

300615

7
2y



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
SECRETARIA DE SERVICIOS ESCOLARES
Oficio No. 60-1-3

JEFE DEL DEPARTAMENTO DE EXAMENES
DE LA D.G.I.R.E., UNAM,
Presente.

Comunico a usted que el trabajo escrito presentado por la Srta. HURTADO FERRER MARIA ANGELICA de la UNIVERSIDAD LA SALLE para optar por el título de INGENIERO CIVIL denominado: "DAÑOS SISMICOS EN EDIFICIOS CON ESTRUCTURA DE CONCRETO. DETECCION, PREVENCIÓN Y REPARACION"


SI reúne los requisitos Reglamentarios y Académicos por lo que SI se acepta. (añotar con letra si o no)

Al mismo tiempo le informo que en el caso de ser aprobado el Trabajo Escrito, acepto y me comprometo a representar a esta Universidad en el Examen Profesional correspondiente de acuerdo al Artículo 28 y 29 del Reglamento General de Exámenes de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Vo.Bo. DEL SECRETARIO DE
SERVICIOS ESCOLARES

M.I. José Miguel Martínez Alcaráz

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, D.F., 21 enero de 1991


FERNANDO MONROY MIRANDA
NOMBRE DEL PROFESOR SINDICAL
Tel. en el plantel: 550-9215 ext. 3733
Ubicación en el plantel: FACULTAD DE
INGENIERIA. U.N.A.M.

JMA/ cas⁴

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INTRODUCCION.**CAPITULO I. CARACTERISTICAS DE LOS EDIFICIOS CON ESTRUCTURA DE CONCRETO QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA SISMICA.**

- I.1 Generalidades
- I.2 Factores que definen la respuesta a sismos.
- I.3 Características generales deseables
- I.4 Elección de materiales de construcción.
- I.5 Efecto de los elementos no estructurales
- I.6 Cimentación

CAPITULO II. CARACTERISTICAS DEL SUELO QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA SISMICA.

- II.1 Generalidades
- II.2 Características geológicas que definen la respuesta del sitio.
- II.3 Condiciones que determinan el comportamiento dinámico del suelo.
- II.4 Efectos de las condiciones del suelo sobre la estructura.

CAPITULO III. CLASIFICACION DE DANOS SISMICOS.

- III.1 Generalidades
- III.2 Causas de daños sísmicos
- III.3 Efectos de los daños sísmicos

CAPITULO IV. PREVENCIÓN DE DANOS SISMICOS.

- IV.1 Prevención de daños sísmicos en elementos estructurales. Generalidades,
- IV.2 Vigas
- IV.3 Columnas
- IV.4 Columnas zunchadas
- IV.5 Losas planas
- IV.6 Losas perimetralmente apoyadas
- IV.7 Losas encasetonadas
- IV.8 Uniones viga-columna
- IV.9 Prevención de daños sísmicos en elementos no estructurales. Generalidades.

CAPITULO V. REPARACION DE DANOS SISMICOS

- V.1 Generalidades
- V.2 Apuntalamiento vertical
- V.3 Apuntalamiento horizontal
- V.4 Evaluación de daños
- V.5 Evaluación de la estructura
- V.6 Reestructuración

V.7 Restauración y refuerzo de elementos estructurales

V.8 Restauración y refuerzo de elementos no estructurales.

- Conclusiones

- Referencias

- Figuras

I N T R O D U C C I O N

La Sismología es la ciencia que se dedica al estudio de los fenómenos telúricos, y cuyo vasto campo de estudio e investigación encuentra su aplicación práctica en la Ingeniería Sísmica.

Esta rama de la Ingeniería Civil, tiene gran trascendencia social, ya que tiene como finalidad el crear estructuras óptimas que permitan evitar la pérdida de vidas humanas y reducir hasta donde sea posible las pérdidas y daños materiales de los edificios construídos.

La importancia histórica, social o financiera de algunas estructuras, será lo que determine su necesidad de mayor o menor resistencia sísmica.

La elección de un nivel aceptable de riesgo sísmico es un problema bastante complejo, ya que si se pretendiera crear estructuras que resistan el sismo más severo posible, éstas no serían costeables. Debido a ésto, es preferible aceptar la posibilidad de daño, teniendo como base el hecho de que es menos caro reparar las estructuras afectadas por un sismo de gran intensidad, que construirlas con la resistencia suficiente para evitar daños.

El objetivo principal de esta tesis consiste en proporcionar una guía práctica para Ingenieros Civiles, Arquitectos o personas relacionadas con la construcción, que permita detectar los daños sufridos por una estructura durante un sismo, analizar sus posibles causas y sugerir métodos cualitativos generales de reparación, así como algunas alternativas a seguir para en un futuro prevenir -hasta donde las posibilidades lo permitan- daños en elementos estructurales y no estructurales, tanto en edificaciones nuevas como en las existentes.

Se hace también un estudio de los requisitos que una estructura debe cumplir para que su comportamiento sísmico sea el adecuado; de la influencia que el la geología y la topografía local ejercen sobre ella, especialmente durante la acción de un sismo y de lo importante de la observancia de lo especificado en los reglamentos y de un adecuado control de calidad de la construcción.

Este trabajo comprende únicamente el estudio de edificios con estructura de concreto desplantados en la ciudad de México, e incluye exclusivamente la superestructura, por considerarse la cimentación objeto de un estudio aparte.

CAPITULO I.- CARACTERISTICAS DE LOS EDIFICIOS CON
ESTRUCTURA DE CONCRETO QUE INFLUYEN EN LA
RESPUESTA SISMICA.

I.1 GENERALIDADES. El objetivo principal del diseño antisísmico es crear estructuras óptimas; es decir, tomando en consideración el riesgo sísmico existente en la región, diseñar estructuras que sean capaces de soportar temblores con un mínimo de daños y cuya reparación sea lo más económica posible.

Para lograr ésto, el Ingeniero deberá tener una idea clara acerca de los efectos que la acción de un sismo puede tener sobre la estructura, así como de los factores que determinan la respuesta sísmica de la misma, y a partir de ello poder escoger las características que den lugar a la respuesta deseada.

I.2 FACTORES QUE DEFINEN LA RESPUESTA A SISMOS. El comportamiento de un sistema estructural no sólo depende de la excitación, es decir de cómo sea el sismo, sino que también hay algunas características de la estructura que influyen de una manera decisiva, como son las siguientes:

- a) Periodo natural de vibración.
- b) Amortiguamiento viscoso
- c) Curvas carga-deformación inelástica (Ref.2)

1.2.a) PERIODO NATURAL DE VIBRACION. El periodo natural de vibración es el tiempo que tarda un sistema en dar una oscilación completa. Este no puede ser calculado si antes no se tiene aunque sea un diseño preliminar de la estructura, debido a que se necesitan ciertos datos generales del edificio tales como: número de pisos, altura total del mismo, tamaño de la planta, si el edificio está estructurado a base de marcos, muros o marcos contraventeados, etc. (Ref. 4).

Es fundamental que el periodo natural del edificio se parezca lo menos posible al de la excitación, para evitar el fenómeno de resonancia.

Existen fórmulas sencillas para el cálculo aproximado del periodo natural de edificios.

Para toda clase de edificios:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i X_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i X_i^2}} \quad (\text{Ref. 4})$$

Donde: W= Peso del nivel "i". X= Desplazamiento lateral del piso "i" ocasionado por la fuerza sísmica f_i .

g= Aceleración de la gravedad. f_i =Fuerza sísmica que obra sobre el nivel i.

1.2.b) AMORTIGUAMIENTO VISCOSO. Es aquella fuerza que se opone a que un sistema estructural oscile indefinidamente, y que se ve afectada por la velocidad del movimiento. Esta característica por lo general es

expresada como una fracción del amortiguamiento crítico.
(Ref. 2).

El amortiguamiento varía de acuerdo a la naturaleza del suelo, a la geometría de la estructura, a los materiales empleados y a la naturaleza de la excitación, y existe una estrecha relación entre las características de amortiguamiento del suelo y el amortiguamiento de conjunto de la estructura (Ref. 1).

Los espectros de diseño que estipula el Reglamento del Distrito Federal, consideran un amortiguamiento del 5% del crítico y aconseja que sea respetado (Ref. 2); para algunas estructuras como las torres de tipo tubular aconseja incrementar las fuerzas calculadas, multiplicándolas por un factor que se obtiene de la siguiente forma:

$$F = (0.05 / \xi)^{0.4} \quad (\text{Ref. 2})$$

Donde: ξ = Fracción de amortiguamiento crítico.

I.2.C) CURVAS CARGA-DEFORMACION INELASTICA.

Es fundamental analizar las características de las curvas carga-deformación inelástica de una estructura cuando ésta es sometida a cargas alternadas, debido a que como las acciones de un sismo son de este tipo, nos permitirá tener una idea clara de cuál será su comportamiento.

La curva carga-deformación de una estructura depende de las curvas carga-deformación de los

materiales que la componen y de la geometría de ella misma. Estas curvas incluyen tres aspectos principales que son determinantes del comportamiento de una estructura ante cargas alternadas y que pueden verse afectados por ellas: rigidez, resistencia y ductilidad (Ref. 2).

La rigidez es la oposición al desplazamiento, y es determinante de las propiedades dinámicas de una estructura y por ende de las fuerzas sísmicas que actúan sobre la misma. Cuando a una estructura le son aplicadas cargas alternantes, pueden presentarse casos de deterioro de rigidez; esto caracteriza a los sistemas estructurales que presentan falla frágil (Ref. 2).

La resistencia que como ya sabemos es la capacidad de soportar cargas, también puede verse afectada por los ciclos de cargas alternantes. Cuando el límite elástico es excedido, no siempre se alcanza la resistencia inicial, y en caso de alcanzarse, puede ser para deformaciones excesivas (Ref. 2).

Una estructura puede considerarse dúctil si tiene la capacidad de soportar grandes deformaciones inelásticas bajo carga constante sin presentar una disminución de resistencia. (Ref. 2). La ductilidad en secciones de concreto reforzado depende principalmente del contenido de acero longitudinal tanto de tensión como de compresión, del contenido de acero de refuerzo transversal, de la limitación del pandeo de varillas, de

las resistencias del concreto, del acero y de la magnitud de la carga axial (Ref. 4).

La ductilidad también se define como la relación de la deformación a la falla entre la deformación en el punto de fluencia, o sea:

$$\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad (\text{Ref. 1})$$

Donde: ϵ_u = Deformación a la falla

ϵ_y = Deformación en el punto de fluencia.

Esta última cualidad es vital en una estructura, debido a que aunque la rigidez y la resistencia de la misma se vean afectadas durante un sismo severo, si el sistema estructural tiene la capacidad de deformarse más allá del límite elástico, no se presentará un colapso repentino, lo que permitirá desalojar el edificio.

I.3 CARACTERISTICAS GENERALES DESEABLES. Las características generales de un edificio pueden influir en forma decisiva en cuanto a su comportamiento sísmico; es por ello de gran trascendencia que se ponga especial cuidado a la hora de determinar su forma y estructuración. Existen algunos aspectos generales que deben observarse para que el comportamiento de una estructura sea el esperado

I.3.1 POCO PESO. Como sabemos que la fuerza es proporcional a la masa y consecuentemente al peso del edificio, es importante que tanto los elementos estructurales como los no estructurales pesen lo menos posible, ya que a mayor peso, mayor sería la fuerza sísmica (Ref. 2).

I.3.2 SENCILLEZ, SIMETRIA Y REGULARIDAD EN PLANTA.

a) SENCILLEZ. Es de gran importancia el hecho de que la estructura sea sencilla, debido a que nos ayudará a entender mejor su comportamiento ante un sismo, y facilita la preparación y elaboración de detalles estructurales (Ref. 2).

b) SIMETRIA Y REGULARIDAD. El no tener una estructura regular ocasiona una falta de simetría de masas, resistencias o rigideces que produce efectos torsionantes que no son fáciles de evaluar con exactitud. Es muy importante considerar la simetría en ambas direcciones en planta, debido a que los efectos torsionantes de la asimetría pueden resultar muy nocivos (Refs. 1, 2).

No es conveniente concentrar los elementos más rígidos en la parte central de la planta exclusivamente; es preferible reforzarlo con algunos elementos rígidos en la periferia, debido a que esto ayudará a resistir mejor la torsión (Ref. 2).

En otros casos, cuando se tienen elementos muy rígidos en el exterior de los edificios como lo son torres de acceso, cubos de escaleras o elevadores, esto ocasiona que los centros de masa y rigidez no sean coincidentes, produciéndose efectos de torsión muy considerables (Ref. 2)

c) PLANTAS POCO ALARGADAS. Debe evitarse tener plantas muy alargadas, ya que si esto sucede, mayor será la posibilidad de que existan movimientos diferenciales en los extremos del edificio durante la acción de un sismo, lo cual puede ocasionar efectos muy perjudiciales para la estructura (Refs. 1, 2).

Quando por razón del diseño arquitectónico una planta muy alargada sea necesaria, el edificio deberá seccionarse en tantas partes como sea conveniente y unir las mediante juntas constructivas. Estas juntas deberán detallarse en forma adecuada para evitar que las secciones del edificio se golpeen entre sí (Refs. 1, 2).

d) EVITAR ENTRANTES O SALIENTES PRONUNCIADAS. No es conveniente la presencia de ángulos remetidos como los que se presentan en las plantas de forma "T", "L", "H", "U", o "C", ya que en dichos ángulos se concentran esfuerzos y torsiones difíciles de evaluar, a menos de que se efectúen análisis dinámicos muy complicados (Refs. 1, 2).

Como en el caso anterior, si éstas formas son requeridas y el diseño arquitectónico no puede ser

cambiado, la planta debe ser dividida en secciones y unirse éstas con juntas constructivas como ya se mencionó.

I.3.3 SENCILLEZ, SIMETRIA Y REGULARIDAD EN ELEVACION.

a) EVITAR CAMBIOS BRUSCOS EN LA GEOMETRIA Y DIMENSIONES DEL EDIFICIO. Cuando existen cambios bruscos en la elevación, se corre el riesgo de que se produzca el fenómeno de chicoteo que resulta muy perjudicial para la estructura, u otros efectos que no pueden predecirse por medio de análisis estáticos (Ref. 2).

b) EVITAR ESTRUCTURAS MUY ESBELTAS. La esbeltez de un edificio debe estar limitada por el valor de la relación altura/ancho de la base, el cual no debe ser mayor de 3 ó 4. Esto se debe principalmente a que cuando tenemos un edificio demasiado esbelto, se producen fuerzas de compresión y momentos de volteo muy grandes en las columnas exteriores, además de que los desplazamientos horizontales de estos edificios son excesivos (Ref. 1).

c) EVITAR CAMBIOS BRUSCOS EN LA DISTRIBUCION DE MASAS, RIGIDECES Y RESISTENCIAS. El motivo principal de este requisito es evitar que se generen altas concentraciones de esfuerzos en algunos pisos del edificio que pudieran considerarse menos resistentes que los demás. En ocasiones en estos pisos pueden producirse

desplazamientos laterales grandes que resultarían muy dafinos para la estructura en general, llegando inclusive a la falla (Ref. 2).

1.3.4 UNIFORMIDAD EN LA DISTRIBUCION DE RESISTENCIA, RIGIDEZ Y DUCTILIDAD. Para lograr dicho objetivo, existen algunas reglas que de seguirse, las posibilidades de que la estructura se comporte de la manera esperada durante un sismo, serán mayores. Estas reglas son:

1.- Que las columnas y muros estén uniformemente distribuidos y sean continuos y sin rematamientos desde la cimentación hasta el techo, debido a que cuando hay cambios bruscos en la rigidez lateral de un edificio ocasionados por su altura, es difícil hacer el detallado de la misma adecuadamente, además de que su comportamiento no puede predecirse con facilidad aún con análisis muy complicados y costosos (Refs. 1, 2).

Por otra parte, el hecho de que una estructura sea lo más continua posible, propiciará la formación de mayor número de articulaciones plásticas que proporcionarán una mayor absorción de energía (Ref. 1).

2.- Que las dimensiones de los claros entre columnas sean semejantes. Es primordial seguir esta recomendación, ya que cuando las dimensiones de los claros varían mucho en un mismo marco, se generan

momentos flexionantes y fuerzas cortantes muy grandes en las traveses que conforman claros pequeños (Ref. 4).

3.- Que las traveses y columnas se encuentren en el mismo plano y tengan dimensiones semejantes, con el objeto de que la transmisión de momentos y fuerzas sea adecuada y el detallado de las uniones entre dichos elementos sea más sencillo y apropiado (Refs. 1, 2).

4.- Que ningún elemento estructural importante cambie repentinamente de dimensiones ni de refuerzo (Ref. 1, 2).

1.3.5 HIPERESTATICIDAD Y LINEAS ESCALONADAS DE DEFENSA ESTRUCTURAL. Esta cualidad es deseable, debido a que mientras más hiperestática sea una estructura, se formarán en ella mayor número de articulaciones plásticas que absorberán grandes cantidades de energía, lo cual generará un comportamiento adecuado de dicha estructura ante la acción de un sismo. Es decir, mientras más articulaciones plásticas se formen, más se retardará el colapso de la estructura (Refs. 1, 2, 4).

Por ejemplo, si tenemos un edificio a base de marcos de concreto reforzado con elementos frágiles como podrían ser muros de mampostería, es importante que durante un temblor severo, sean éstos los que fallen primero, así como aquellos elementos que se encuentren revestidos de materiales que no sean muy costosos, que sean fáciles de reparar, y cuya falla no represente

peligro para los ocupantes del mismo (Ref. 2).

Posteriormente la falla debe presentarse en las trabes que forman los marcos, y por último en las columnas; de esta forma, como la falla no es repentina, se podrá desalojar el edificio ante la amenaza de un posible colapso (Ref. 2).

Es esencial diseñar la estructura para que la falla se presente primero en las trabes y después en las columnas.

I.3.6 RIGIDEZ QUE CONSIDERE LAS PROPIEDADES DEL SUELO. La rigidez de un edificio debe ser tal que su período natural sea lo más diferente posible al del sismo, debido a que mientras éstos se parezcan más, mayor será el daño que sufra la estructura. (Refs. 1, 5)..

Por lo tanto, si tenemos un suelo cuyo período natural sea largo (terreno blando), la estructura que se desplante en él deberá ser rígida, o sea de período corto, y si se trata de un suelo cuyo período natural sea corto (terreno duro), la estructura deberá ser flexible, es decir, de período largo para evitar el fenómeno de resonancia.

I.4 ELECCION DE MATERIALES DE CONSTRUCCION. La elección de los materiales de construcción adquiere mucha importancia, tanto porque de ello puede depender

en gran parte la forma de la estructura, como porque deben contar con ciertas propiedades para tener un comportamiento sísmico adecuado.

Estas propiedades van teniendo más trascendencia a medida que la estructura es más grande, y son las siguientes:

- a) Alta ductilidad
- b) Alta relación resistencia/peso
- c) Homogeneidad
- d) Ortotropía
- e) Facilidad de conexiones de gran resistencia.

En la tabla I.1, se especifican las aplicaciones de distintos materiales de construcción, en diferentes tipos de edificios. El orden de importancia de estos materiales variará de acuerdo a la calidad de los materiales disponibles en el lugar, al tipo de estructura, etc.; lo que sí es indispensable, es que el diseño sea el correcto y el detallado adecuado.

1.5 EFECTO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES. Cuando se considera la forma de una estructura, debe ponerse especial atención en aquellos elementos que, sin aportar ninguna contribución al soporte de las cargas que actúan sobre el edificio, forman parte de él: los elementos no estructurales.

Dentro de esta clasificación pueden

considerarse todos aquellos elementos que afectan las deformaciones de una estructura durante un sismo, y que pueden generar un cambio en la respuesta de la misma, como pueden ser: recubrimientos, paredes perimetrales y divisiones interiores (Ref. 1, 4).

Estos elementos no afectan tanto al comportamiento de la estructura cuando están contruidos con materiales flexibles y de bajo peso, pero cuando por diversas razones tienen que construirse con materiales rígidos -concreto, bloques, ladrillos, etc.-, tanto el comportamiento como la seguridad de la estructura pueden variar en forma considerable (Ref. 1).

En ocasiones durante un temblor, estos elementos actúan como muros de cortante reduciendo el periodo natural de la estructura y modificando la entrada sísmica esperada; también se produce una redistribución de la rigidez lateral así como de esfuerzos (Ref. 1).

Por otra parte, los elementos no estructurales pueden ocasionar una falla prematura de la estructura por cortante o golpeteo, y por este motivo sufrir ellas mismas daños excesivos cuya reparación puede ser costosa. Todos estos efectos se agravarán aún más, si los elementos no estructurales están distribuidos en forma asimétrica ya sea en planta o en elevación.

Para evitar lo más posible estos efectos nocivos, se cuenta con dos opciones:

10.- Incluir estos elementos de cortante

tomando en cuenta la rigidez y resistencia que pudieran aportar y detallarse adecuadamente -con lo cual se convertirían en elementos estructurales- (Ref. 1), y

2o.- Aislar dichos elementos no estructurales del resto de la estructura para que no contribuyan a la rigidez al cortante de la misma. Si se opta por esta segunda alternativa, se deberá efectuar el cálculo de desplazamientos de entrepiso, para dejar una holgura adecuada que permita a la estructura moverse con libertad (Ref. 1).

1.6 CIMENTACION. El objetivo de la cimentación es transmitir al suelo las acciones de la superestructura durante un sismo, así como soportar la deformación del suelo que la rodea.

