_c = 0$)

COMENTARIOS :

La disposición de la Norma de proporcionar más resistencia por cortante siempre resulta crítica en el diseño y el factor ϕ incrementa aún más el cortante de diseño, siendo común llegar en edificios altos, a valores que se acercan o sobrepasan el factor de reducción por ductilidad.

Pareciera que estas exigencias son muy conservadoras y que bastaría proporcionar mayor resistencia por cortante en relación a la resistencia por flexión, sin necesidad de incluir el factor ϕ .

VIGAS ENTRE MUROS DE CORTANTE

Es común encontrar en las edificaciones el caso de dos muros de cortante unidos por vigas de longitud pequeña, formando generalmente ventanas o ductos de ventilación. A este tipo de muros se le denomina muros acoplados, y sobre ellos se han realizado diversas investigaciones tratando de estudiar su comportamiento, así como el de las vigas de conexión.

Si las vigas que unen estos muros tienen una relación luz a peralte menor que dos ($l/d < 2$), se ha comprobado que tienen un comportamiento muy diferente a las vigas normales, no siendo válido los requerimientos del diseño de vigas estudiadas en el capítulo de flexión.

Al someter a estas vigas a giros en sus extremos, producto de la deformación de los muros, se produce un agrietamiento diagonal y una redistribución general de los esfuerzos de tracción o compresión de los refuerzos longitudinales, invalidando los conceptos de diseño de una viga doblemente reforzada.

Para este tipo de vigas existentes entre muros la Norma ha seguido las recomendaciones de Park y Paulay dentro de las cuales se indica :

- 1) Que la fuerza cortante actuante V_u debe limitarse a :

$$V_u = 1.6 \phi \sqrt{f'_c} b_w h$$

debiéndose despreciar totalmente la resistencia del concreto ($V_c = 0$)

- 2) Que la fuerza cortante V_u de diseño debe basarse en la capacidad máxima de flexión de la viga, considerando los refuerzos longitudinales a flexión con una sobrerresistencia de 25% ; esto es debido a que, si bien es cierto que el acero tiene como límite $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en la realidad se obtienen sobrerresistencias de un orden del 25%.
- 3) Cuando la relación $l/h < 2$ el refuerzo por fuerza cortante debe ser absorbido por barras diagonales, tal como se indica en la figura XI - 6, los cuales deben anclarse debidamente a tracción en los muros.

Se puede basar este tipo de diseño en la premisa de que la fuerza de cortante se descompone a sí misma en fuerzas diagonales de compresión y tracción interceptándose a la mitad de la luz.

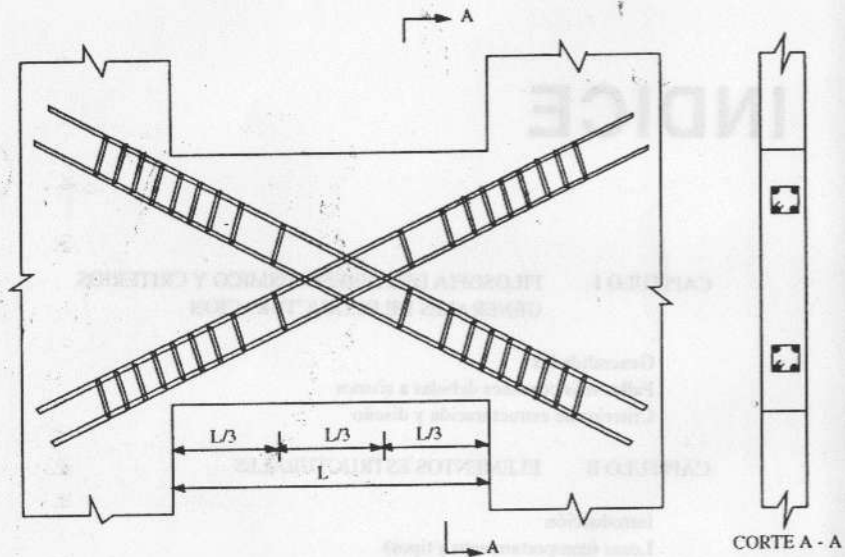
Park y Paulay indican :

$$A_s = \frac{V_u}{2 f_y \text{ sen} \alpha}$$

donde α = será el ángulo con respecto a la horizontal de los refuerzos diagonales. El momento resistente de los apoyos de la viga se puede encontrar a partir de la fuerza cortante considerando :

$$M_u = \frac{V_u l}{2}$$

Dado que este refuerzo trabaja un instante en tracción y otro en compresión, y dado que el concreto tiende a triturarse se recomienda estribos entre barras de tal manera de tener puntales o columnas diagonales cruzados debidamente estribados, tal como se indica en la figura XI - 6.



Viga entre muros de cortante.