Para que la cimentación tenga un comportamiento sísmico adecuado, es conveniente que cumpla con los siguientes requisitos:

- a) Acción integral
- b) Simetría, regularidad y uniformidad
- c) Tomar en cuenta la naturaleza del suelo (Ref. 2).

1.6.a) ACCION INTEGRAL. Es muy importante que las partes que conforman la cimentación no trabajen aisladas sino en conjunto; por ello es muy recomendable unir sus elementos por medio de trabes para limitar los desplazamientos tanto horizontales como verticales.

Estas trabes estarán diseñadas de tal forma que sean capaces de resistir por lo menos 10% de la carga axial máxima que transmiten las columnas (Ref. 2).

I.6.b) SIMETRIA, REGULARIDAD Y UNIFORMIDAD. Si la cimentación tiene estas características, se espera que tenga un buen comportamiento sísmico por las mismas razones que anteriormente se mencionaron para la superestructura. Si la superestructura cumple con las cualidades de simetría, regularidad y uniformidad, entonces es muy probable que las cargas verticales sean simétricas; que los elementos de volteo no sean excesivos y que la planta de la cimentación no sea muy alargada.

I.6.c) TOMAR EN CUENTA LA NATURALEZA DEL SUELO. La naturaleza del suelo será lo que determine tanto la profundidad como la clase de cimentación que se va a construir.

En zonas sísmicas, es necesario hacer estudios concienzudos acerca de las propiedades del suelo, con la finalidad de conocer de qué forma se transmitirán los cortantes de la base de la estructura al suelo, cuáles serán los momentos de volteo, o las probabilidades que hay de que se presenten asentamientos diferenciales.

Cuando el suelo en el que se va a desplantar la cimentación sea tan blando que sea necesario hacerla a base de pilas o pilotes, es de gran importancia unir

los cabezales de los mismos para que la cimentación actúe en conjunto como ya dijimos (Refs. 2, 4).

Cuando vayan a emplearse pilotes de fricción, es indispensable saber si hay posibilidades de licuación del suelo durante un temblor, como podría ocurrir en los suelos arenosos.

En el diseño de pilotes deben considerarse los desplazamientos que sufre el suelo, los cuales le transmiten al pilote momentos y cortantes además de las cargas axiales que ya soportan; por esta razón, nunca deben emplearse pilas o pilotes que no tengan refuerzo longitudinal. Por otra parte, como existe una tendencia a la formación de articulaciones plásticas en las cabezas de estos elementos, es necesario reforzarlas transversalmente con la finalidad de confinar estas partes (Ref. 4).

CAPITULO II. CARACTERISTICAS DEL SUELO QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA SISMICA

II.1 GENERALIDADES. Las características del suelo, la geología y la topografía local, son determinantes en la respuesta sísmica de un sitio.

A este aspecto no se le brindaba la debida importancia, y fue hasta el sismo de Kanto en 1923 en que la ciudad de Tokio se vio severamente afectada, cuando se empezó a hablar de la relación que existía entre las condiciones del suelo y los daños causados. Posteriormente esto pudo ser comprobado durante el sismo de San Francisco en 1957 (Ref. 5).

II.2 CARACTERISTICAS GEOLOGICAS QUE DEFINEN LA RESPUESTA DEL SITIO. Las características geológicas y locales del suelo que afectan de forma más determinante la respuesta del sitio durante la excitación, son las siguientes:

II.2.1 EXTENSION HORIZONTAL. Los efectos del lecho de roca serán menores sobre la respuesta del sitio a medida que la extensión horizontal de los suelos suaves sobreyacentes aumente (Ref. 1).

II.2.2 PROFUNDIDAD DEL SUELO QUE SE ENCUENTRA SOBRE EL LECHO DE ROCA. La profundidad del suelo que se encuentra sobre el lecho de roca puede afectar de varias formas, siendo la principal el que a

medida que la profundidad aumente, aumenta también el período natural de vibración del suelo. En el caso del Distrito Federal, se tienen condiciones de suelo muy particulares, debido a que parte de él está situado sobre lo que fue el lecho de un lago y se encuentra circundado por colinas hacia el sur y el occidente. (Refs. 5, 8). Debido a esto, en la ciudad de México es la profundidad hasta la primera capa dura la que constituye un factor esencial que permite precisar la forma de vibrar de las cimentaciones de los edificios, y por ende de ellos mismos. En la figura II.1, se muestra un perfil estratigráfico de la ciudad de México (Ref. 8).

El suelo en que se encuentra desplantada una estructura influye en forma vital en el comportamiento sísmico de la misma, así como la estructura en sí puede modificar el comportamiento del estrato de suelo.

El subsuelo de la parte de la ciudad localizada sobre los depósitos del lago, está formado por cinco capas principales:

a) CDSTRA SUPERFICIAL. Este estrato está compuesto por tres capas de materiales naturales que se encuentran cubiertas por un relleno artificial heterogéneo; estas tres capas son:

a.1. Relleno Artificial: Constituido por restos de construcción y relleno arqueológico, y que varía entre 1 y 7 metros de espesor.

a.2. Suelo blando: Depósitos aluviales blandos que tienen intercalados lentes de material edáfico.

a.3. Costra seca: Su formación se debió a que algunas zonas del fondo del lago quedaron expuestas a los rayos del sol al disminuir el nivel del mismo (Ref. 13).

b) SERIE ARCILLOSA LACUSTRE SUPERIOR. Los suelos que se encuentran entre la costra superficial y la capa dura tienen una estratigrafía muy uniforme. Están constituidos por tres estratos principales, los cuales tienen intercalados algunos lentes duros, a los que se les considera estratos secundarios. El espesor de esta capa de arcilla superior puede medir desde 25 metros en algunas partes de la ciudad, hasta 50 metros aproximadamente en otras (Ref. 13). A continuación se describirán en forma breve las características de los estratos principales y secundarios que componen esta capa arcillosa.

b.1. ESTRATOS PRINCIPALES.

b.1.1 ARCILLA PRECONSOLIDADA SUPERFICIAL. En este estrato, los suelos normalmente consolidados que se encuentran debajo de la costra superficial se transformaron en arcillas preconsolidadas debido a un proceso de consolidación originado por los rellenos y las sobrecargas (Ref. 13).

b.1.2 ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA.

Aunque estas arcillas han experimentado un proceso de consolidación a partir de su condición original, se les considera normalmente consolidadas para las condiciones actuales de sobrecarga. Se encuentran por debajo de las arcillas preconsolidadas superficiales y por encima de los suelos preconsolidados debido a bombeo profundo. (Ref. 13).

b.1.3 ARCILLA PRECONSOLIDADA PROFUNDA. Esta capa como ya dijimos, se encuentra por debajo de las arcillas normalmente consolidadas, y su consolidación ha sido ocasionada por el bombeo necesario para abastecer de agua potable a la ciudad (Ref. 13).

b.2 ESTRATOS SECUNDARIOS. Los estratos secundarios son aquellos lentes duros que se encuentran intercalados entre los estratos principales y pueden ser: capas de secado solar, lentes de arena volcánica y lentes de vidrio volcánico (pómez) (Ref. 13).

c) CAPA DURA. Está constituida de limo arenoso que contiene algo de arcilla y grava en algunas ocasiones, y cuya cementación es bastante heterogénea. Esta capa tiene un espesor que varía desde casi imperceptible en la parte central del lago, hasta alcanzar 5 metros aproximadamente en lo que fueron las orillas del mismo. La parte superior de este estrato se encuentra a una profundidad que va desde los 10 metros hasta los 30 metros de la superficie del suelo, dependiendo como ya se dijo, del sitio de que se trate

(Ref. 13).

d) SERIE ARCILLOSA LACUSTRE INFERIOR. Esta capa se forma de una serie de estratos de arcilla que se encuentran interrumpidos por lentes duros, cuya situación es semejante a la de la serie arcillosa superior. Su espesor va desde aproximadamente 15 metros en lo que constituía el centro del lago hasta casi desaparecer en las orillas (Ref. 13).

e) DEPOSITOS PROFUNDOS. Este estrato consta de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. No se tiene un dato exacto acerca de su espesor, pero se sabe que su parte superior que está más endurecida, se encuentra a menos de 20 metros de la superficie en el suroeste de la ciudad, y a más de 58 metros en el oriente de la misma. Por otra parte, algunos estudios realizados han demostrado que debajo de esta capa superior endurecida, se encuentran estratos menos cementados e inclusive arcillas preconsolidadas (Ref. 13).

II.2.3 PENDIENTE DE LOS PLANOS ESTRATIFICADOS. La pendiente de los estratos que se encuentran sobre la roca, afectan la respuesta dinámica del suelo, pero ésta es muy difícil de determinar por medio de análisis matemáticos, en especial cuando se trata de estratos heterogéneos o roca, y en caso de que

podiera hacerse, estos estudios son tan costosos y los resultados obtenidos tan difíciles de interpretar, que por lo general no son usados (Ref. 1).

II.2.4 CAMBIOS HORIZONTALES DEL TIPO DE SUELO. Cuando a lo largo de un mismo sitio se producen cambios del tipo de suelo, ésto puede alterar la respuesta del mismo, y si un edificio se desplanta en tales condiciones, su comportamiento no será fácilmente predecible y su seguridad puede verse disminuída (Ref. 1).

II.2.5 TOPOGRAFIA DEL LECHO DE ROCA Y DE LOS SUELOS SOBROYACIENTES. La topografía del lecho de roca y de los suelos sobroyacientes puede alterar las ondas sísmicas que llegan al sitio, produciéndose fenómenos tales como el de reflexión, refracción, enfoque y difracción (Ref. 1).

En otras ocasiones, las irregularidades topográficas ocultas pueden ser las causantes de comportamientos sísmicos diferentes en sitios cercanos entre sí.

II.2.6 PENDIENTES PRONUNCIADAS DE DEPOSITOS SEDIMENTARIOS. Si el fenómeno de licuación se presenta sobre una masa de suelo inclinada o debajo de la misma, ésto provocará un desplazamiento lateral de toda la masa de terreno. Dichos casos pueden presentarse en

materiales poco cohesivos sueltos y saturados. (Ref. 14).

Para darnos una idea de la posible magnitud de dichos desplazamientos, mencionaremos que el más grande que se ha registrado ocurrió en Gansu, provincia de China durante un terremoto en 1920, en el cual parte de una carretera se desplazó una milla de su localización original. El tipo de terreno en cuestión, era un depósito granular de loess suelto (Ref. 14).

En otros casos, debajo de estratos firmes de terreno se localizan capas delgadas de arena y aluvión sueltos saturados, cuya disposición es prácticamente horizontal. Si en tales capas se presenta el fenómeno de licuación debido a las vibraciones sísmicas, es posible que cuando la masa sobreyacente tiene cierto talud, ésta se deslice lateralmente a lo largo de las capas mencionadas (Ref. 14).

Cuando esto sucede, mientras la masa se desliza, una porción de suelo localizada en su extremo trasero, se hunde en el espacio que ha dejado vacío dicha masa de suelo al desplazarse, formándose una zona de depresión, como se muestra en la figura II.2 (Ref. 14).

Las estructuras que se encuentran desplantadas sobre la masa deslizante principal, se desplazan generalmente sin sufrir daños muy cuantiosos; pero los edificios que se encuentran en la zona de depresión, se

ven sometidos a asentamientos diferenciales de tal magnitud, que frecuentemente se destruyen por completo (Ref. 14).

Cabe también mencionar que los desplazamientos de tierra significativos durante un movimiento sísmico no sólo se presentan en suelos arenosos o poco cohesivos, sino que pueden generarse debido a fallas en los depósitos arcillosos. Sin embargo, en muchas ocasiones los depósitos de arcillas suaves contienen lentes de arena, y la licuación de dichos lentes puede contribuir de manera determinante al desarrollo de corrimientos de tierra (Ref. 14).

II.2.7 CONTENIDO DE AGUA. La presencia de agua influye de manera decisiva en la respuesta sísmica del sitio, tanto porque pueden presentarse deslizamientos como en los casos mencionados con anterioridad, como porque puede ocurrir licuación aún si el terreno es plano pero está constituido por gravas o arenas saturadas (Ref. 1).

II.2.8 TIPOS DE SUELO. Este es definitivamente un factor esencial en la respuesta del sitio ante un temblor, debido a que dependiendo del tipo de suelo con que estemos tratando, variarán sus propiedades mecánicas (Ref. 1).

En el caso de la ciudad de México, existen tres zonas geotécnicas principales, dependiendo del tipo de suelo: depósitos del lago, depósitos de transición y

depósitos de lomas (Ref. 13).

a) DEPOSITOS DEL LAGO. La estratigrafía de los depósitos del lago se encuentra descrita en el inciso II.2.2 de este capítulo, y como ya dijimos, este tipo de suelo puede presentar amplificaciones de las ondas sísmicas, y como su periodo natural de vibración es largo, propiciar daños a aquellas estructuras que se encuentren desplantadas sobre él.

b) DEPOSITOS DE TRANSICION. Los depósitos del lago van modificándose a medida que se aproximan al pie de las lomas, constituyendo una faja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle; éstos son los depósitos de transición, que a su vez se dividen de acuerdo a los materiales que los componen, en: transición interestratificada y transición abrupta (Ref. 13).

b.1. Transición Interestratificada. En la transición interestratificada entre las arcillas del lago se van intercalando capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales, y en algunas ocasiones, importantes depósitos de gravas y boleos. Ver figura II.3 (Ref. 13).

Es conveniente subdividir a su vez esta transición interestratificada, en función del espesor de los suelos blandos y de su cercanía a las lomas, en dos zonas: de transición alta y de transición baja.

b.1.1. Transición Alta. Esta zona es aquella

que se encuentra más cercana a las lomas. Su estratigrafía es irregular debido a los depósitos aluviales cruzados, cuya disposición depende de su proximidad a antiguas barrancas. Debajo de estos materiales existen capas de arcillas que sobreyacen a los depósitos propios de las lomas. Su comportamiento sísmico es semejante al de ellas, es decir, de períodos cortos, que afectaría principalmente a aquellas estructuras rígidas de período semejante (Ref. 13).

b.1.2. Transición Baja. Es la formada por la zona próxima a la zona del lago, en la cual la serie arcillosa superior tiene mezclados estratos limoarenosos de origen aluvial que se depositaron durante las regresiones de lo que fuera el lago. Este proceso generó una estratigrafía muy compleja, en la que se presentan variaciones significativas de los espesores y propiedades de los materiales en distancias cortas, dependiente del sitio. Debido a lo anterior, la estratigrafía de la parte superior de esta transición es comparable con la de algunas partes de la zona del lago (Ref. 13). Como consecuencia, su comportamiento sísmico también será similar al de dicha zona, como se describe en el inciso a) de esta sección.

b.2. Transición Abrupta. La transición abrupta se llama así, porque prácticamente no hay depósitos fluviales al pie de los cerros, lo que significa que las arcillas del lago están en contacto

directo con la roca. En algunas ocasiones en estas zonas pueden presentarse amplificaciones de las ondas sísmicas por su cercanía al lecho de roca como se describe en el inciso II.2.6 de este capítulo (Fig. II.4) (Ref. 13).

c) DEPOSITOS DE LOMAS. La zona de lomas está compuesta por las serranías que limitan a la cuenca del lago por el norte y el poniente, así como por los derrames del Xitle al SSW. En la composición de las lomas se encuentran los siguientes elementos litológicos, producto de grandes erupciones: horizontes de cenizas volcánicas, capas de erupciones pumíticas, lahares, avalanchas ardientes, depósitos glaciales, depósitos fluvioglaciales, depósitos fluviales y suelos. La compactación y cimentación de estos materiales es irregular (Ref. 13).

II.3. CONDICIONES QUE DETERMINAN EL COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUELO. Además de las características que acabamos de mencionar, existen otros factores que afectan el comportamiento sísmico del suelo; entre los más importantes podemos mencionar (Ref. 1):

- 1.- Asentamientos de arenas secas.
- 2.- Parámetros de respuesta dinámica
 - a) Módulo de cortante
 - b) Amortiguamiento
 - c) Período fundamental del suelo

3.- Licuación de suelos no cohesivos saturados

II.3.1 ASENTAMIENTOS DE ARENAS SECAS. Los suelos granulares secos pueden compactarse por vibración; como ésto es básicamente lo que sucede durante un sismo, dicha compactación puede causar asentamientos. Los problemas no son tan graves cuando el asentamiento ocurre uniformemente, sino cuando se producen asentamientos diferenciales, los cuales pueden ocasionar efectos muy nocivos para cualquier estructura.

Los factores que contribuyen principalmente al grado de compactación que un suelo granular puede alcanzar durante un sismo son: la densidad relativa del suelo, su relación de vacíos y la magnitud y duración de la excitación (Ref. 1), pero a pesar de los estudios realizados, no se ha podido lograr todavía un método completamente confiable que permita predecir los asentamientos.

II.3.2 PARAMETROS DE RESPUESTA DINAMICA. A continuación describiremos los parámetros que tienen mayor influencia en la respuesta dinámica del sitio.

MODULO DE CORTANTE. Una de las formas en las que se puede determinar el módulo de cortante para deformaciones unitarias pequeñas, es a partir de la curva esfuerzo-deformación unitaria, y se considera como el valor promedio de la pendiente de la misma. Cuando se trata de deformaciones unitarias grandes, el módulo de

cortante será dependiente de la magnitud de la deformación por cortante (Ref. 1)

Para calcular el módulo de cortante a partir de pruebas de campo, se toma en consideración la velocidad de las ondas de cortante, empleando la siguiente fórmula:

$$G = \rho V_s^2 \quad (\text{Ref. 1})$$

Donde: G= Módulo de cortante

ρ = Densidad de masa del suelo

V_s = Velocidad de las ondas de cortante

b) AMORTIGUAMIENTO. Existen dos clases diferentes de amortiguamiento asociados con el suelo: amortiguamiento del material y amortiguamiento por radiación.

b.1) Amortiguamiento del material. (Amortiguamiento interno). Se le considera una medida de la pérdida de energía de vibración del suelo, y sucede cuando éste es atravesado por una onda de vibración. Como ya mencionamos en el caso de las estructuras, el amortiguamiento se expresa como una fracción del amortiguamiento crítico (Ref. 1)

Mediante pruebas de laboratorio se han logrado obtener algunos valores promedio de amortiguamiento de material, como se muestra en la tabla II.1 (Ref. 1)

Amortiguamiento por radiación. Es la cantidad de energía de vibración de la estructura que se disipa por medio de ondas radiales que se alejan de la

cimentación (Ref. 1)

PERIODO FUNDAMENTAL DEL SUELO. El periodo fundamental del suelo es una característica definitiva en la respuesta del mismo, y por ende de la estructura, ya que como mencionamos con anterioridad, mientras más parecido sea el periodo natural del suelo con respecto al de la estructura, mayores serán los daños que esta última sufra.

Conforme la rigidez del suelo decrece, la aceleración máxima se presenta en periodos más largos, y serán las estructuras más flexibles las que sufran mayores daños; y por otra parte, mientras más rígido sea un suelo, su aceleración máxima se presentará en periodos relativamente cortos, y afectará más a las estructuras rígidas (Ref. 5).

La rigidez de un perfil de suelos depende del espesor de los mismos, de la consistencia si se trata de suelos finos y de la compacidad si se refiere a suelos gruesos (Ref. 5).

II.3.3 LICUACION DE SUELOS NO COHESIVOS SATURADOS. Como ya mencionamos, los suelos granulares que se encuentran sometidos a una carga sísmica sufren compactación, lo cual origina un aumento en la presión de poro, y esto a su vez una disminución brusca de la resistencia del suelo al cortante; a esto se le conoce como licuación inicial (Refs. 4, 5). En este punto, las

deformaciones provocadas por la carga cíclica son pequeñas, pero si se someten a un par de ciclos más, las deformaciones unitarias aumentan súbitamente, lo que indica que el suelo tiene ahora las características de un líquido, presentándose el fenómeno de licuación propiamente dicho (Ref. 4).

Tras muchos estudios realizados, se ha llegado a la conclusión de que existen algunos factores que propician la licuación, dichos factores son:

a) Tipo de suelo. Existen algunos tipos de suelos con mayores posibilidades de presentar licuación que otros; en este caso se encuentran los suelos granulares finos y saturados y las arenas depositadas hidráulicamente, debido a su uniformidad (Ref. 5).

b) Compacidad relativa. A mayor compacidad relativa, las posibilidades de licuación disminuyen (Ref. 5).

c) Esfuerzo confinante inicial. Los estudios de laboratorio han demostrado que a medida que el esfuerzo confinante es mayor, decrecen las posibilidades de que ocurra licuación, ya que partiendo de una relación de vacíos inicial, al aumentar el esfuerzo confinante, el cortante necesario para que la licuación se inicie tendrá que ser aun mayor (Ref. 5).

d) Magnitud del esfuerzo repetido. Las investigaciones tanto de campo como de laboratorio que se han efectuado al respecto, han permitido comprobar que las probabilidades de ocurrencia de licuación son

mayores mientras mayor es la magnitud del esfuerzo repetido (Ref. 5).

e) Número de ciclos de esfuerzo. A medida que aumenta el número de ciclos de esfuerzo, las posibilidades de que se presente una licuación del suelo aumentan también.

Aún cuando ya dijimos que los estudios e investigaciones acerca de la licuación han permitido determinar los factores que pueden influir en la ocurrencia de esta última, no se ha alcanzado todavía un criterio completamente satisfactorio para predecir el potencial de licuación que un suelo pudiera presentar.

II.4 EFECTOS DE LAS CONDICIONES DE SUELO SOBRE LA ESTRUCTURA. El comportamiento de una estructura puede verse afectado por las condiciones del suelo en tres maneras principales:

II.4.1 AMPLIFICACION DEL SUELO. Las ondas sísmicas pueden alterarse a su paso a través de los estratos de suelo mientras viajan desde la roca hasta la cimentación. A este respecto también podemos mencionar que dada la topografía del Valle de México y que la ciudad tiene mantos de terreno muy compresible por estar construida sobre el lecho de un antiguo lago, durante los sismos ocurren amplificaciones locales del movimiento del terreno de gran importancia, ante sismos de periodo largo (Ref. 12).

Por este motivo los sismos en el Valle de México difieren mucho de aquellos que tienen lugar en las zonas de alto riesgo sísmico. En las partes de la ciudad cuyo terreno es muy blando, las ondas sísmicas de baja frecuencia se filtran debido a la distancia tan grande que existe hasta el epicentro (Ref. 12); es por esto que en esta clase de terrenos los desplazamientos laterales son muy considerables.

Con todo lo anterior podemos apreciar que el riesgo sísmico es mayor en aquellas zonas que tienen estratos de terreno blando de gran espesor, en comparación con las que cuentan con terreno firme.

Si la base de una estructura se encuentra empotrada, su comportamiento dinámico puede verse afectado por las características de movimiento de los estratos de suelo que se encuentran entre la estructura y la roca, y por ende los períodos y modos de vibrar de esta última también sufren alteraciones (Ref. 1).

Cuando una estructura se encuentra apoyada de manera flexible, parte de su energía de vibración se disipa tanto por amortiguamiento del material que compone el suelo, como por amortiguamiento por radiación (Ref. 1). Esto reduce la respuesta de la estructura, debido a que las deformaciones que tiene que sufrir para disipar la energía sísmica, son menores que si no existiera la interacción con el suelo.

CAPITULO III

CLASIFICACION DE DAÑOS SISMICOS

CAUSAS

- Sismos anteriores
- Efectos P- Δ
- Asentamientos diferenciales
- Cambio de uso
- Choques.
- Efectos de los muros de relleno de mampostería

EFFECTOS

- Daño Gral. de la Estructura
 - Colapso total
 - Volteo
- Daño en elementos estructurales:
 - Columnas
 - Trabes
 - Pisos superiores e intermedios
 - Losas
- Daño en elementos no estructurales
 - Cubos de escaleras y elevadores
 - Pifones
 - Apendices en azoteas
 - Equipo eléctrico y conexiones de agua

CAPÍTULO III. CLASIFICACION DE DAÑOS SISMICOS.

III.1 GENERALIDADES. Esta clasificación de daños sísmicos se efectuará para mayor facilidad, atendiendo a las causas y efectos de los mismos.

Los daños que se mencionarán a continuación, son daños generales que pueden presentarse o se han presentado en edificios con estructura de concreto; para esto, se han empleado datos obtenidos de informaciones existentes de sismos pasados y de manera especial de los sismos de septiembre de 1985, ya que al haber sido sismos de intensidad excepcional, ocasionaron un gran número de fallas en edificios, cuyas causas y efectos tratarán de analizarse de manera breve en este capítulo..

III.2 CAUSAS.

III.2.1 DAÑOS POR SISMOS ANTERIORES. Algunos edificios que presentaron fallas durante los sismos de septiembre de 1985, habían sufrido ya daños en sismos anteriores, y no habían tenido reparación alguna, o no habían sido reparados adecuadamente. En la mayor parte de estos casos, los daños sufridos fueron semejantes a los anteriores, sólo que mucho más severos.

III.2.2 DANOS POR EFECTOS P- DELTA. Se conoce como efecto P - DELTA a los momentos adicionales que actúan sobre un edificio por efectos de las cargas verticales multiplicadas por los desplazamientos laterales (Ref. 8). Esto provoca grandes desplazamientos y problemas de inestabilidad y se cree haya sido la causa de muchos colapsos parciales o totales subsiguientes a los sismos, siendo posible identificarlos pues las losas de los edificios derrumbados se encontraban desplazadas unas con respecto a otras (Fig. 3.26).

III.2.3 DANOS POR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES. La falla de cimentación sobrevino en algunos casos al perder el suelo y/o los pilotes la capacidad de carga al estar sometidos a numerosos ciclos de cargas alternantes, causando asentamientos diferenciales o desplomes importantes (Ref.. 11) (Fig. 3.6 y 3.7)..

III.2.4 DANOS POR CAMBIO DE USO. Fue notable el número de edificios que sufrieron colapso debido a que sus cargas verticales excedían en forma considerable a aquellas supuestas en el diseño. En la mayoría de los casos las cargas vivas eran excesivas debido a que edificios diseñados para vivienda fueron utilizados como fábricas de ropa -con maquinaria de operación concentrada en los pisos altos-, como almacenes de archivos pesados, como bodegas de telas o libros, etc. (Fig. 3.4, 3.5).

III.2.5 DANOS POR CHOQUE. Comúnmente, en el diseño arquitectónico se consideraba una separación de 5 a 10 centímetros entre los edificios colindantes, la cual quedaba sujeta a rectificación de acuerdo al desplazamiento que teóricamente alcanzaría la parte superior del edificio a la hora de efectuar el proyecto estructural. (Ref. 9). Para el cálculo de este desplazamiento, se suponía que:

- * La estructura está empotrada en la cimentación.
- * No se producen asentamientos diferenciales, giros o desplazamientos en ella (Ref. 9).

A partir de los sismos de septiembre de 1985, se ha llegado a la conclusión de que estas consideraciones eran erróneas, pues un número elevado de edificios colindantes se comportaron en forma distinta a la supuesta, provocando choques entre ellos con graves consecuencias.

Esta situación se hizo aún más grave por la falta de uniformidad en las alturas de entrepiso, y por las diferencias de alturas de edificios colindantes entre sí. Algunas veces el choque de las estructuras causó daños locales, y otras provocó el colapso total (Fig. 3.25).

III.2.6 EFECTOS DE LOS MUROS DE RELLENO DE MAMPOSTERIA. Es común encontrar en los edificios un número importante de muros de mampostería. En algunos casos éstos tuvieron un efecto benéfico sobre el comportamiento de la estructura debido a que al aumentar la rigidez lateral del mismo y reducir su período natural de vibración, la entrada sísmica sobre la estructura también disminuía (Ref. 8). Esto por supuesto sólo es válido para terrenos muy compresibles como lo son los depósitos de arcilla que forman el subsuelo de la ciudad de México.

En otras ocasiones la presencia de estos muros provocó la falla de elementos estructurales, como se explica a continuación.

III.2.6.1 DISTRIBUCION ASIMETRICA. Como se ha dicho en capítulos anteriores, la asimetría puede propiciar torsiones excesivas con efectos muy nocivos para la estructura.

Esta falla por torsión fue muy generalizada tanto en edificios ubicados en esquina constituidos por muros de mampostería en los lados de colindancia -que se habían considerado no estructurales- y marcos en los lados que daban hacia la calle, como en aquellos edificios que sin estar en esquina, los muros estaban distribuidos en forma asimétrica en planta o

interrumpidos en elevación.

III.2.6.2 PLANTA BAJA DEBIL. Otra falla bastante común fue la de edificios cuyos pisos superiores contaban con un gran número de muros de mampostería -que en un momento dado podían colaborar a la resistencia y rigidez-, mientras que en planta baja se descontinuaban para permitir el acceso a estacionamientos o comercios, como fue el caso de muchos edificios de departamentos y hoteles.

En estos casos, se crean "pisos suaves" en los cuales la planta baja es casi exclusivamente la única encargada de disipar la energía y al no poder desarrollar la ductilidad que en estas circunstancias se requiere, se forman articulaciones plásticas en las columnas de la periferia, produciéndose colapsos parciales (Ref. 8, 10, 11) (Fig. 3.8).

III.2.6.3 ASIMETRIA CAUSADA POR FALLA EN LOS MUROS DE RELLENO. Otro ejemplo de daños a edificios fue aquel que se originó al fallar los muros de relleno que se encontraban insuficientemente reforzados o mal anclados, lo cual ocasionó el desplazamiento del centro de torsión, dando lugar a daños locales graves, o a colapsos parciales (Fig. 3.1 a 3.3).

III.3 EFECTOS.

III.3.1 DAÑO GENERAL DE LA ESTRUCTURA. El daño general de la estructura, puede subdividirse en:

colapso total y volteo.

III.3.1.1 COLAPSO TOTAL. Como ya mencionamos, en numerosas ocasiones esto fue ocasionado por exceso de carga vertical debido al cambio de uso, por choques, efecto de los muros de relleno, falla de elementos estructurales, etc. (Fig. 3.5).

III.3.1.2 VOLTEO. Cuando este caso se presentó, frecuentemente fue debido a una falla del suelo por licuación o pérdida de la capacidad de carga, o por falla de la cimentación (Fig. 3.24).

III.3.2. DAÑO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

III.3.2.1 FALLA DE COLUMNAS. Una de las causas principales para que se presentaran tantas fallas en columnas, así como en otros elementos, fue sin duda la duración excepcional del sismo.

Otro motivo que posiblemente haya generado numerosas fallas de columnas es que en nuestro país es muy común que el armado se efectúe concentrando el acero en las esquinas de las mismas mediante paquetes de varillas; como dijimos con anterioridad, el sismo fue excesivamente prolongado y es posible que un número tan grande de ciclos de cargas alternantes con altas concentraciones de esfuerzo haya alterado la adherencia que existía entre el concreto y los paquetes de varillas, por lo que en la mayoría de los casos el

recubrimiento se desprendió, originando deterioro de resistencia y falla del núcleo (Ref. 10, 11). Esto se vio agravado aún más por la escasez de estribos de refuerzo y su separación, ya que se encontró que en muchos edificios el número de éstos era menor que el recomendado por los reglamentos (Fig. 3.10 a 3.19).

Por otra parte, la baja calidad de algunos concretos también contribuyó a que se originaran daños, especialmente cuando el concreto empleado fue premezclado en obra, ya que debido a la carencia de control de calidad en el mismo, se obtienen concretos cuya resistencia real es desconocida, y si aunado a esto es sometido a numerosos ciclos de cargas alternantes, el deterioro sufrido llega a ser importante.

Se presentaron también casos de viga resistente-columna débil, lo cual ocasionó que la falla se presentara en las columnas antes que en las trabes..

Por último, en algunas columnas su altura libre se vio restringida -y consecuentemente su comportamiento- por medio de pretilas, muros de relleno cortos, antepechos de ventanas, etc., debido a lo cual se vieron obligadas a trabajar como columnas cortas sin que en diseño ésto hubiera sido considerado; es decir, no se contaba con estribos suficientes que confinaran el acero longitudinal (Figs. 3.9, 3.15). Esto incrementa de una manera notable la rigidez de la columna, mientras su resistencia sigue siendo la misma; este aumento de rigidez ocasiona una gran concentración de fuerzas

sismicas en dichas columnas que al no tener la capacidad de resistir cortantes tan grandes, presentan a menudo fallas frágiles (Ref. 7, 8, 10).

III.3.2.2 FALLAS EN TRABES. Se considera que en algunos casos la falla de éstas pudo haber sido ocasionada por existir un número insuficiente de zunchos o estribos con el espaciamiento mínimo requerido en aquellos tramos contiguos a las uniones, así como porque algunas trabes principales no tuvieron un comportamiento dúctil como se había previsto en el diseño, debido a que en ocasiones el acero no alcanzó la fluencia.

b.2.3) FALLA EN PISOS SUPERIORES E INTERMEDIOS. Un gran porcentaje de los edificios dañados durante los sismos de septiembre de 1985, lo presentaron aquéllos que sufrieron falla ya sea en sus pisos intermedios o en los superiores. Esto pudo haberse debido a varios motivos: la influencia de las construcciones vecinas, en especial cuando los edificios adyacentes eran de distintas alturas y la junta sísmica era inadecuada; cambios drásticos de masa y/o rigidez en la estructura del edificio, reducción brusca en la dimensión de las columnas, así como refuerzo longitudinal inadecuado y escasez de un número suficiente de estribos que confinaran el concreto en las mismas, adición de cuartos de azotea con materiales que se consideraban livianos, influencia de algún modo

superior de vibración, etc. (Fig. 3.12 a 3.22)

III.3.2.4 FALLA DE LOSAS. Aquellos edificios que presentaron fallas de losas, fueron en su gran mayoría edificios construidos a base de losas reticulares.

La facilidad de construcción y los grandes claros entre columnas que se pueden alcanzar mediante el empleo de losas planas aligeradas, propició que adquirieran una gran popularidad; sin embargo, después de los sismos de septiembre de 1985, se ha observado que no es conveniente su uso en zonas de terrenos muy compresibles, ya que estos tipos de estructuras son muy flexibles y en la forma en que se habían diseñado en la ciudad de México, la ductilidad que se alcanzaba con ellas era muy baja (Ref. 10) (Figs. 3.19, 3.22, 3.23).

Uno de los principales problemas que se observaron fue que como en estos edificios se intersectan las columnas con elementos horizontales en dos direcciones, el refuerzo es abundante, lo cual dificulta la colocación y vibrado del concreto.

Debido a esto, en muchos casos se omitieron algunas de las varillas de refuerzo requeridas -y necesarias para un buen comportamiento-, ocasionando daños graves, y en ocasiones hasta el colapso de la estructura.

En otros casos, las losas mostraron agrietamientos importantes en los capiteles, lo que

originó una reducción en la rigidez lateral, y en consecuencia un aumento en el período fundamental del edificio, llegándose inclusive al fenómeno de resonancia por coincidencia de períodos (Ref. 11).

Por último, también se presentaron muchos casos de edificios en los que la falla se debió a un detallado por cortante inadecuado de la conexión losa-columna, lo que evitó que la transferencia de momentos se efectuara apropiadamente, propiciando el aplastamiento de uno o varios pisos, mientras las columnas quedaban en pie (Ref. 8).

III.3.3 DANOS EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

Como ya hemos mencionado, en este grupo de elementos no sólo están incluidos los muros perimetrales o divisorios, sino también: elementos de techo -azulejos, tableros de concreto, etc.- cubos de escaleras y elevadores, equipo eléctrico y mecánico, conexiones de agua y calefacción, tuberías de gas, cornisas, chimeneas, etc.

Es muy importante que así como se procura un buen comportamiento estructural, el comportamiento no estructural sea también adecuado, debido a que en ocasiones el costo de la reparación de estos elementos puede aproximarse al costo original de todo el edificio.

III.3.3.1 FALLAS EN CUBOS DE ESCALERAS Y ELEVADORES.

Se observó que la mayoría de las rampas de escaleras actuaron en muchas ocasiones como puntales

durante el sismo, sufriendo daños severos ellas mismas, o dañando los elementos estructurales a los cuales estaban unidas (Ref. 7).

Por otro lado, éstas a veces se hallaban recubiertas con materiales frágiles tales como azulejos, vidrio, mármol, etc., que al desprenderse las dañaron aún más, amén de que además obstruyeron el paso o causaron daño a personas que trataron de utilizarlas.

En el caso de los elevadores, los muros que forman el cubo, se vieron obligados a actuar como muros de cortante aún cuando no estaban diseñados para ello, sufriendo por ende cuantiosos daños (Ref. 7).

III.3.3.2 FALLAS DE PLAFONES SUSPENDIDOS. Las causas más importantes de fallas en plafones, fueron el golpeteo de éstos con la estructura debido a que no existía una holgura suficiente que permitiera el movimiento en el perímetro del plafón, y los excesivos desplazamientos de entrepiso que sufrió la estructura. Por otro lado, también se presentaron desprendimientos de objetos ligeros sujetos al plafón.

III.3.3.3 FALLAS EN APÉNDICES EN AZOTÉAS. También se presentaron fallas -aunque en menor grado-, en apéndices en azoteas tales como tinacos, tanques de gas, casetas de elevadores, calentadores, etc., ocasionados principalmente por una falta de anclaje adecuado.

III.3.3.4 FALLAS DE EQUIPO ELECTRICO Y CONEXIONES DE AGUA. Las fallas de este tipo que se observaron, se debieron primordialmente a que dichos equipos no estaban diseñados para soportar los movimientos sísmicos a los que estaría sometido por su relación dinámica con la estructura. En este caso, de nuevo los excesivos desplazamientos de entrepiso influyeron de una manera determinante en la falla.

En forma general, la mayoría de los daños sufridos por los elementos no estructurales, se debió a que tanto al diseñar como al construir, no se dejaron las holguras adecuadas con respecto a la estructura, o en ocasiones cuando se hizo, las uniones se rellenaron con materiales rígidos tales como yeso o mortero, lo que implica tanto como anularlas, y obligar a los elementos no estructurales a trabajar como estructurales.

CAPITULO IV. PREVENCIÓN DE DAÑOS SISMICOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

IV.1 GENERALIDADES. Como su nombre lo indica, los elementos estructurales son aquellos que forman parte integral de la estructura, y contribuyen a la resistencia a las acciones que obran sobre ella. De aquí se desprende la importancia de que dichos elementos sufran daños mínimos durante la acción de un sismo.. Para lograr este objetivo en nuestra ciudad, será necesario seguir fielmente los lineamientos que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento dan al respecto.

A continuación, se mencionarán los elementos estructurales más comunes, y las normas a seguir para la prevención de daños sísmicos.

IV.2 VIGAS. El claro de una viga, siempre se contará partiendo del centro del apoyo, siempre y cuando el ancho del mismo no sea mayor que el peralte efectivo de la viga, en cuyo caso, el claro se contará a partir de la sección que se encuentra a medio peralte efectivo, del paño interior del apoyo (Ref. 17, Inciso 4.1.1).

En el dimensionamiento de vigas de concreto continuas monolíticas con sus apoyos, puede usarse el

momento en el paño del apoyo. Por otra parte, para efectuar el cálculo de momentos flexionantes en vigas que soporten losas cuyos tableros sean rectangulares, la carga tributaria de la losa puede considerarse como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga (Ref. 17, Inciso 4.1.1).

IV.2.1 PANDEO LATERAL. Cuando la separación entre apoyos laterales de una viga de concreto sea mayor que 35 veces el ancho de la misma, o al ancho del patín a compresión, deben analizarse los efectos de pandeo. En este caso, se deberá cumplir con las condiciones que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su inciso 5.2.1 nos dan al respecto:

a) El claro libre no será menor que cuatro veces el peralte efectivo.

b) La relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe ser mayor de 30, para sistemas de viga y losa monolítica.

c) La relación entre el peralte y el ancho no excederá de 3.

d) El ancho mínimo de la viga será de 25 cm., pero no deberá ser mayor que el ancho de las columnas a las cuales llega.

e) La separación horizontal entre el eje de la viga y el eje de la columna nunca deberá exceder un

décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

IV.2.2 REFUERZO COMPLEMENTARIO EN LAS PAREDES DE LAS VIGAS. En aquellos casos en que las paredes de las vigas tengan peraltes superiores a 75 cm., debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos (Ref. 17, Inciso 4.1.3), de acuerdo con lo siguiente:

IV.2.3 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS. En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural exceda 1.5 metros, el área de refuerzo que se proporcione no deberá ser menor que:

$$a_s = \frac{660 \ x_1}{f_y (x_1 + 100)} \quad (\text{Ref. 17, Inc. 3.10})$$

Donde:

a_s = Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad ancho de la pieza (cm / cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a x_1 .

x_1 = Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm.).

f_y = Esfuerzo de fluencia de las varillas, en Kg/cm.

Si x_1 no excede de 15 cm., el refuerzo puede

colocarse en una sola capa, pero en caso contrario, éste se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento. Si el elemento estructural en cuestión se encuentra expuesto a la intemperie, o está en contacto con el terreno, el refuerzo será de 1.5 as como mínimo (Ref. 17, Inciso 3.10).

Para facilitar el cálculo del área de acero, puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2% en elementos estructurales que se encuentren protegidos de la intemperie, y 0.3% en elementos que no lo estén o que se encuentren en contacto con el terreno. La separación del refuerzo por cambios volumétricos no deberá ser mayor de 50 cm., ni de $3.5 \times l$ (Ref. 17, Inciso 3.10).

IV.2.4 VIGAS DIAFRAGMA. Las vigas diafragma son aquellas cuya relación de claro, L, a peralte total, h, es menor que 2.5 si éstas son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si son de un sólo claro libremente apoyado (Ref. 17, Inciso 2.1.2e).

a) Vigas de un claro. Una vez calculado el refuerzo necesario en la sección de momento máximo, éste debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo, de tal forma que sea capaz de desarrollar por lo menos 85% de su esfuerzo de fluencia en los paños de los apoyos, y debe distribuirse uniformemente en una altura igual a:

$$(0.2 - 0.05 L/h) h$$

medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor

que 0.2 L (Ref. 17, Inciso 4.1.4a.I) (Fig. 4.1).

b) Vigas continuas. El refuerzo que se determine con el momento positivo máximo de cada claro, debe prolongarse recto en todo el mismo. Si existe la necesidad de hacer uniones, éstas deberán localizarse lo más cercanas posible a los apoyos intermedios. El anclaje de dicho refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga, cumplirán con lo estipulado en el inciso anterior. Al menos la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos, deberá prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes, y el resto del refuerzo negativo máximo en cada claro, podrá interrumpirse a una distancia no menor que $0.4h$, ni que $0.4L$, del paño del apoyo. (Ref. 17, Inciso 4.1.4a).