Figura XI - 6

INDICE

CAPITULO I	FILOSOFIA DEL DISEÑO SISMICO Y CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION	1
	Generalidades	1
	Fallas más comunes debidas a sismos	3
	Criterios de estructuración y diseño	5
CAPITULO II	ELEMENTOS ESTRUCTURALES	15
	Introducción	15
	Losas (comportamiento y tipos)	15
	Vigas (comportamiento y tipos)	25
	Columnas (comportamiento y tipos)	30
	Muros o placas	32
CAPITULO III	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	35
	Generalidades	35
	Predimensionamiento de losas	35
	Predimensionamiento de vigas	39
	Predimensionamiento de columnas	41
	Predimensionamiento de placas o muros de concreto	43
CAPITULO IV	EJEMPLOS DE ESTRUCTURACIONES Y DIMENSIONAMIENTOS DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO	45
	Edificio "Contraloría General de la República"	46
	Edificio "Aduana del Callao"	51

Edificio "El Parque"	54
Edificio Multifamiliar	57
Edificio "Inmobiliaria Señor de los Milagros"	60
Edificio "Torres de Limatambo"	64
Edificio Comercial	67
Edificio Comercial y de Vivienda	70
Edificio Multifamiliar "Chiavari"	73
Edificio Centro Comercial "Unicentro"	76
Edificio "Pabellón de Cadetes - Escuela Naval"	79
Edificio "Hospital María Auxiliadora"	82
Edificio "Banco Industrial de Miraflores"	85
Edificio "Alvarez Calderón"	88
Edificio "Portuesa"	91
Edificio de Vivienda en Valle Hermoso	94
CAPITULO V DETALLES DEL REFUERZO	97
Ganchos estándar	97
Diámetros mínimos de doblado	97
Colocación del refuerzo	99
Recubrimientos para el refuerzo	99
Refuerzo por contracción y temperatura	100
Detalles para refuerzo longitudinal de columnas	101
Detalles para refuerzo transversal de columnas y vigas	102
CAPITULO VI ANCLAJES Y EMPALMES	105
Adherencia	105
Anclajes de barras corrugadas sometidas a tracción	106
Anclajes de barras corrugadas sometidas a compresión	107
Anclaje con ganchos estándar en tracción	109
Empalmes en el refuerzo	110
CAPITULO VII REQUISITOS GENERALES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO	117
Generalidades	117
Análisis por cargas de gravedad	118
Análisis de cargas de sismo	127
Requisitos generales de resistencia	131
CAPITULO VIII DISEÑO POR FLEXION	137
Elemento en flexión:	
Generalidades	137
Hipótesis básicas	137
Comportamiento de elementos sometidos a flexión	139

Secciones rectangulares:	
Ecuaciones para el diseño en flexión	142
Ejemplo de diseño	144
Determinación del límite balanceado.	145
Refuerzo máximo en tracción	147
Refuerzo mínimo en tracción y refuerzo mínimo por temperatura	147
Tablas para diseño en flexión	149
Secciones rectangulares doblemente reforzadas:	
Generalidades	153
Ecuaciones para el diseño	153
Ejemplo de diseño de viga doblemente reforzada	157
Comentarios sobre la fluencia del acero en compresión	159
Verificación de una sección doblemente reforzada	160
Secciones T:	
Generalidades	165
Diseño de vigas T	166
Ejemplo de diseño de una viga T (Aligerados)	169
Ejemplo de diseño de una viga T	172
Diseño de vigas y losas continuas:	
Redistribución de momentos	175
Corte o doblado del refuerzo longitudinal en un elemento sometido a flexión	177
Recomendaciones prácticas para un diseño ordenado y económico	181
Disposiciones adicionales de la Norma Peruana para elementos sismoresistentes sometidos a flexión	184
Ejemplo de diseño de una viga continua	185
Condiciones de servicios para elementos en flexión:	
Generalidades	190
Deflexiones	190
Cálculo de inercias	192
Cálculo de la deflexión instantánea	195
Cálculo de la deflexión diferida	196
Ejemplo de Cálculo de la deflexión de una viga	197
Fisuración por flexión	203
CAPITULO IX DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION	207
Elementos en flexocompresión:	
Generalidades	207
Diseño en flexocompresión uniaxial:	
Diagrama de interacción	208
Límites en el diagrama de interacción para efectos de diseño	212
Determinación del centro plástico de la sección	213
Uso de ábacos con diagramas de interacción	215
Refuerzo mínimo y máximo para columnas	217

Diseño en flexocompresión biaxial:	
Problemas del diseño de columnas considerando flexión biaxial	219
Estudio de una sección sometida a compresión y flexión biaxial	220
Diseño biaxial según la Norma Peruana	221
Esbeltez de columnas:	
Problemas de esbeltez en columnas	222
Esbeltez en columnas con o sin desplazamiento lateral	222
Factores que influyen en la magnitud de los momentos de segundo orden	225
Enfoque del problema de esbeltez según la Norma Peruana	226
Diseño de columnas:	
Generalidades	234
Disposiciones especiales para elementos sismorresistentes	235
Recomendaciones para el diseño de columnas en edificaciones	238
Ejemplo de diseño de una columna	243
CAPITULO X DISEÑO POR CORTANTE Y TORSION	249
Miembros sometidos a cortante:	
Generalidades	249
Comportamiento de vigas sometidas a cortante	249
Diseño por cortante:	
Generalidades	251
Contribución del concreto en la resistencia al corte	253
Contribución del refuerzo en la resistencia al corte	254
Requisitos especiales para elementos sismorresistentes	256
Ejemplo de diseño de una viga por cortante	261
Ejemplo de diseño de una columna por cortante	269
Torsión en vigas:	
Generalidades	272
Diseño de elementos sometidos a torsión	275
CAPITULO XI DISEÑO DE MUROS	279
Tipos de muros:	
Generalidades	279
Muros de carga:	
Diseño de muros de carga	281
Muros de cortante:	
Generalidades	283
Comportamiento de muros de cortante	284
Requerimientos de diseño según la Norma Peruana	287
Ejemplo de diseño de muro de cortante	294
Vigas entre muros de cortante	300

Composición
Diagramación
e Impresión

PRINCELINSS E.I.R.L.
Jr. Michel Fort 199 Urb. Ingeniería
Lima 31 - Perú