Las normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su inciso 4.1.4a.II, nos indica que el refuerzo para momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga, de acuerdo con lo que sigue:

Una fracción del área total, igual a $0.5 (L/h - 1)$ As, debe repartirse de manera uniforme en una franja de ancho igual a $0.2h$, que se encuentre comprendida entre las cotas $0.8h$ y h , medidas a partir del borde inferior de la viga (Fig. 4.2).

El resto del refuerzo se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de

ancho igual a $0.6h$.

Si la relación L/h fuera menor que 1, se sustituirá L en lugar de h en este párrafo.

c) Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano. El refuerzo de vigas diafragma cuya relación L/h no exceda de 2, que unan muros para fuerzas horizontales, estará constituido por dos grupos de varillas diagonales (Fig. 4.3). Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales, y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, se transmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos. Para calcular el área de acero necesaria, se despreciará el concreto; el espesor de estas vigas diafragma, será el mismo que el de los muros a los cuales unen (Ref. 17, Inciso 4.1.4e).

Cada elemento diagonal constará de cuatro varillas rectas sin uniones como mínimo, cuyos extremos deberán anclarse al muro en cuestión una longitud no menor que 1.5 veces L_d (L_d = longitud de desarrollo). La longitud de desarrollo, en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de manera que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtiene multiplicando la longitud básica, L , dada por la ecuación 4.1, en centímetros, por el factor o factores que se indican en la tabla IV.1. Estas disposiciones son aplicables a varillas cuyo diámetro no sea mayor de 38.1 mm. (No.

12).

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'c}} \Rightarrow 0.06 d_b f_y$$

(Ec. 4.1) (Ref. 17, Inciso 3.1.1c)

donde:

d_b = diámetro de la varilla, en cm.

a_s = área transversal de la varilla, en cm

$f'c$ = resistencia especificada del concreto a compresión.

f_y y $f'c$, en Kg / cm²

Las varillas de los elementos diagonales se colocarán tan cercanas a las caras de la viga, como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el pandeo con estribos o hélices, que en tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos especificados en IV.3.4. En los tercios extremos, este espaciamiento se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los zunchos o estribos que se usen en los tercios extremos, se continuarán dentro de cada muro, en una longitud mínima de $L / 8$. En el resto de la viga, se colocará refuerzo longitudinal y transversal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos descritos en el inciso IV.2.3 de este capítulo. Dicho refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal (Ref. 17,

Inciso 4.1.4e).

IV.3 COLUMNAS.

IV.3.1 GEOMETRIA. La relación entre las dimensiones mayor y menor de una columna nunca excederá de 4, con excepción de los miembros sujetos a flexocompresión, en los cuales la carga axial de diseño P_u sea mayor que $A_g f'c / 10$ (en donde A_g = área bruta de la sección transversal), en cuyo caso esta relación no deberá ser mayor de 2.5

La dimensión menor de una columna será por lo menos de 20 cm.; en el caso de los elementos a flexocompresión ya señalados, esta dimensión nunca será menor de 30 cm.

Por otra parte, en estos elementos, el área A_g mínima será $P_u / 0.5 f'c$ para toda combinación de carga (donde P_u = fuerza axial de diseño), y la relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal de estos miembros no excederá de 15 (Ref. 17, Incisos 4.2.1, 5.3.1)

IV.3.2 REFUERZOS MINIMO Y MAXIMO. La relación entre el área de refuerzo longitudinal y el área de la sección, nunca deberá ser menor que $20 / f_y$ (f_y en Kg / cm.) ni mayor que 0.06. El número mínimo de varillas será de cuatro en columnas rectangulares y de seis en circulares (Ref. 17, Inciso 4.2.2).

IV.3.3 REQUISITOS PARA EL REFUERZO

LONGITUDINAL. El refuerzo longitudinal puede estar constituido por varillas simples, o por la agrupación de éstas formando paquetes. Los paquetes estarán constituidos por un máximo de dos varillas cada uno, y sólo deberán emplearse cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. La distancia libre entre varillas longitudinales no deberá ser menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4cm. Cuando se trata de paquetes, la distancia mínima se determinará considerando a éste como una barra simple cuya área transversal será la del paquete. Los paquetes de varillas deben amarrarse firmemente con alambre (Ref. 17, Incisos 3.6.1, 3.7).

IV.3.4 REQUISITOS PARA EL REFUERZO

TRANSVERSAL. En cuanto al refuerzo transversal, las Normas Técnicas ya mencionadas en sus incisos 4.2.3 y 5.2.3, nos indica que debe ser el necesario para resistir la fuerza cortante y la torsión en cada caso.

En los tramos donde se prevean articulaciones plásticas, se suministrarán estribos cerrados de por lo menos 7.9 mm de diámetro (No. 2.5) a una distancia igual a dos peraltes (2h) de toda la sección donde se suponga o el análisis indique que se va a formar una articulación plástica. En caso de que la articulación

se forme en una sección intermedia, la distancia $2h$ se tomará a cada lado de la sección.

La separación de los estribos en dichas secciones, no excederá ninguno de los siguientes valores:

a) $0.25d$ (d = peralte efectivo de la sección en cm).

b) 8 veces el diámetro de la varilla longitudinal más delgada.

c) 24 veces el diámetro de la varilla del estribo.

d) 30 centímetros.

Estos estribos deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en esquina, con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de por lo menos 10 diámetros de largo. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

El refuerzo longitudinal de columnas debe restringirse contra el pandeo por medio de zunchos o estribos cuya separación no debe ser mayor que $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la varilla más delgada del paquete, 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se deberá reducir a la mitad de la indicada con anterioridad en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 centímetros

arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del plano de intersección respectivo.

Los estribos estarán dispuestos de tal forma que cada varilla longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia estén soportadas lateralmente por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° .

Por otra parte, ninguna varilla que no esté soportada lateralmente debe estar a más de 15 cm. de distancia de otra que si lo esté. Para proporcionar restricción lateral a varillas que no sean de esquina, puede recurrirse al empleo de grapas formadas por barras rectas cuyos extremos terminen en un doblez a 135° alrededor de la varilla o paquete restringido, seguido de un tramo recto cuya longitud no será menor que 10 diámetros de la barra de la grapa. Para calcular la separación máxima de las grapas, se seguirá el mismo criterio descrito para estribos.

Cuando seis o más varillas estén uniformemente repartidas sobre una circunferencia, pueden emplearse anillos circulares con suficiente traslape que permita desarrollar su esfuerzo de fluencia. En estos casos, también puede considerarse el empleo de zunchos.

IV.4) COLUMNAS ZUNCHADAS. El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante.

El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal, p' , no será menor que:

$$0.45 (A_g / A_c - 1) f'c / f_y,$$

ni que: $0.12 (f'c / f_y)$ (Ref.17, Inc. 4.2.4)

donde:

A_c = área transversal del núcleo hasta la circunferencia exterior de la hélice.

A_g = área transversal de la columna

El claro libre existente entre dos vueltas consecutivas no deberá ser menor que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni mayor de 7 centímetros. Los traslapes tendrán una vuelta y media; las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media. (Ref. 17, Inciso 4.2.4).

IV.5 LOSAS.

IV.5.1 LOSAS PLANAS. Losas planas son aquellas que sin ayuda de vigas, transmiten las cargas a las columnas, y pueden ser macizas o aligeradas. Dependiendo de la magnitud de la carga que debe ser transmitida, la losa puede apoyarse directamente sobre las columnas, o a través de capiteles, ábacos o una combinación de ambos.

Cuando las losas sean aligeradas, éstas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de por lo menos 2.5 h, medido desde el paño de la columna o

el borde del capitel (siendo h el peralte total de la losa). De la misma manera contarán con zonas macizas de cuando menos 2.5 h adyacentes a muros de rigidez, medidos desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si fuera necesario para la transmisión de fuerzas sísmicas de la losa al muro (Ref. 17, Inciso 6.1).

En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras cuyo ancho no sea menor de 25 centímetros; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de 20 centímetros por lo menos y las demás de 10 centímetros como mínimo. En la parte superior de la losa habrá un firme que como requisito indispensable deberá ser monolítico con las nervaduras y parte integral de la losa, y cuyo espesor mínimo será de 5 cm. Este firme debe ser capaz de resistir una carga de al menos 1000 Kg en un área de 10 x 10 cm. en la posición que resulte más desfavorable (Ref. 17, Inciso 6.1).

IV.5.1.1 PERALTE MINIMO. en ningún caso el espesor de una losa, h , será menor de 10 cm. si existe ábaco, o menor de 13 cm. si no existe (ref. 17, Inciso 6.11).

IV.5.1.2 SECCIONES CRITICAS PARA MOMENTO EN SISTEMAS LOSA-COLUMNA. La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central, se

supondrá a una distancia $c/2$ del eje de columna correspondiente. En este caso, c , es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto, con vértice 90° , que pueda inscribirse en el capitel (Ref. 17, Inciso 6.8).

IV.5.1.3 DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS EN LAS FRANJAS. Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco, se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la siguiente tabla:

	Franjas de Columna	Franjas Centrales.
Momentos Positivos*	60	40
Momentos Negativos	75	25

* Si el momento positivo es adyacente a una columna, se distribuirá como si fuera negativo (Ref. 17, Inc. 6.9).

IV.5.1.4 DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO PARA FLEXION. En aquellas estructuras que se encuentren sujetas a carga vertical y fuerza lateral de sismo, será permisible proceder en la siguiente forma:

a) Una vez determinado el refuerzo requerido por carga vertical, éste debe distribuirse de acuerdo con lo especificado en la tabla anterior, con excepción

del refuerzo necesario para momento negativo exterior en los extremos, el cual se colocará como si se tratara de refuerzo por sismo. Por lo menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columnas quedará en un ancho $c_2 + 3h$ (donde c_2 = dimensión transversal de la columna normal a la dirección considerada y h = peralte total del elemento), centrado con respecto al eje de columnas (Ref. 17, Inciso 6.6.I).

b) Conocido el refuerzo necesario por sismo, éste se colocará en el ancho mencionado $c_2 + 3h$, de manera que por lo menos el 60% del mismo cruce el núcleo de la columna correspondiente (Ref. 17, Inciso 6.6.II)..

IV.5.1.5 DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS SOBRE EL REFUERZO. A este respecto, las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto nos indica en su inciso 6.7, que además de cumplirse con los requisitos anteriores, el refuerzo de losas deberá satisfacer los siguientes puntos:

- Por lo menos la cuarta parte del refuerzo negativo que exista sobre un apoyo en una franja de columna, deberá continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.

- Cuando menos la mitad del refuerzo positivo máximo se debe extender en todo el claro correspondiente. En las franjas de columna el refuerzo positivo debe ser continuo en todo el claro, y su

cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro correspondiente.

- El refuerzo del lecho inferior que atraviese el núcleo de una columna, no debe ser menor de la mitad de lo que cruce en el lecho superior y debe anclarse de manera que puede fluir en las caras de la columna.

-Todas las nervaduras de losas aligeradas, llevarán a todo lo largo, una varilla en el lecho superior y otra en el inferior, como mínimo.

- Todo el refuerzo debe cumplir con el anclaje adecuado.

- Se respetarán las siguientes normas relativas al refuerzo mínimo y máximo por flexión:

a) **Refuerzo mínimo.** El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, se puede calcular con la siguiente expresión aproximada:

As mín= 0.7

$$\frac{f'c}{f_y} bd$$

(Ref.17, Inc.2.1.2a)

donde:

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

Refuerzo máximo. El área máxima de acero de tensión en elementos a flexión que forman parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, será del

75% de la correspondiente a la falla balanceada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión (Ref. 17, Inciso 2.2.2b).

-Se tomarán en consideración las disposiciones sobre refuerzo por cambios volumétricos, descritas en el inciso IV.2.3 de este capítulo.

IV.5.2 LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS. Estas losas son aquellas que para transmitir las cargas a las columnas, requieren del auxilio de vigas.

IV.5.2.1 SECCIONES CRITICAS Y FRANJAS DE REFUERZO. Para el momento negativo, se considerarán secciones críticas los bordes del tablero, y las líneas medias para el negativo. Para efectos de colocación del refuerzo, se considerará que la losa se encuentra dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Si la relación de claro corto a claro largo es mayor de 0.5, el ancho de las franjas centrales será igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y el de las franjas extremas será igual a la cuarta parte del mismo. Si la relación de claro corto a claro largo es menor de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a $a_2 - a_1$ (donde $a_2 =$ claro largo y $a_1 =$ claro corto) y el ancho de las franjas extremas será igual a $a_1 / 2$ (Ref. 17, Inciso

4.3.3b).

IV.5.2.2 DISPOSICIONES SOBRE EL REFUERZO. Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de IV.2.3. En la cercanía de cargas concentradas mayores de 1 tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de 2.5d (Ref. 17, Inciso 4.3.3d).

IV.5.3 LOSAS ENCASETONADAS. Las losas encasetonadas ya sean planas o perimetralmente apoyadas, cuya distancia centro a centro de nervaduras no exceda de un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, pueden analizarse como si fueran macizas, con los criterios que anteceden (Ref. 17, Inciso 4.3.6).

IV.5.4 UNIONES VIGA-COLUMNA. Una unión viga-columna o nudo, es aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella (Ref. 17, Inc. 5.4.1).

IV.5.4.1 Requisitos generales. Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión, se calcularán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las varillas longitudinales de las vigas que llegan al nudo es de 1.25 f_y . El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión, debe pasar dentro del núcleo de la columna (Ref. 17, Inciso

IV.5.4.2 REFUERZO TRANSVERSAL. La referencia 17 en sus incisos 5.3.4 y 5.3.1, establece lo siguiente:

En una unión viga-columna debe suministrarse el refuerzo transversal mínimo especificado en el inciso IV.3.4 de este capítulo, y además deberá cumplir con los siguientes requisitos:

Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se describe a continuación, en ambos extremos de la columna, en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de ésta, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm.

a) En columnas rectangulares, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que

$$0.3 (A_g / A_c - 1) f'_c / f_y s hc,$$

$$\text{ni que } 0.12 (f'_c / f_y) s hc$$

donde:

A_g = Área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal.

A_c = Área transversal de la columna

f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

hc = Dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{sh}

s = Separación del refuerzo transversal

b) En columnas de sección circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, P_s , no será menor que

$$0.45 (A_g / A_c - 1) f'c / f_y ,$$

ni que $0.12 (f'c / f_y)$

Este refuerzo transversal debe estar constituido por estribos cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 9.5 mm. (No. 3). Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, espaciadas igual que éstos en toda la longitud del elemento.

La separación del refuerzo transversal no debe ser mayor que la cuarta parte de la menor dimensión transversal del miembro, ni que 10 cm.

Si el nudo está confinado por cuatro vigas que llegan a él, y el ancho de cada una de ellas es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

IV.5.4.3 REFUERZO POR CORTANTE. El refuerzo por fuerza cortante estará constituido por estribos cerrados, de una sola pieza, rematados como se indica en IV.3.4, o por hélices continuas, ambos de diámetros no menores que 9.5 mm (No. 3) y de grado no mayor que el 42 (Ref. 17, Inciso 5.3.5).

IV.6 PREVENCIÓN DE DAÑOS SISMICOS EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES. Como ya mencionamos con anterioridad, los elementos no estructurales son aquellos que forman parte de un edificio, sin contribuir al soporte de las acciones que obran sobre él; los más comunes son: ventanas, plafones, archivos, equipo eléctrico, aire acondicionado, recubrimientos, divisiones interiores, etc., y generalmente no son tomados en cuenta por el Ingeniero en el estudio del comportamiento sísmico de la estructura.

Si nuestro propósito es prevenir el daño a elementos no estructurales, lo indicado es hacer un análisis de dichos elementos que se encuentren presentes en nuestro edificio, y determinar cuáles son aquéllos que requieren especial atención.

Esta tarea se nos facilitará si nos basamos en dos preguntas esenciales:

Puede este objeto lastimar a alguien durante un sismo? Ocasionará su falla pérdidas económicas considerables o interrupciones en las funciones esenciales del edificio? (Ref. 19).

Es de suma importancia proporcionar protección especial a aquellos objetos que podrán resultar peligrosos a los ocupantes de un edificio como pueden ser: lámparas pesadas, archivos altos, ventanales de vidrio, tuberías de gas, plafones, rejillas de

ventilación, objetos decorativos, etc.

Por otra parte, la pérdida económica consecuencia del daño no estructural puede ser muy cuantiosa y la rehabilitación además de costosa es por lo general muy lenta. Si a todo esto añadimos el hecho de que el deterioro a elevadores, equipo de computadoras, equipo eléctrico y otros podría impedir que las actividades propias del edificio se llevaran a cabo normalmente, nos percataríamos de la importancia de que todos estos elementos se encuentren lo más protegidos posible.

Para poder efectuar un plan de protección de elementos no estructurales, debemos decidir primero cuáles son los que en un momento dado tendrían prioridad; la forma más sencilla de lograrlo es imaginándonos el estado en que quedaría el edificio enseguida de un sismo. Esto producirá una lista inicial de objetos a considerar, la cual en la mayoría de los casos puede ser reducida después de un análisis cuidadoso; sin embargo, en esta etapa es mejor sobreestimar las posibilidades que ser demasiado optimistas (Ref. 19). Inmediatamente después de haber hecho una lista de objetos en el orden en que se hayan ido encontrando al recorrer el edificio, es conveniente tratar de ordenarlos de acuerdo a su importancia.

A continuación se da una lista de los elementos no estructurales más comunes en un edificio, de acuerdo a la prioridad que tienen para su análisis

sísmico (Ref. 19):

- * Objetos pesados que se encuentren en el techo o sobre él: tuberías, lámparas, rejillas de ventilación, ductos, etc.
- * Computadoras
- * Piezas exteriores de concreto prefabricado
- * Generadores de emergencia
- * Elevadores
- * Archivos o anaqueles altos y pesados
- * Piezas de arte muy frágiles o muy valiosas
- * Ventanales de vidrio
- * Calentadores de agua y tuberías de gas
- * Equipo eléctrico y de aire acondicionado
- * Extintores de fuego y otro equipo contra incendio.
- * Sistemas de comunicación
- * Tanques de agua o gas
- * Muebles y equipo de oficina
- * Plafones ligeros
- * Divisiones interiores ligeras

Esta lista por supuesto es sólo una guía tentativa, pues la importancia de estos objetos variará de un edificio a otro de acuerdo con las actividades que en el mismo se desarrollen.

Inmediatamente después de un sismo, una revisión de emergencia es requerida, para checar el comportamiento de estos elementos y para conocer su

estado actual. Los tanques de agua generalmente se localizan en la azotea, y el equipo de aire acondicionado en ocasiones no se encuentra en un sólo nivel o no se encuentra en el mismo nivel que el cuarto de máquinas, lo cual quiere decir que después de un temblor habrá que desplazarse a varios puntos del edificio para verificar que todo siga funcionando correctamente o hacer las reparaciones pertinentes en caso contrario.

Seguidamente presentaremos algunos ejemplos de posibles daños y una forma sencilla de prevenirlos; en ocasiones estos métodos podrán ser aplicados tal y como se describen, y en otras se requerirá de adaptaciones para cada caso en particular.

a) Ventanas. Para evitar daños en ventanas es esencial dejar las holguras necesarias, tomando en cuenta los desplazamientos de entrepiso.

Respecto a este punto, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref. 25) nos indica que: "Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con algunos de los métodos de análisis sísmicos, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no

sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

$$\psi_{\text{adm}} = \quad / h = 0.006 \quad (\text{caso A})$$

$$\psi_{\text{adm}} = 0.012 \quad (\text{caso B})$$

donde:

ψ = desplazamiento relativo

h = altura de entrepiso

Δ = diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos.

b) Plafones o cielos rasos. En estos casos la colocación diagonal de "rieles guía", nos permitirá prever o dirigir la forma en la que el plafón se comportará durante el sismo. Es conveniente el empleo de puntales ajustables para prevenir el balanceo (Ref. 19) (Fig. 4.4)

c) Divisiones interiores ligeras. Es recomendable que las divisiones interiores de materiales ligeros se coloquen en zig-zag, lo cual les dará una mayor estabilidad que la obtenida con la forma común de distribución (Ref. 19) (Fig. 4.5).

d) Computadoras y equipo de oficina. Debido a que las mesas y escritorios raramente se voltean aún en sismos muy severos, si se coloca un pequeño borde alrededor de la parte superior de estos muebles, se podrá evitar que las computadoras o equipo de oficina que se encuentre sobre ellos caigan al deslizarse y

sufran daños que podrían ser muy cuantiosos.

e) Generadores de emergencia. Como existe una gran posibilidad de que los generadores de emergencia sean necesitados en los momentos posteriores al sismo, es indispensable que se conserven en buenas condiciones; para ello, se recomienda que sean colocados sobre anaqueles resistentes a sismo y asegurados a éstos por medio de retenes resistentes a ácidos. Dichos anaqueles o pedestales deberán estar anclados a las paredes, al piso o a ambos (Ref. 19) (Fig. 4.6).

f) Marquesinas y adornos exteriores. Estos elementos deben fijarse directamente a la estructura por medio de puntales que eviten el balanceo y de conectores que permitan un movimiento en cantiliver hacia arriba (Ref. 19) (Fig. 4.7).

g) Archivos altos. Este tipo de mobiliario de oficina que generalmente es bastante pesado, corre el riesgo de voltearse ocasionando daños tanto a los ocupantes del edificio como al resto del mobiliario y equipo existente. Para evitar esto, se aconseja unir los archiveros por su parte superior con el objeto de proporcionarles una mayor estabilidad, y posteriormente atornillarlos en conjunto a algún miembro estructural (Ref. 19) (Fig. 4.8).

Una vez determinada la forma en la que cada elemento puede ser protegido, es conveniente efectuar

una estimación del costo correspondiente para cada uno de ellos y posteriormente sumarlos para obtener el total aproximado para todo el conjunto de medidas preventivas (Ref. 19). Cuando se trata de edificios en construcción, el costo puede disminuir si estas medidas se toman durante el proceso.

Es importante tener en cuenta en el momento de efectuar el cálculo económico, cualquier rompimiento que sea necesario hacer, lo mismo que cualquier interrupción en las actividades, para poder llevar a cabo las medidas de protección.

En el estado de California, Estados Unidos, para diseñar conexiones atornilladas, cadenas o cables de retención, etc., los ingenieros utilizan un porcentaje del peso del objeto en cuestión, como la fuerza sísmica horizontal que dichos elementos deben resistir. Dependiendo del tipo de edificio, la situación geográfica y otros factores, las fuerzas de diseño pueden variar, pero el valor mayormente empleado es 30% del peso del objeto.

Mediante la siguiente fórmula podemos calcular la fuerza lateral de diseño:

$$F_p = Z I C_p W$$

Donde:

F_p = Fuerza de diseño en el objeto.

Z = Factor que depende de la zona sísmica.

($Z=1$ en la zona 4 o de alta sísmicidad,

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

$Z = 3/4$ en la zona 3, $Z = 3/8$ en la zona 2,

$Z = 3/16$ en la zona 1).

I = Factor de importancia

W = Peso del objeto

El factor I más empleado es 1, sin embargo, en algunos edificios como estaciones de bomberos, hospitales, centros de comunicaciones, plantas nucleares, etc., este factor se incrementa en 50% por lo que $I = 1.5$. También se emplea un valor intermedio de $I = 1.25$, para edificios con salas u oficinas que tienen una carga de trescientas personas o más.

En muchas ocasiones, cuando se está considerando la posibilidad de implantar un plan de protección sísmica, nos preguntamos: qué tan bueno es el programa que pretendemos aplicar?, vale la pena hacer un gasto de esa naturaleza?. Estas preguntas se podrían contestar analizando que tanto mejoraría la situación poniendo en práctica las medidas de protección, en comparación a cuando no se tenían; es decir, efectuando un estudio aproximado costo-beneficio, estimando el costo total del programa (Ref. 19). El beneficio sería básicamente la diferencia entre las pérdidas esperadas con el programa y las pérdidas

esperadas sin él. Por otra parte, además de las pérdidas económicas por daños a la propiedad, debe tomarse en cuenta el valor de no tener víctimas durante un sismo.

CAPITULO V. REPARACION DE DANOS SISMICOS.

V.1. **GENERALIDADES.** Para poder determinar si es factible o no el reparar una estructura, es necesario primero reconocer e identificar los daños que la misma presenta, mediante una cuidadosa inspección ocular que deberá ser efectuada por personal calificado.

A partir de los datos obtenidos de la inspección preliminar, se decidirá si hay necesidad de demoler la estructura inmediatamente por el peligro que representa, o si puede considerarse su reparación, en cuyo caso habrá que rehabilitarla de manera que se garantice la seguridad temporal de la estructura, así como la de las personas que se encuentren en las zonas cercanas a la misma, mientras se estudian las alternativas de reparación.

V.2 **APUNTALAMIENTO VERTICAL.** Al efectuar la rehabilitación temporal, es esencial proporcionar primeramente apoyo auxiliar a los elementos de carga verticales (muros y columnas) que presenten daños severos, cuidando que las cargas transmitidas por los puntales se distribuyan uniformemente, para evitar problemas de penetración en las losas (Ref. 15, 16).

Los elementos de soporte vertical más empleados en forma individual o combinados para formar secciones compuestas son:

- a) Soportes de madera: Polines, vigas,

duelas, postes, etc., cuando las cargas a soportar son ligeras (Ref. 15) (Fig. 5.1).

b) **Perfiles de acero:** Cuando las cargas que debe resistir el soporte son considerables (Ref. 15) (Fig. 5.2).

c) **Soportes telescópicos y andamios tubulares:** Para sistemas de pisos o techos ligeros que presenten daños (Ref. 15) (Fig. 5.3).

V.3 APUNTALAMIENTO HORIZONTAL. El apuntalamiento horizontal se divide en: apuntalamiento lateral de muros y contraventeo de marcos.

V.3.1 APUNTALAMIENTO LATERAL DE MUROS. Es importante proporcionar soporte lateral a muros de carga ya sea de concreto o mampostería que se encuentren dañados, ya que existe el peligro de que ante réplicas de un sismo éstos caigan hacia afuera, ocasionando el desplome de los pisos o techos que sostienen (Ref. 15).

Los elementos más usados en el soporte horizontal son:

a) **Puntales o tensores inclinados exteriores,** ya sean de madera, perfiles laminados o tubos de acero (Ref. 15) (Fig. 5.4).

b) **Tensores de acero que unan los muros exteriores entre sí,** o que anclen dichos muros a las vigas del sistema de piso (Ref. 15) (Figs. 5.5, 5.6).

V.3.2 CONTRAVENTED DE MARCOS. El

apuntalamiento lateral de edificios construidos a base de marcos, generalmente se lleva a cabo mediante diagonales de madera, cables o perfiles laminados de acero (Ref. 16).

Es importante cerciorarse de que las vigas y columnas sean capaces de resistir la fuerza cortante transmitida por los apoyos de los puntales (Ref. 15, 16); en caso de no serlo, será necesario reforzarlas con elementos adicionales. Si este refuerzo se realiza adecuadamente, puede considerarse incluso una solución definitiva (Fig. 5.7).

V.4 EVALUACION DE DAÑOS. La evaluación de los daños sufridos por la estructura será el factor que determine si ésta es reparable o no; éste será el caso, siempre y cuando sea más económico reparar la estructura que demolerla y construirla de nuevo. Si se desea ampliar la información acerca de demolición, se recomienda consultar el trabajo de Olivares Prud'Homme (Ref. 24).

Para poder llevar a cabo la evaluación definitiva de la estructura en cuestión, se requiere - además de identificar los daños- de cierta información adicional contenida en los planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones, memorias de cálculo, estudio original de mecánica de suelos, informes del control de calidad de los materiales empleados (Ref.

16), etc.; en caso de que no se cuente con la información necesaria, o que exista la posibilidad de que las especificaciones originales no se hubieran cumplido fielmente, será indispensable reconstruirla en campo a partir de la estructura.

Para ello, se dispone de los métodos que se mencionan a continuación.

V.4.1. VERIFICACION DEL ACERO DE REFUERZO.

Para localizar y verificar las dimensiones del acero de refuerzo pueden utilizarse:

a) **Sistemas electromagnéticos.** Estos sistemas detectan la posición del acero de refuerzo en los elementos de concreto, y determinan el diámetro de las varillas si se conoce su recubrimiento (Ref. 15).

b) **Radiografías.** Esta alternativa es buena, pero bastante más costosa que la anterior.

c) **Extracción y prueba de barras.**

V.4.2 VERIFICACION DE LAS CARACTERISTICAS MECANICAS DEL CONCRETO.

Para verificar las características mecánicas del concreto, pueden emplearse los siguientes procedimientos:

a) **EXTRACCION DE CORAZONES.** Mediante esta prueba puede hacerse una estimación de la resistencia y módulo de elasticidad del concreto, además de que proporciona información acerca de su granulometría y estado de carbonatación (Ref. 15).

b) **EQUIPO DE ULTRASONIDO.** Por medio de un instrumento que registra la velocidad de un pulso ultrasónico a través del concreto, además de la resistencia del mismo y su módulo de elasticidad, puede también conocerse su estado de agrietamiento interno. (Ref. 15).

c) **ESCLEROMETRO.** El esclerómetro es un dispositivo que mide el índice de rebote de un sistema masa-resorte contra la superficie de un elemento de concreto. En función de este índice y con base en relaciones empíricas que corresponden al tipo de curado y a la clase de agregados del elemento de que se trate, puede estimarse la resistencia del concreto (Ref. 15).

d) **PISTOLA DE WINDSOR.** Este método se basa en la penetración de un dardo metálico en el elemento en cuestión. Como en el método anterior, también se requiere del empleo de relaciones empíricas penetración-resistencia, que corresponderán al mismo tipo de agregado que se usen el elemento (Ref. 15).

Con el objeto de que los resultados obtenidos sean lo más exacto posibles, es conveniente efectuar más de una prueba, pero para que el costo no sea exageradamente elevado, pueden combinarse aquéllos de mayor precisión y costo (como extracción de corazones y pistola de Windsor) con aquéllos menos confiables pero de empleo más sencillo y económico como el esclerómetro

y equipo de ultrasonido.

Para ampliar la información proporcionada en esta sección, se aconseja consultar la tesis de Rodríguez Tapia (Ref. 20).

V.4.3 NIVELACION Y ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS. Si la estructura presenta desplomes o hundimientos, será necesario como primer paso nivelarla, y posteriormente efectuar nuevos estudios de mecánica de suelos (sondeos y pruebas de laboratorio) con el objeto de examinar las características actuales del suelo.

V.5 EVALUACION DE LA ESTRUCTURA. Para poder elaborar un proyecto de reparación, es indispensable tratar de comprender el comportamiento de la estructura durante el sismo; es decir, conocer los motivos por los cuales algunos elementos sufrieron daños y otros no.

Generalmente un análisis convencional es suficiente para localizar los puntos débiles, aunque también pueden emplearse métodos no lineales de análisis si se trata de una estructura muy compleja. Por otra parte, notas y registros fotográficos son auxiliares invaluable para lograr dicho fin, así como para el diseño de la reparación y medidas de reforzamiento.

El nivel de reparación podrá ser de dos tipos, dependiendo de la importancia de los daños sufridos por la estructura: restauración y refuerzo (Ref. 15).

a) Restauración. Recuperación de la capacidad

sismo-resistente original, si los daños son ligeros y en pocos elementos.

b) Refuerzo. Mejorar la estructuración y aumentar la capacidad sismo-resistente original, si los daños fueron graves o generalizados.

La solución definitiva de reparación, será aquella que se ajuste a las limitaciones de costo y espacio, estética, funcionalidad y dificultad técnica.

V.6 REESTRUCTURACION. La reestructuración de un edificio será necesaria, cuando del estudio de su comportamiento se infiera que los daños fueron originados principalmente por una distribución deficiente de la resistencia, rigidez o ductilidad; ya sea en plano o en elevación.

La solución a este problema, es añadir nuevos miembros estructurales que ayuden a aumentar la rigidez y la resistencia o a que éstas se distribuyan uniformemente (Ref. 15).

Es de vital importancia poner especial cuidado en que las uniones y conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original sean adecuadas y eficaces, así como efectuar un estudio cuidadoso de la repercusión que la redistribución de fuerzas sísmicas tendrá en el comportamiento de la estructura.

Por último, es necesario tomar en cuenta que la inclusión de los nuevos elementos generará un peso

adicional, que deberemos verificar si la cimentación es capaz de resistir.

Los elementos más empleados para fines de reestructuración son:

- Muros de rigidez
- Muros de relleno
- Marcos, armaduras y contraventeo
- Contrafuertes
- Muros de mampostería

V.6.1 MUROS DE RIGIDEZ. Una de las mejores alternativas para incrementar la rigidez de una estructura, así como su capacidad sísmo-resistente, es mediante la inclusión de muros de concreto reforzado colados en obra; esta opción puede resultar especialmente benéfica en el caso de aquellas estructuras que tienen un "piso suave", ya que proporcionan un aumento en la resistencia a cargas laterales.

En estos muros de cortante, la relación de esbeltez juega un papel muy importante, debido a que si el muro es demasiado esbelto, puede presentar problemas de volteo en estructuras altas.

Otra variedad de estos elementos, la constituyen los muros de rigidez reforzados con concreto lanzado que generalmente se emplea en edificios estructurados a base de marcos, cuyos muros de relleno son de mampostería. Para lograr una buena adherencia

entre los muros viejos y los nuevos, deben estar conectados por medio de pernos que pasen a través del muro, o por medio de anclas ahogadas con algún tipo de resina epóxica. El acero de refuerzo debe ser el suficiente para lograr su cometido, y debe anclarse por medio de perforaciones ya sea a las columnas o al sistema de piso (Ref. 16).

Por su colocación, los muros de rigidez pueden ser:

- a) Exteriores
- b) Interiores

a) **MUROS DE RIGIDEZ EXTERIORES.** Como su nombre lo indica, estos muros se localizan en el exterior de la estructura y su construcción prácticamente no interfiere con el funcionamiento del edificio.

Es esencial, como ya se ha mencionado, garantizar la continuidad de los nuevos elementos con la estructura original; en este caso, la conexión puede hacerse por medio de estribos anclados directamente a la losa, o colocando una losa de unión adicional (Ref. 15) (Fig. 5.8).

b) **MUROS DE RIGIDEZ INTERIORES.** Cuando por cuestiones del diseño los muros deban estar en el interior de la estructura, la conexión de los muros con la misma, en este caso se realiza perforando orificios en el sistema de piso a través de los cuales pase el

refuerzo por flexión de los extremos del muro, así como parte del refuerzo intermedio (Ref. 15) (Fig. 5.9).

V.6.2 MUROS DE RELLENO. Los muros de relleno pueden actuar en forma semejante a los muros de rigidez, siempre y cuando la unión de éstos con las losas y columnas del sistema original sea continua. De no ser así, el muro se comportaría como un diafragma que transmitiría fuerzas significativas a los extremos de las vigas y columnas, haciendo necesario el refuerzo de dichos elementos (Ref. 15).

Los muros de relleno pueden ser de concreto o de mampostería, y su conexión puede efectuarse:

a) Por medio de conectores soldados (Fig. 5.10)

b) Por medio de conectores ahogados en mortero epóxico (fig. 5.11)

c) Por medio de un encamisado (Fig. 5.12).

Por otra parte, también existen muros de relleno parciales, -o muros aleros-, es decir, aquéllos que van ambos lados de un sólo eje de columnas (Ref. 15), pero con la presencia de estos muros reduce en forma considerable el claro de las vigas, habrá que considerar su efecto sobre el comportamiento sísmico de las mismas (Fig. 5.13).

V.6.3 MARCOS, ARMADURAS Y CONTRAVENTED. El empleo de marcos o armaduras verticales ya sean de acero estructural o de concreto reforzado, es común cuando las

necesidades de iluminación o la concentración excesiva de cargas en la cimentación restringen el uso de muros de rigidez.

En caso de emplearse acero, la forma del refuerzo por lo general será la de un marco contraventeado y puede localizarse sólo en una parte del edificio o en todo su perímetro (Ref. 16) (Fig. 5.14).

El modelo de contraventeo dependerá directamente de la situación de las puertas y ventanas, y si va a estar a la vista, su apariencia debe de ser grata.

De importante consideración en el diseño, es la transmisión de cargas entre el contraventeo y la estructura original.

La conexión del marco contraventeado con la estructura existente, puede hacerse mediante elementos metálicos ahogados en perforaciones hechas con anterioridad en el sistema de piso, anclas de expansión, o por un encamisado de concreto que una el acero con el concreto original (Ref. 15).

Algunos estudios realizados, han demostrado que la configuración de contravientos en "X" propicia una mejor respuesta sísmica que la configuración en "V". (Ref. 16).

Si en lugar de acero se decide emplear concreto, la solución puede ser a base de macromarcos, es decir, aquéllos cuyas dimensiones de crujeas y

entrepiso sean múltiplos de los correspondientes a la estructura original (Fig. 5.15). En este caso, la conexión puede llevarse a cabo de la misma forma descrita en el inciso V.6.1 para muros de rigidez.

V.6.4 CONTRAFUERTES. Otro método que nos permite rigidizar un edificio dañado, es la adición de contrafuertes, los cuales son factibles de construir cuando las estructuras son de poca altura y no se tienen restricciones de espacio en el exterior (Ref. 15, 16).

Los contrafuertes son sistemas a base de muros de cortante que generalmente se sitúan en todo el perímetro del edificio (Fig. 5.16). Estos elementos deben estar unidos en su totalidad a la estructura original y aunque es un método caro, su costo adicional puede verse compensado por el incremento de área del edificio, así como porque su construcción prácticamente no interfiere con el uso del mismo.

V.7 RESTAURACION Y REFUERZO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Como ya se dijo, la reparación presenta dos alternativas: restauración y refuerzo; pero sea cual fuere la alternativa adoptada, es recomendable aumentar la ductilidad.

Si se opta por reforzar los elementos dañados, habrán varios aspectos que será necesario tomar en consideración:

- a) La nueva resistencia y rigidez que tendrán

los miembros reparados respecto de los miembros adyacentes.

b) El efecto que la resistencia y rigidez adicionales tendrá sobre el comportamiento general de la estructura -haciendo un estudio especial de las uniones y conexiones- y la redistribución de las fuerzas sísmicas sobre los miembros reparados.

V.7.1.1. INYECCION DE GRIETAS.

a) **EMPLEO DE RESINAS EPOXICAS.** Este método generalmente se usa cuando en el elemento en cuestión no se ha producido aplastamiento del concreto y cuando las grietas son hasta de 0.5 mm. de ancho (Ref. 15).

Si se decide reparar mediante la inyección de resinas epóxicas, es de suma importancia:

1o. Limpiar completamente el polvo o restos de concreto de las superficies agrietadas.

2o. Sellar el exterior de la grieta con algún producto epóxico de rápido endurecimiento y hacer pequeñas perforaciones cada determinada distancia, dejando ahogadas boquillas metálicas de un centímetro de diámetro, para inyectar posteriormente otra resina epóxica de mayor viscosidad. Esta inyección comúnmente se realiza con una manguera a presión, que parte de una bomba mezcladora, y se comienza por la perforación más baja hasta que la resina sale por la inmediata superior; enseguida se cambia la manguera a ésta, y así sucesivamente. Cada perforación debe ser

cuidadosamente cerrada inmediatamente después de esto. La resistencia final se alcanza en unas cuantas horas (Ref. 22) (Fig. 5.17).

3o. Procurar que en la inyección la resina epóxica penetre a toda la profundidad de la grieta, (a veces se toman muestras de los núcleos para verificar esto), y proporcionar el tiempo suficiente para un curado y adherencia adecuados entre el epóxico y la superficie agrietada (Ref. 22).

En pruebas efectuadas, se ha observado que la reparación mediante epóxicos -cuando se realiza correctamente-, proporciona un buen comportamiento sísmico si no existen cambios extremos de temperatura; sin embargo, si un miembro reparado de esta manera se expone al fuego, su resistencia puede disminuir considerablemente (Ref. 22).

b) LECHADAS Y MORTEROS. Cuando se tienen grietas de 0.5 mm. o menos en elementos de mampostería o concreto, además de los productos epóxicos puede emplearse la lechada de cemento, que es una mezcla casi líquida de agua y cemento, y que también resulta útil como preparación de la superficie de contacto entre concreto viejo y nuevo, ya que mejora la adherencia.

Si las grietas del elemento dañado tienen un ancho entre 0.5 y 3 mm., es más recomendable utilizar una lechada de mortero de cemento-arena, y por último, si el ancho de las grietas varía entre 3 y 10 mm., habrá

que añadir a la lechada algún aditivo expansor y plastificante para reducir la contracción y mejorar la fluidez de la misma (Ref. 15).

V.7.1.2 SUSTITUCION DE MATERIALES. Este método de reparación generalmente se emplea cuando el elemento presenta daños severos, y consiste en la reconstrucción total o parcial del mismo, ya sea con materiales similares a los empleados originalmente, o con materiales diferentes del original.

Mientras se lleva a cabo la reparación, el elemento deberá estar libre de toda carga, la cual será tomada por puntales.

Es necesario que la superficie de unión entre materiales nuevos y viejos tenga una preparación adecuada; para ello, primero debe efectuarse una limpieza de la misma, ya sea utilizando un chorro de arena, o con cepillo de alambre y chorro de aire, para enseguida saturar la superficie con agua o aplicar una capa de lechada o de algún adhesivo epóxico.

La sustitución de materiales, puede llevarse a cabo empleando diferentes métodos, como pueden ser:

a) CONCRETO REFORZADO. Puede utilizarse para la reconstrucción total o parcial de elementos de concreto (ya sean vigas, columnas o uniones) que han sufrido aplastamiento del mismo o pandeo del refuerzo.

Como primer paso, debe retirarse el concreto

dañado, procurando que la superficie del concreto original tenga cierta rugosidad -con la finalidad de asegurar una buena adherencia- para posteriormente sustituir en caso de necesidad aquellos tramos de varillas pandeados por otros en buen estado, los cuales deberán soldarse al refuerzo longitudinal existente y amarrarse con nuevos estribos. La utilización de soldadura para unir los tramos de varilla nuevos con los existentes, puede originar alteraciones en sus características mecánicas debido a las altas temperaturas que generan. En consecuencia, al soldar es recomendable precalentar el acero y evitar que se enfríe con rapidez (Ref. 15, 16).

La calidad del concreto para el colado debe ser óptima, y debe añadirse un aditivo expansor que mejore la adherencia y reduzca la contracción (Figs. 5.18, 5.19, 5.20).

b) FIBROCONCRETO. Una gran variedad de fibras están siendo utilizadas cada vez con más frecuencia en la actualidad para reforzar el concreto; las más usadas son las de vidrio, plástico y acero.

Esta introducción de fibras como refuerzo limita la fluencia del material cementante, generando a su vez una reducción en la contracción y mejorando así la adhesión (Ref. 22, 23).

Por otra parte, se han realizado pruebas a vigas reparadas con fibroconcreto, las cuales han

mostrado que el empleo de dicho material redunda en un aumento en la ductilidad y en la capacidad de absorción de energía y en una disminución en el ancho de las grietas -al ser sometidas a ciclos de carga-, que aquéllas reparadas con concreto convencional (Ref. 22, 23).

c) **MORTEROS PLASTICOS.** Aunque no son muchos los estudios realizados al respecto, se ha observado que el empleo de morteros plásticos puede ser benéfico -por su alta resistencia, gran adherencia y baja contracción- en aquellos casos en que se tienen grietas considerables, o cuando pedazos grandes de concreto que no contribuyen al buen comportamiento del miembro a reparar, se han desprendido de él (Ref. 22), como sería el caso de recubrimientos. Su uso es también de gran eficacia en el anclaje de conectores metálicos de concreto (Fig. 5.21).

d) **CONCRETO LANZADO.** Este material de reparación tiene innumerables ventajas especialmente para muros de concreto o mampostería. Se obtiene premezclando cemento y arena que son transportados al sitio de trabajo por medio de una manguera en una corriente de aire comprimido. El extremo de la manguera está equipado con una boquilla en cuya salida se inyecta agua que se mezcla con el material mientras es expulsado a alta velocidad. El contenido de agua puede ser ajustado en la boquilla, y sólo se emplea el necesario

para que se produzca una buena hidratación del cemento (Ref. 23).

Como la colocación de este tipo de material se hace a una gran presión, proporciona una adherencia muy buena así como alta resistencia, es un material de reparación bastante recomendable, y debido a su forma de transportación, prácticamente no se ve limitado por restricciones de acceso.

V.7.2 REFUERZO DE VIGAS, COLUMNAS Y UNIONES VIGA-COLUMNA. Para incrementar la capacidad sismo-resistente de vigas, columnas y uniones de concreto reforzado, se cuenta con una variedad de métodos, dependiendo de las necesidades que se presenten. Los más comunes son: encamisado de concreto reforzado y encamisado de acero estructural.

V.7.2.1 ENCAMISADO DE CONCRETO REFORZADO.

Uno de los métodos más empleados es el de reforzar los miembros envolviéndolos con varillas y estribos adicionales o malla electrosoldada y posteriormente aplicar un nuevo recubrimiento que puede ser de concreto colado en obra o de concreto lanzado.

En el caso de columnas, si se desea obtener un incremento en la ductilidad, tanto como en su resistencia a cargas verticales, fuerza cortante y flexión, el encamisado debe prolongarse a través de la losa y el refuerzo debe pasarse a través de orificios

perforados previamente en ella, y que al mismo tiempo faciliten el colado (Ref. 15) (Fig. 5.22).

Si por el contrario, no se desea alterar la resistencia existente a flexión, entonces el encamisado sólo debe hacerse en el entrepiso (Ref. 15) (Fig. 5.23).

Cuando no se tienen limitaciones de espacio, lo más común es efectuar el encamisado alrededor de toda la columna, y si su sección es cuadrada o rectangular, se tienen dos opciones con respecto al refuerzo:

a) Concentrarlo cerca de las esquinas y confinarlo con estribos (Fig. 5.24).

b) Repartirlo uniformemente y unirlo al refuerzo existente por medio de conectores soldados (Fig. 5.25).

En caso de que el espacio no nos permita efectuar el encamisado alrededor de toda la columna, es posible hacerlo por uno, dos o tres lados solamente. La conexión para lograr la continuidad en dicho elemento puede hacerse:

a) Por medio de estribos soldados (Fig. 5.26).

b) Por medio de ganchos (Fig. 5.27).

c) Por medio de conectores entre el refuerzo longitudinal (Fig. 5.28).

Si se trata de reforzar vigas y lo que se pretende es incrementar su resistencia tanto para flexión como para cortante, el encamisado puede hacerse

ya sea en tres de sus caras o a todo el rededor (Fig. 5.29). en cuyo caso habrá necesidad de hacer perforaciones en la losa tanto para el paso de los estribos como para hacer más sencillo el colado (Ref. 15) (Fig. 5.30).

En caso de que el propósito únicamente sea incrementar la resistencia a flexión de la viga, entonces el encamisado sólo se requerirá en la cara inferior de la misma, y la unión del refuerzo nuevo con el original puede ser a base de conectores soldados, o de estribos adicionales que también deberán soldarse a los existentes. Para que el anclaje con la columna sea eficaz, puede colocarse un collar de ángulos alrededor del extremo de ésta (Ref. 15) (Fig. 5.31).

El refuerzo de uniones viga-columna puede llevarse a cabo siguiendo las mismas pautas que las expuestas para encamisado de columnas, y es factible de realizarse combinándolo con el encamisado de vigas y columnas (Fig. 5.32), o en forma local en el nudo (Fig. 5.33).

Aunque este sistema tiene muchas ventajas, uno de los problemas que presenta, es el hecho de que en la práctica puede resultar difícil lograr un anclaje adecuado del refuerzo entre los miembros adyacentes, o en los elementos de colindancia, cuando la separación entre edificios no es la debida. Por otra parte, en estos puntos de unión puede conjuntarse tal cantidad de

refuerzo en distintas direcciones, que dificulte el colado y el vibrado del concreto.

V.7.2.2 ENCAMISADO DE ACERO ESTRUCTURAL. El encamisado de acero estructural en columnas puede efectuarse empleando perfiles que proporcionen confinamiento, unidos entre sí con paquetes de varillas soldadas o cubriendo en su totalidad la columna mediante placas continuas (Ref. 15, 16) (fig. 5.34).

El espacio libre que queda entre el encamisado y la columna debe rellenarse con productos epóxicos o con mortero que contenga un aditivo expansivo.

En lo que se refiere a vigas, si deseamos aumentar su ductilidad así como su resistencia al corte, existen dos alternativas muy usadas:

a) Placas metálicas unidas a las caras del miembro en cuestión mediante resinas epóxicas y conectores mecánicos (Ref. 15).

b) estribos postensados exteriores (Ref. 15) (Fig. 5.35).

Las uniones viga-columna son también susceptibles de reforzarse -cuando la estructura es a base de marcos en una sola dirección-, por medio de placas de acero estructural adheridas con algún mortero epóxico y conectores mecánicos, como en el caso de las vigas (Ref. 15) (Fig. 5.36).

V.7.3 REFUERZO DE MUROS DE CONCRETO

V.7.3.1 INCREMENTO DE SECCIONES. Si se desea aumentar la resistencia al corte y a flexión de un muro de concreto, esto puede lograrse incrementando su sección uniformemente para el primer caso, e incrementándola especialmente en sus extremos para el segundo. De ser esta última la alternativa deseada, la mayor parte del refuerzo adicional debe concentrarse en los extremos (Ref. 15) (Fig. 5.37).

Como en los casos descritos anteriormente, la continuidad es un factor determinante en el comportamiento de una estructura; por lo tanto, deberá haber una buena unión entre el concreto nuevo y el original, que puede lograrse instalando conectores que atraviesen el muro -si se coloca refuerzo en ambos lados del mismo- o por medio de conectores ahogados con resinas epóxicas -si sólo se tiene refuerzo de un lado-.

Por otra parte, también deben hacerse algunas perforaciones en las losas para pasar el refuerzo a través de ellas, logrando así el objetivo mencionado.

La superficie del muro existente, deberá ser preparada de la misma forma que se especifica en el inciso V.7.1.2 y es muy recomendable que se emplee concreto lanzado.

V.8) RESTAURACION Y REFUERZO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES. La reparación de los elementos no estructurales generalmente consiste en su restauración -o su reemplazo- y su refuerzo, así como el refuerzo de sus uniones con la estructura.

Si se ha decidido desligar estos elementos de la estructura, será conveniente restaurar las juntas, y verificar que las holguras existentes sean las adecuadas para que un futuro movimiento de la estructura no introduzca distorsiones en ellos y les provoquen daños.

Enseguida se dan algunas soluciones para la reparación de los principales elementos no estructurales.

V.8.1 MUROS DIVISORIOS. Los muros divisorios que con más frecuencia se encuentran en los edificios de nuestro medio son los muros de mampostería.

Como ya dijimos, cuando estos elementos divisorios se encuentran unidos a la estructura, toman una parte considerable de las fuerzas sísmicas debido a que son bastante rígidos; pero por otra parte son también elementos frágiles, susceptibles de sufrir daños ante deformaciones pequeñas.

Los muros dañados pueden repararse recubriéndolos con malla electrosoldada o malla de alambre, las cuales deberán unirse al muro por medio de conectores con un espacio de 50 a 60 centímetros entre sí en ambas direcciones, para posteriormente colocar un

aplanado de mortero. Cuando el recubrimiento se coloca a ambos lados del muro, los resultados obtenidos son mucho mejores (Ref. 15).

Si los muros se encuentran desligados de la estructura, debe verificarse que la holgura mínima entre éstos y las columnas y losas sea de 2 cm (Ref. 15), y dicha holgura debe rellenarse con algún material flexible y aislante como podría ser el celotex o la espuma de poliestireno (Fig. 5.38)

V.8.2 RECUBRIMIENTOS. Los recubrimientos -tanto pétreos como prefabricados- que hayan sufrido daños, deberán reemplazarse, procurando proporcionar algún tipo adecuado de anclaje mecánico con la estructura, teniendo en consideración que dependiendo del tipo de anclaje, los recubrimientos podrían alterar en forma significativa la rigidez original de la misma.

Por otra parte, si se trata de recubrimientos prefabricados, deberá dejarse la separación necesaria entre ellos, para evitar que los movimientos laterales del edificio durante un sismo, puedan ocasionarles daños.

V.8.3 VENTANAS. En la reparación de ventanería, es necesario reemplazar los vidrios rotos, y como en los casos mencionados en incisos anteriores, verificar la holgura tanto entre los marcos de las ventanas y la estructura, como entre ellos y los vidrios, la cual también debe rellenarse con algún

material o sellador que permanezca flexible.

Para calcular la holgura mínima, existe una fórmula sencilla:

$$c = \frac{\psi b}{2 (1 + b/h)} \quad (\text{ref. 15})$$

Donde:

c = holgura mínima en cm.

ψ = desplazamiento relativo

b = ancho del vidrio en cm.

h = altura del vidrio en cm.

Como se indica en el inciso IV.6.c, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref. 25) establece un desplazamiento relativo admisible igual a 0.006 en el caso en que los elementos no estructurales se encuentren ligados a la estructura, y de 0.012 para el caso que no lo estén.

V.8.4 PLAFONES. En la reparación de plafones, antes de sustituir las piezas dañadas por piezas en buen estado, es necesario además de proporcionar una buena holgura, restaurar y reforzar los anclajes al techo, así como el contraventeo para evitar el balanceo de dichos elementos.

CONCLUSIONES:

- De acuerdo a los estudios realizados con posterioridad a los sismos de septiembre de 1985, puede concluirse que la generalidad de las construcciones en la ciudad de México, tuvieron un comportamiento satisfactorio. Del aproximadamente 1% de las construcciones que resultaron dañadas, un elevado número de ellas debieron sus fallas a la intensidad y duración excepcionales de los sismos, aunadas a las características particulares del subsuelo de la zona de la ciudad de México localizada en el lecho del antiguo lago. De estas construcciones, un porcentaje muy significativo estuvo representado por edificaciones con estructura de concreto.

- La respuesta sísmica de una estructura depende fundamentalmente de la naturaleza del terreno, de sus períodos naturales y de la capacidad de la misma para absorber energía.

- Una estructura debe ser lo suficientemente fuerte a fin de que sea capaz de resistir las cargas que obran sobre ella, pero razonablemente dúctil que disipe, en deformaciones plásticas parte de la energía sísmica absorbida, y le permita alcanzar grandes deformaciones antes de llegar a la falla.

- Es indispensable que tanto en el diseño como en la construcción de los elementos no estructurales se proporcionen las holguras adecuadas con respecto a la estructura, para que los desplazamientos de entepiso de esta última no los dañen durante la acción de un sismo. De encontrarse unidos a la estructura, deberán considerarse como elementos estructurales y tomarse en cuenta su aportación a la resistencia de cargas que obran sobre la misma.

- Es importante mencionar que los planos estructurales deben estar apropiadamente detallados, y contener las especificaciones necesarias para la buena construcción de dichos elementos, y en especial de las uniones entre los mismos.

- En lo referente a la reparación de elementos estructurales dañados, es primordial cerciorarse de que se logre una buena unión entre el concreto original y los nuevos materiales empleados para dicha reparación, lo cual permitirá asegurar la continuidad de la estructura, que redundará en un buen comportamiento de conjunto de ésta durante un futuro movimiento telúrico.

- Por último, es necesario destacar la importancia del apego fiel a lo establecido en el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y

Construcción de Estructuras de Concreto, así como verificar que la elección de los materiales de construcción sea adecuada y que se cuente con un estricto control de calidad en obra.

REFERENCIAS :

- 1.- Dowrik, D.J. "Diseño de estructuras resistentes a sismos para Ingenieros y Arquitectos". Editorial Limusa. V.I.N. 1984.
- 2.- Bazán Zurita, Enrique. Meli Piralla, Roberto. "Manual de Diseño Sísmico de Edificios". Editorial Limusa. 1985.
- 3.- Estrada Uribe, Gabriel. "Estructuras Antisísmicas". Editorial C.E.C.S.A. Cuarta Impresión 1984.
- 4.- Rosenblueth, Emilio. "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos". Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto. V.I.N. 1982.
- 5.- Moreno Pecero, Gabriel. "Influencia de las condiciones locales de los suelos en el riesgo sísmico". Novena Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. 1978.
- 6.- Nieto Ramírez, José Antonio. " Qué enseñanzas nos dejan los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985?". Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, A.C. Revista No. 174. 1985.
- 7.- Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto. "Participación del I.M.C.Y.C. en los trabajos ocasionados por los sismos de septiembre de 1985". Revista No. 175. 1985.
- 8.- Instituto Internacional de Mampostería de Concreto, E.U.A. "Informe sobre el sismo de México del 19 de septiembre de 1985". Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, A.C. Revista No. 176. 1986.
- 9.- Jossas Requena, Fernando. " Los Sismos de México de los días 19 y 20 de Septiembre de 1985. Pasado, Presente y Futuro". Instituto Mexicano del Cemento y El Concreto. Revista No. 179 1986.

- 10.- Rosenblueth, Emilio; Meli Piralla, Roberto. "El Sismo del 19 de Septiembre de 1985. Sus efectos en la Ciudad de México. Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto. Revista No. 180. 1986.
- 11.- Del Valle Calderón, Enrique. "Comportamiento de las Estructuras". Cámara Nacional de la Industria de la Construcción. Revista Mexicana de la Construcción No. 374. 1985.
- 12.- Meli Piralla, Roberto. "Sismos y Construcciones en la ciudad de México.
- 13.- Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. "Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México.
- 14.- Wiegel, Robert L. "Earthquake Engineering". Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J. 1970.
- 15.- Iglesias J., Jesús. Robles F.J., Francisco. De la Cera A., José. González C., Oscar M. "Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería. Universidad Autónoma Metropolitana. 1985.
- 16.- Loring A., Wyllie Jr. "Reforzamiento de Edificios existentes de Concreto y Mampostería para Resistencia Sísmica". Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto A.C. Revista No. 184. 1986.
- 17.- Departamento del Distrito Federal. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". México 1987.
- 18.- Esteva, L. Eeri, M. "The México Earthquake of September 19, 1985 Consequences, Lessons, and Impact on Research and Practice". Earthquake Spectra. The Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute. Volume 4, Number 3. 1988.
- 19.- Bay Area Regional Earthquake Preparedness Project. "Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage: A practical guide.

- 20.- Rodriguez Tapia, Jorge. "Estudio de las Pruebas no Destructivas en el Concreto y Principales Equipos para Realizarlas. ULSA. Facultad de Ingeniería 1987.
- 21.- Torres Gómez, Isidro J. "Criterios para Dictaminar Daños Sísmicos en Edificios con Estructura de Concreto Reforzado". ULSA. Facultad de Ingeniería. 1987.
- 22.- Augusti, G. Hanson, R.D. Higashi, Y. Sharpe, R.L. "State-of-the-Art in Earthquake Engineering". Turkish National Committee on Earthquake Engineering. Ankara 1981.
- 23.- Warner, J. "Important Aspects of Cementitious Materials used in Repair and Retrofit". Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering. Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J. 1984.
- 24.- Olivares Prud'Homme, Fco. Javier. "Demolición de Estructuras de Concreto Reforzado". ULSA. Facultad de Ingeniería. 1986.
- 25.- Departamento del Distrito Federal. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México 1987.

		Tipo de edificio		
		De gran altura	Altura media	Altura baja
Mejor	(1) Acero	(1) Acero	(1) Madera	
	(2) Concreto reforzado colado in situ	(2) Concreto reforzado colado in situ	(2) Concreto reforzado colado in situ	
Materiales estructurales en orden a-proximado de conveniencia		(3) Concreto precolado de buena calidad	(3) Acero	
		(4) Concreto pretensado	(4) Concreto pretensado	
		(5) Mampostería reforzada de buena calidad	(5) Mampostería reforzada de buena calidad	
			(6) Concreto precolado	
			(7) Mampostería reforzada primitiva	
Peor				

* Estos dos materiales califican solamente para su inclusión en el caso de altura media. Desde luego muchos ingenieros sismicos no usarían ninguno de estos materiales. En Japón la mampostería no está permitida para edificios de más de tres pisos.

Tabla 1.1. Aplicabilidad de los materiales estructurales dependiendo del tipo de edificio (Ref. 1)

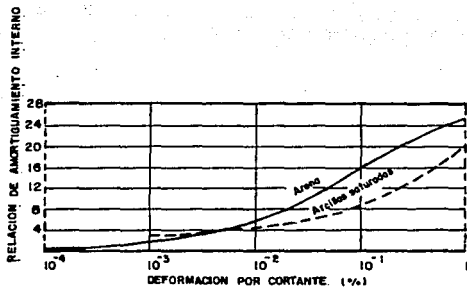


Tabla I.2 Relación promedio del amortiguamiento interno entre la deformación por cortante, para arenas y arcillas saturadas (Según Seed y Idriss⁴⁰)

Condición del refuerzo	Factor
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30 cm de concreto	1.4
En concreto ligero	1.33
Barras con f_y mayor de 4200 kg/cm^2 (f_y en kg/cm^2)	$\frac{4200}{2}$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1mm (No. 6)	1.2
Todos los otros casos	1.0

En ningún caso L_d será menor de 30 cm

Tabla IX.1 Factores para condición de refuerzo (Ref.17)

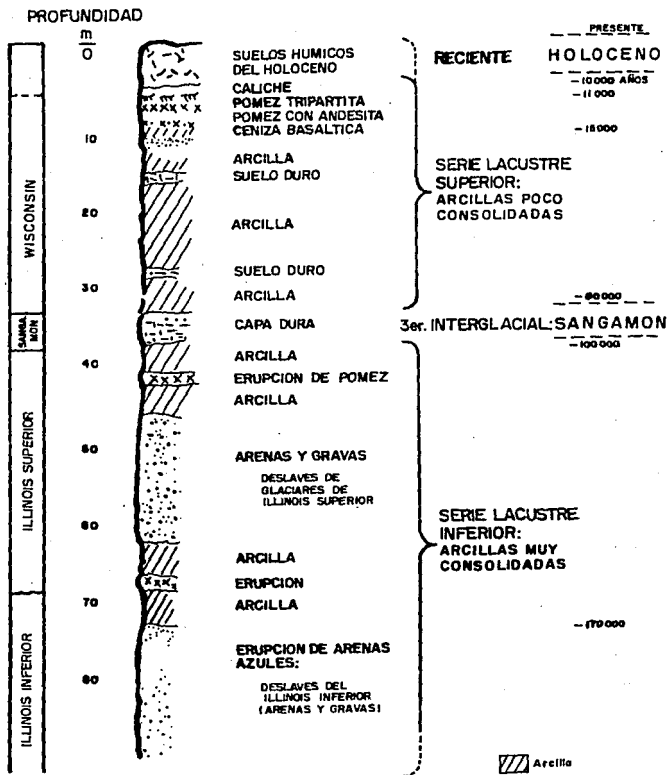


Fig. II.1. Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México (Ref. 13)

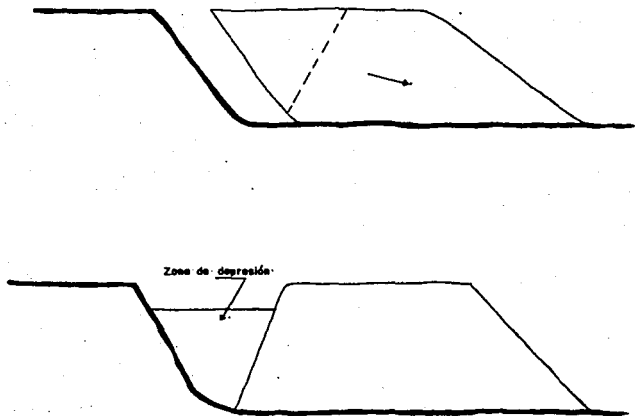


Fig. I.2 Deslizamiento del suelo por licuación (Ref. 14)

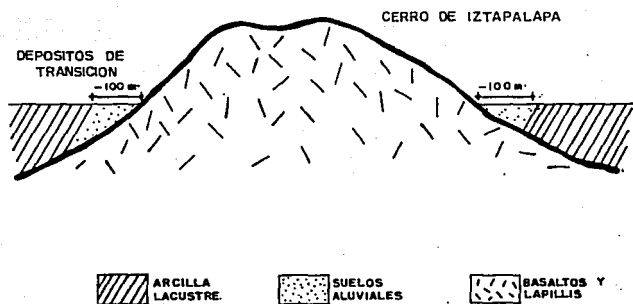


Fig. I.3 Transición interestratificado angosto (Ret. 131)

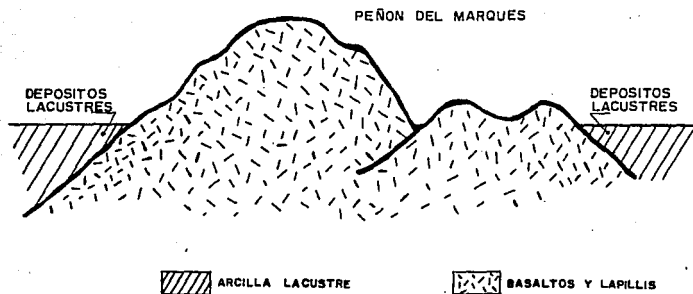


Fig.- I.4 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres (Ref.13)



Fig. 3.1 Efecto de los muros de relleno.



Fig. 3.2- Asimetría causada por falla de los muros de relleno.



Fig. 3.3 Falla de muros de relleno.



Fig. 3.4 Daños por cambio de uso.



Fig. 3.5 Daños por cambio de uso

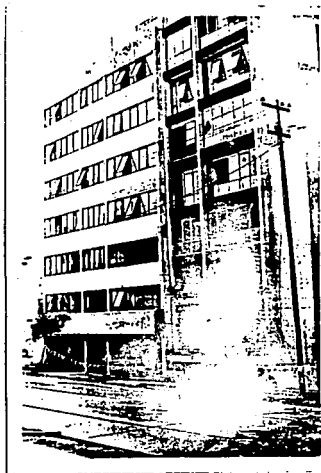


Fig. 3.6 Daños por asentamientos diferenciales.



Fig. 3.7 Daños por asentamientos diferenciales



Fig.3.8 Planta Baja débil .

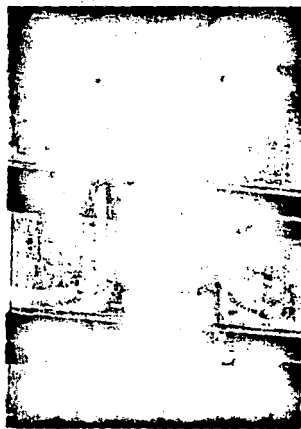


Fig. 3.9 Falla de columna por restricción de su altura libre.



Fig. 3.10 Falla de columna debido a excesiva concentración de acero.

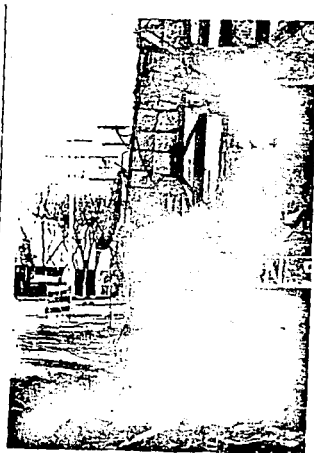


Fig. 3.11 Falla de columna por mala calidad de estribos

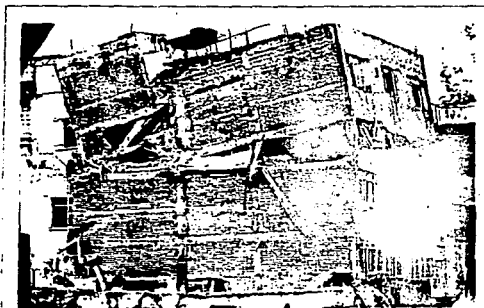


Fig. 3.12 Daño en pisos intermedios causados por falla de columnas.



Fig. 3.13 Falla de uniones viga-Columna.



Fig.3.14 Daño en pisos superiores ocasionados por falla de columnas.



Fig. 3.15 Falla de columna obligada a trabajar como columna corta,

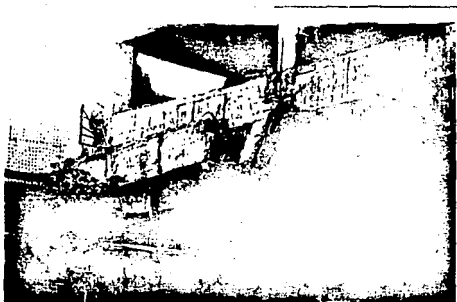


Fig.3.16 Falla de columnas por mala calidad de estribos.



Fig.3.17 Falla de unión viga-columna.



Fig. 3.18 Daño en pisos superiores ocasionado por falla frágil de columnas.

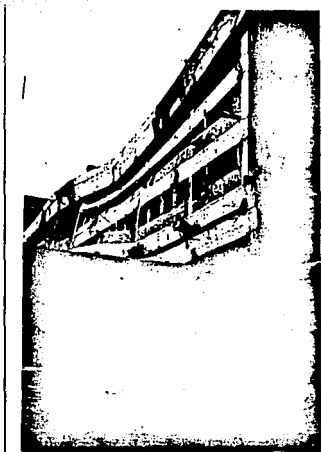


Fig. 3.19 Falla de columnas



Fig. 3.20 Daño en pisos superiores



Fig. 3.21 Daño en pisos superiores ocasionado posiblemente por algún modo superior de vibración.

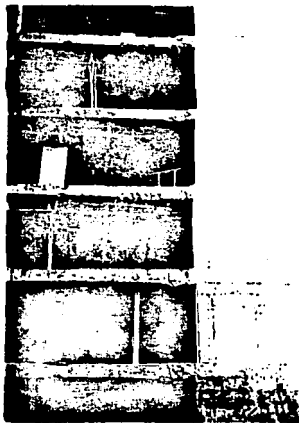


Fig. 3.22 Falla de losas reticulares.



Fig.3.23 Falla de losa reticular ocasionada por baja ductilidad.



Fig. 3.24

Edificio en esquina con excesivo momento de volteo que no soportó la cimentación.

Fig. 3.25

Dstrucción de Pisos Intermedios por choque con el edificio vecino.



Fig. 3.26

Se trata de una estructura muy antigua que había tenido daños en sismos anteriores.

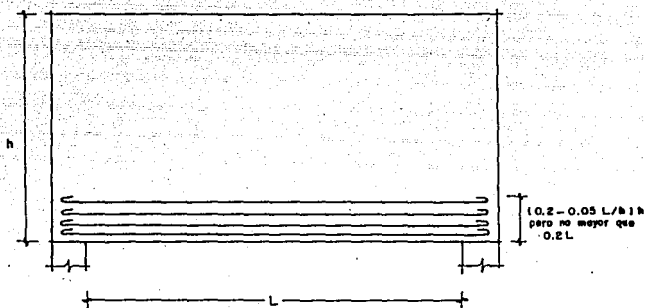


Fig.-4.1 Disposicion del refuerzo de flexion en viga diafragma de un claro (Ref.17)

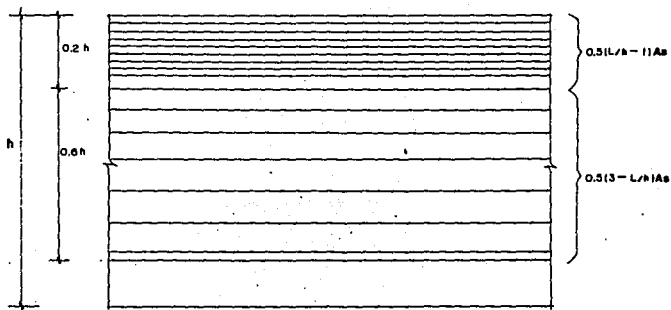


Fig. 4.2 Distribución del momento negativo A_s , en viga diafragma continua con $L/h > 1.0$ (Ref. 17)

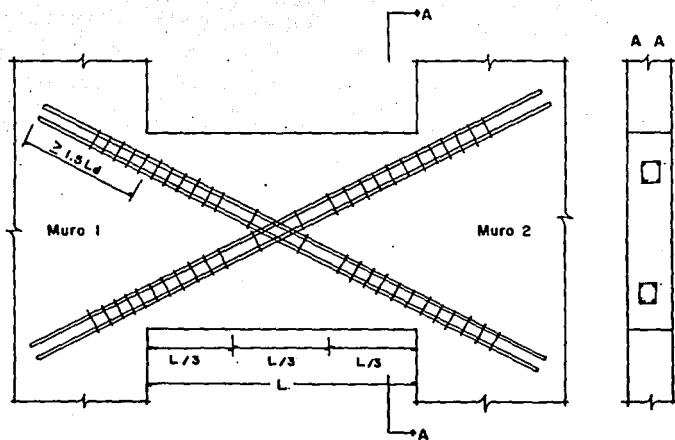


Fig. 4.3 Refuerzo principal de viga diafragma que une muros de corte (Ref.17)

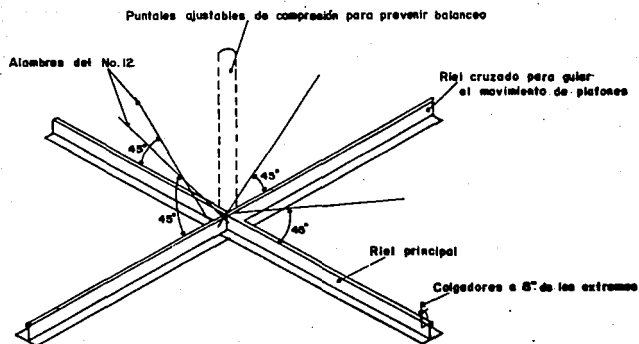


Fig. 4.4 Platón suspendido

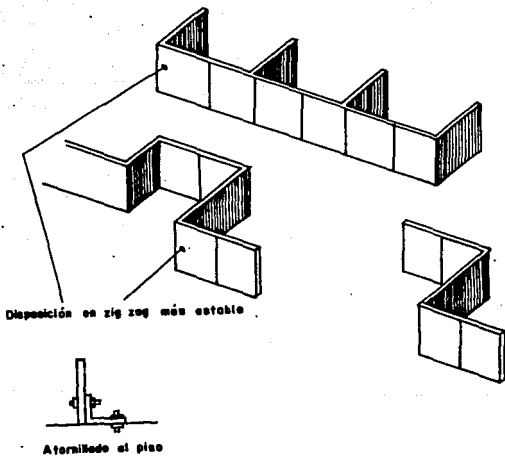


Fig.-4.5 Divisiones interiores (Ret.19)

Anaqueles resistentes a sismos anclados a la pared y al piso

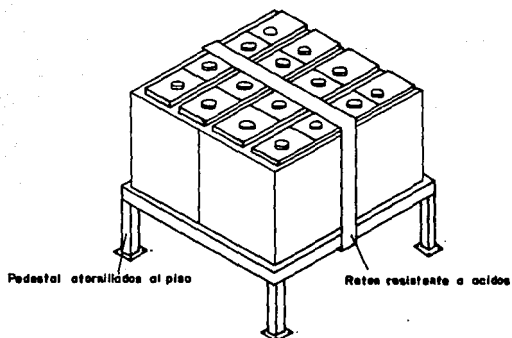


Fig. 4.6 Generadores de emergencia (Ref. 19)

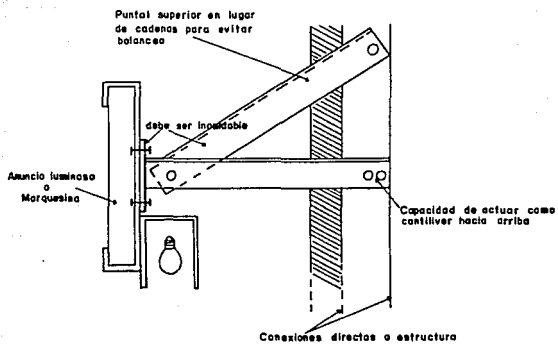


Fig. 4.7 Marquesinas o anuncios luminosos

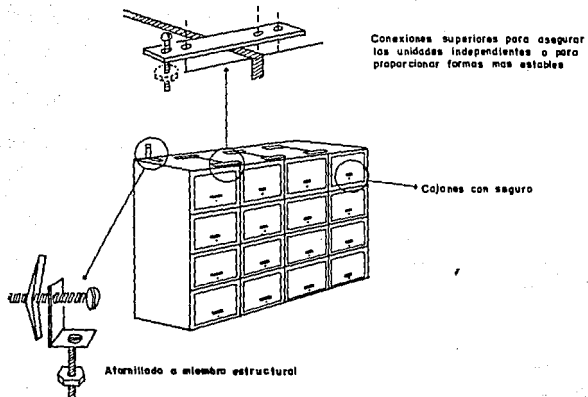


Fig. 4.8 Archiveros altos (Ref. 19)

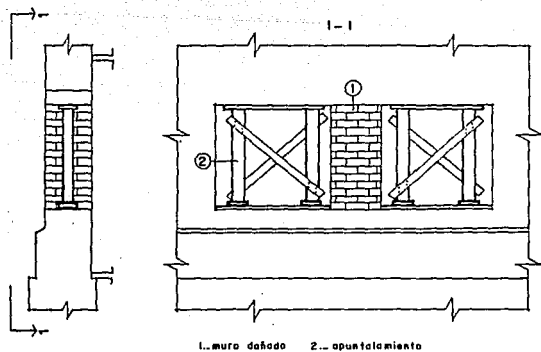


Fig.. 5.1 Apuntalamiento de aberturas con soportes de madera (Ref.15)

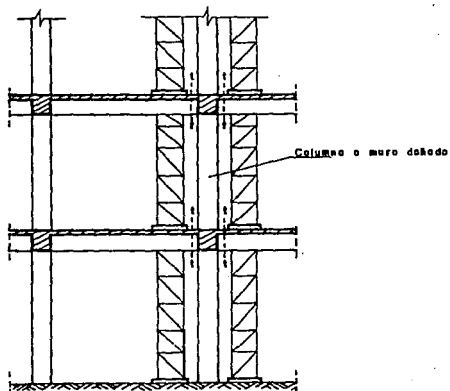
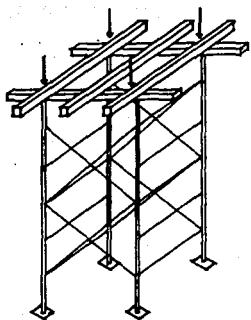


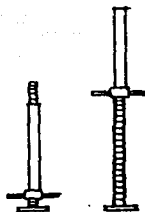
Fig.. 5.2 Apuntalamiento en varios pisos empleando soportes de madera y perfiles de acero (Ref.15)



(a)



(b)



(c)

Fig.5.3 Puntos telescópicos y elementos tubulares diversos (Ref.15)

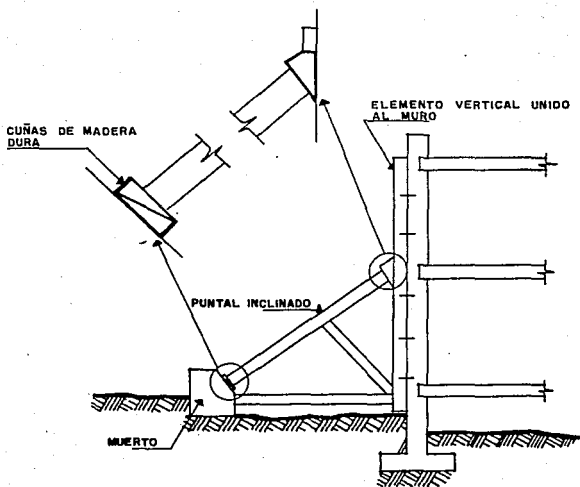


Fig- 5.4 Apuntalamiento exterior (Ref.15)

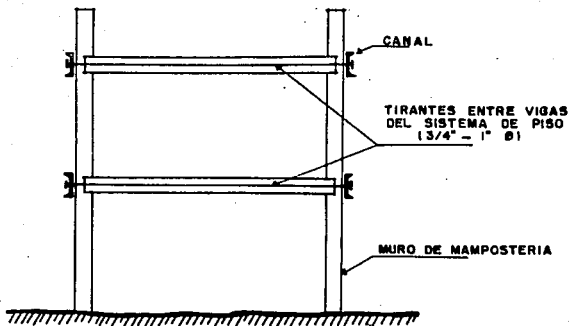


Fig. 5.5 Anclaje de muro a muro (Ref. 15)

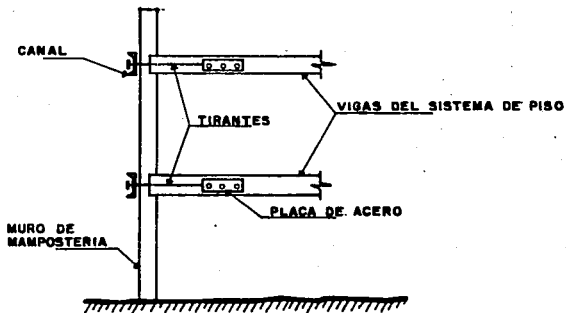


Fig. 5.6 Anclaje de muro exterior a vigas de los sistemas de piso (Ref. 15)

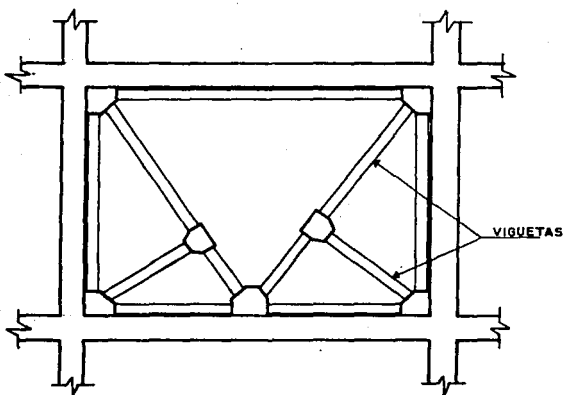
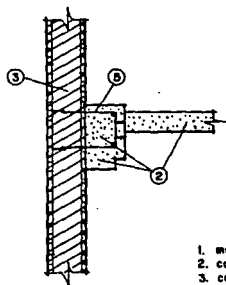
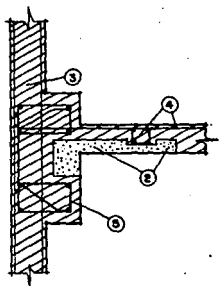
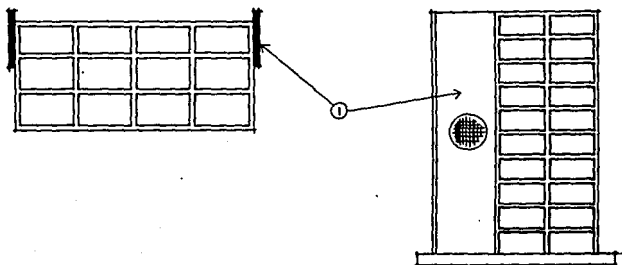
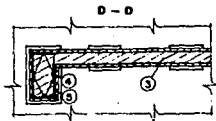
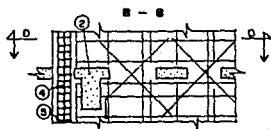
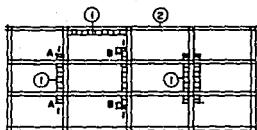
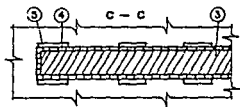
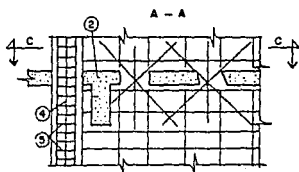
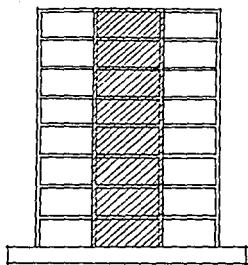


Fig._5.7 Alternativa de contravento con perfiles metálicos (Ref.15)



1. muro de rigidez adicional
2. concreto viejo
3. concreto nuevo
4. refuerzo nuevo
5. estribos adicionales

Fig... 5.8 Muros de rigidez periféricos (Ref. 15)



1. Muro de rigidez adicional
2. Estructura original
3. Concreto nuevo
4. Refuerzo nuevo
5. Estribos adicionales

Fig. 5.9 Muros de rigidez interiores (Rev. 15)

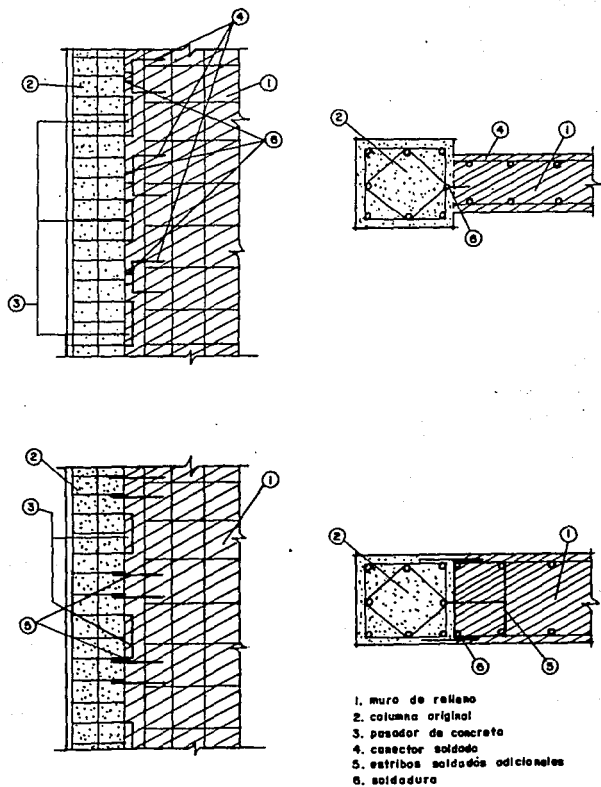
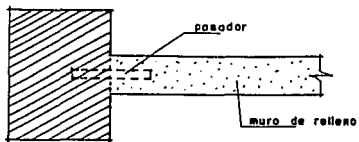
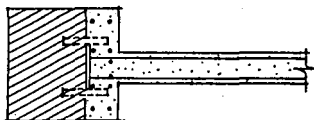


Fig. 5.10 Muros de relleno con conectores soldados (Ref.15)



a) si existe suficiente refuerzo en la columna



b) si es necesario añadir refuerzo vertical

Fig. 5.11 Muros de relleno con conectores ahogados en mortero epóxico (Ref.15)

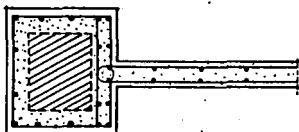
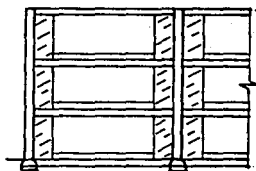


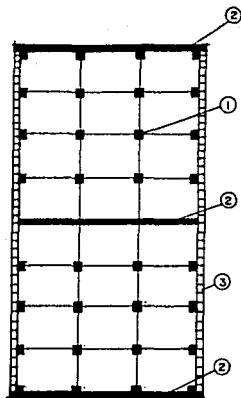
Fig. 5.12 Muro de relleno por medio de un encamisado (Ref.15)



Elevación



Fig._5.13 Muros de relleno parcial (Ref.15)



- 1.- Estructura original
- 2.- Muro de rigidez
- 3.- Macromarco

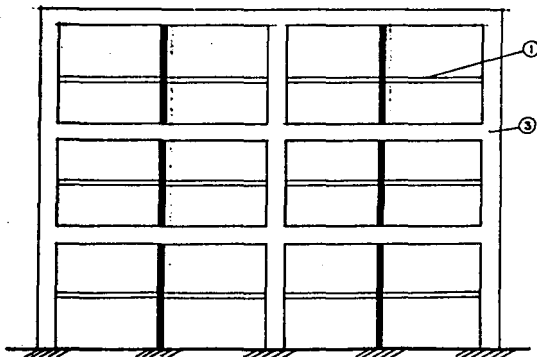
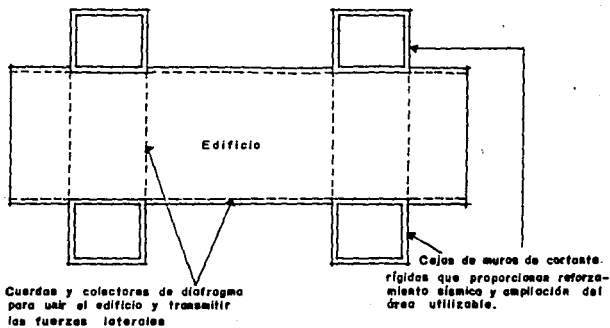


Fig. 5.15 Reestructuración a base de macromarcos (Ref. 16)



Planta

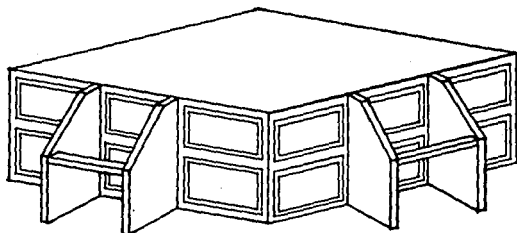
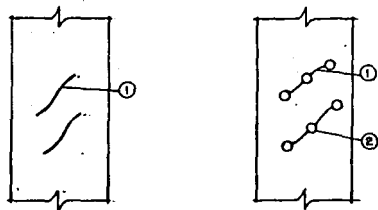


Fig._5.16 Rigidización mediante contrafuertes (Refs. 15 y 16)



1: grietas; 2: boquillas para inyección

Fig. 5.17: Inyección de grietas en columnas (Ref. 15)

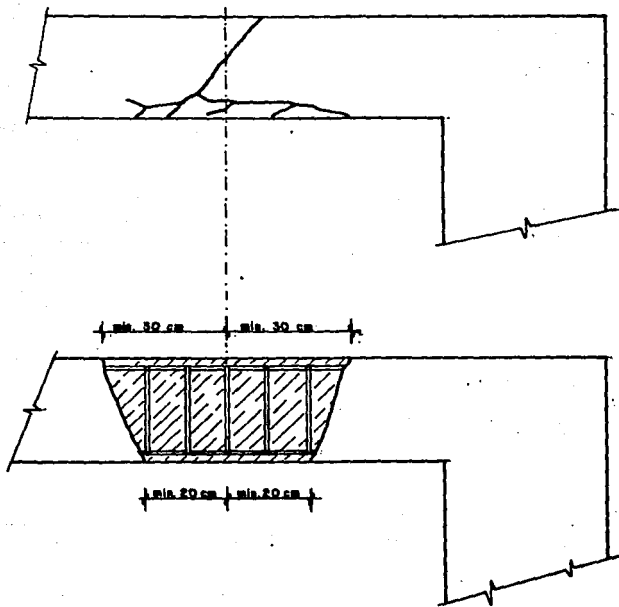
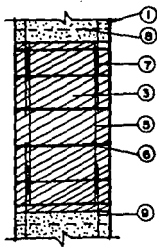
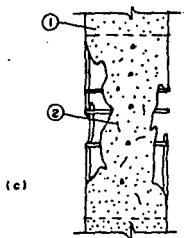
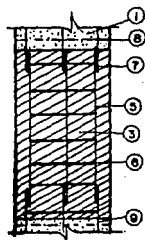
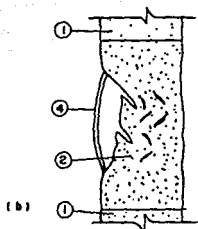
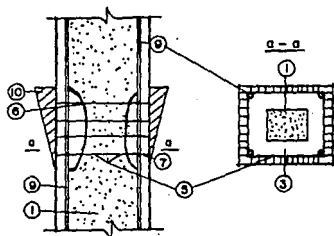
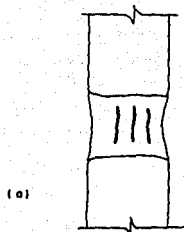


Fig. 5.18 Sustitución de materiales en vigas (Ref. 15)



1. concreto original sano 2. concreto dañado 3. concreto nuevo 4. refuerzo original 5. refuerzo nuevo
 6. estribos adicionales 7. soldadura 8. estribos existentes 9. refuerzo existente 10. cimera

Fig._5.10 Sustitución de materiales en columnas (Ref. 15)

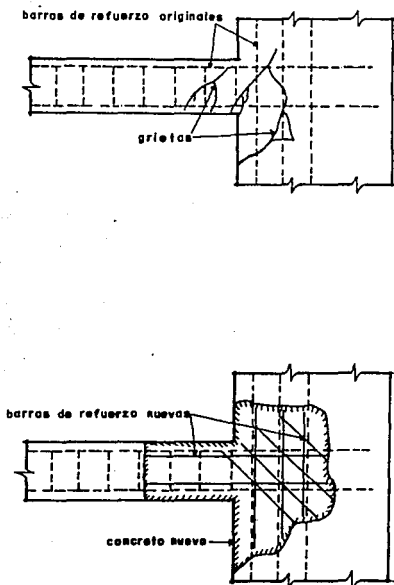


Fig._5.20 Sustitución de materiales en uniones (Ref.15)

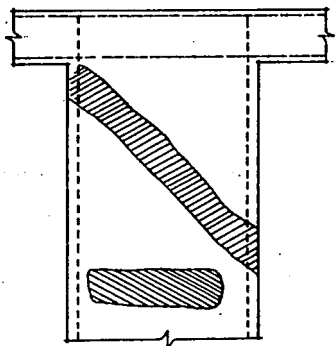
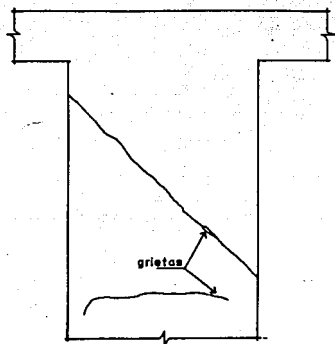


Fig. 5.21 Empleo de morteros plásticos en reparación de grietas (Ref. 15)

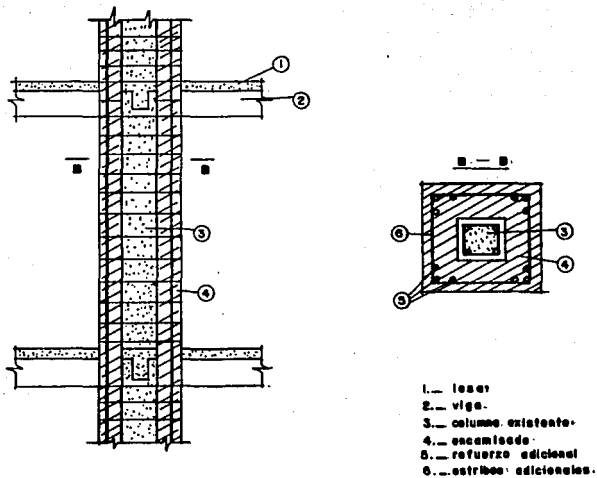


Fig.-5.22 Encamisado de columnas con concreto reforzado (Ref.15)

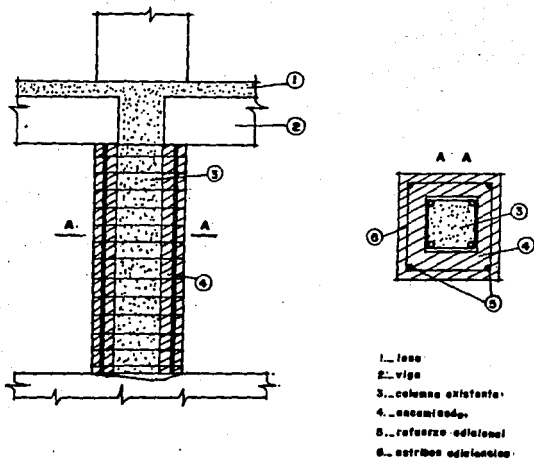


Fig._5.23 Encamisado de columnas con concreto reforzado (Ref.15)

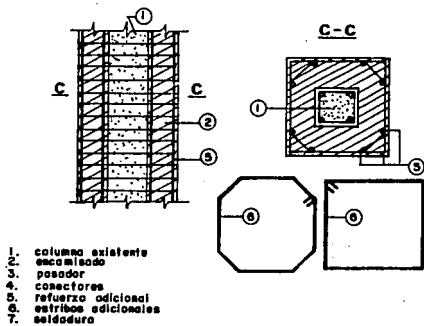


Fig._5.24 Encamisado completo de columnas (Ref. 15)

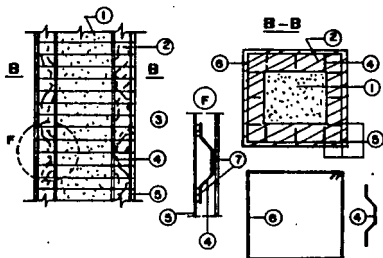


Fig._5.25 Encamisado completo de columnas con refuerzo repartido uniformemente (Ref. 15)

Encamisado Parcial de Columnas

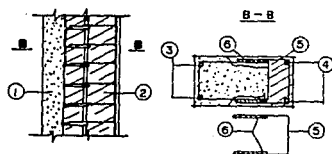


Fig. 5.26 Conexión por medio de estribos soldados

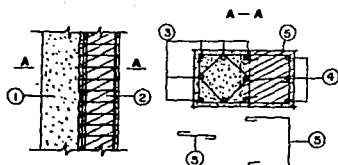


Fig. 5.27 Conexión por medio de ganchos

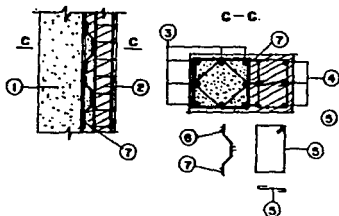


Fig. 5.28 Conexión por medio de conectores entre el refuerzo longitudinal (Ref.15)

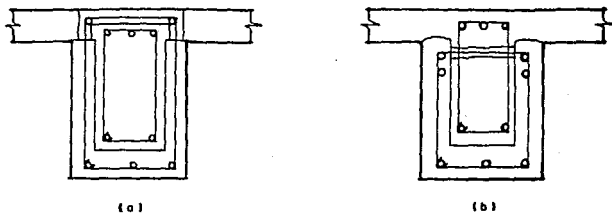


Fig. 5.29 Encamisado por flexion y cortante en vigas de concreto reforzado en tres de sus caras (Ref. 15)

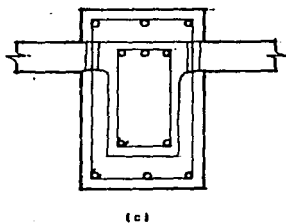
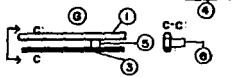
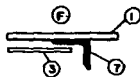
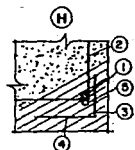
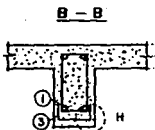
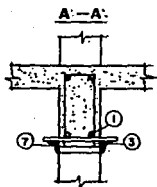
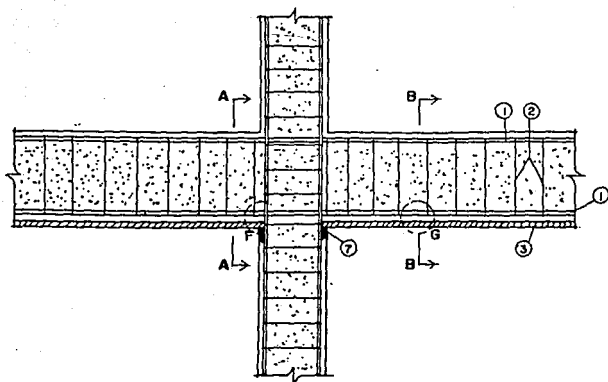


Fig. 5.30 Encamisado por flexion y cortante en vigas de concreto reforzado a todo al rededor (Ref. 15)



- 1.-refuerzo existente.
- 2.-arribos existentes.
- 3.-refuerzo adicional.
- 4.-arribos adicionales.
- 5.-barra de unión soldada.
- 6.-soldadura.
- 7.-collar de ángulos.

Fig... 5.3] Encamisado con concreto reforzado por flexión (Ref. 15)

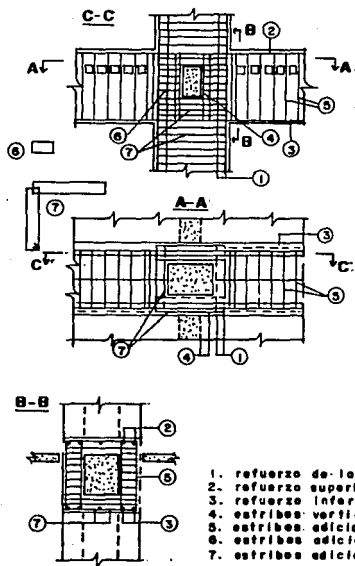


Fig. 5.32 Encamisado completo viga columna nudo (Ref. 15)

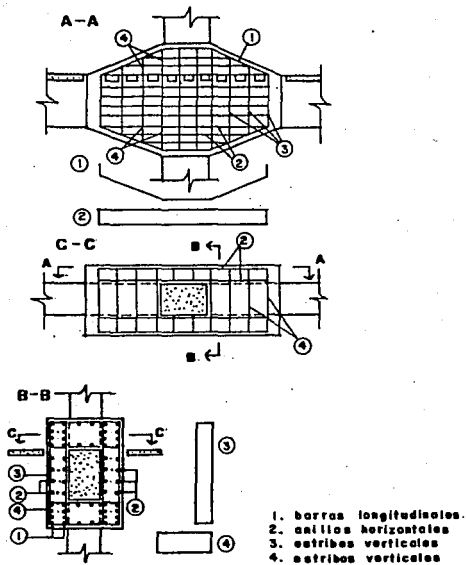


Fig. 5.33 Encamisado local de un nudo con concreto reforzado (Ref. 15)

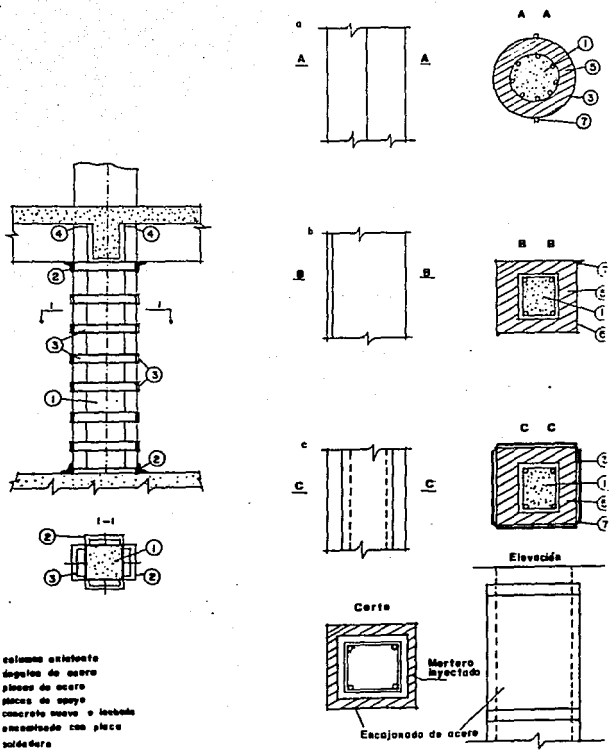
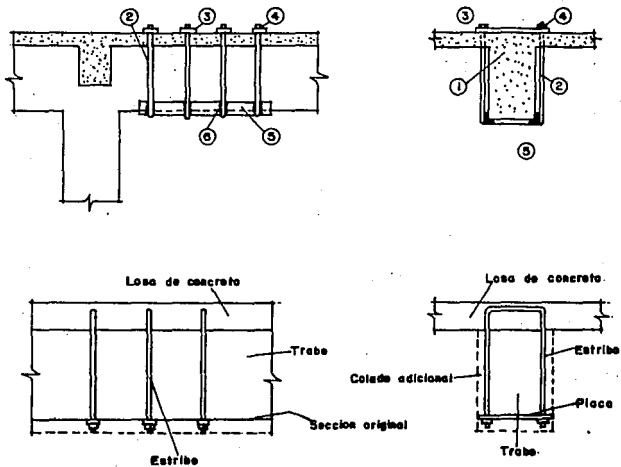
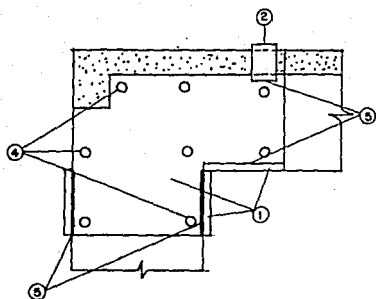


Fig.-5.34 Encamisado metálico de columnas (Ref. 15 y 16)



1. viga existente 2. estribo 3. placa 4. fuerza 5. aguja metálica 6. soldadura

Fig. 5.35 Refuerzo de vigas con estribos postensados (Ref. 15)



- 1... placa de acero
- 2... placa de acero
- 3... solera de acero
- 4... pernos presforzados
- 5... soldadura

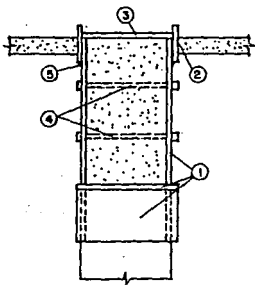


Fig.-5.36 Encamisado metálico de una unión viga-columna (Ref. 15)

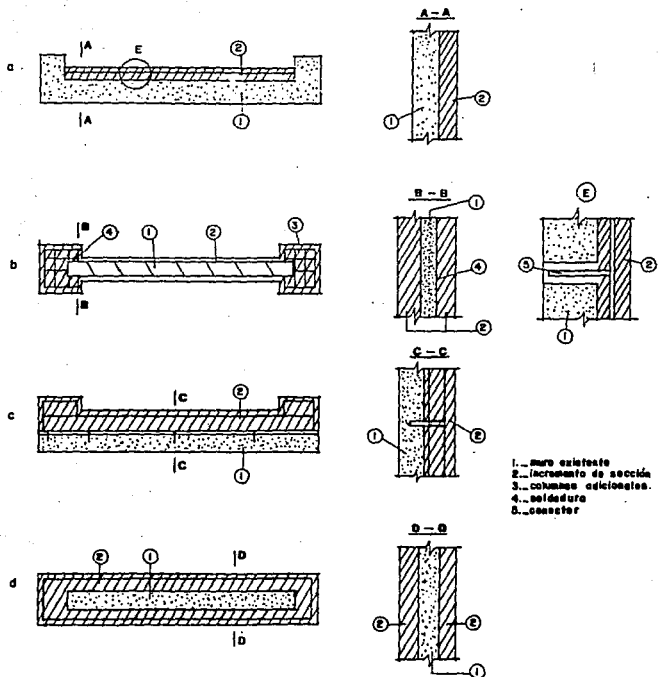
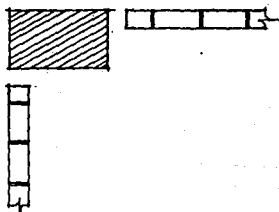
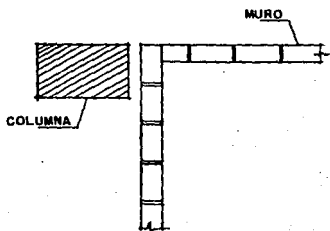
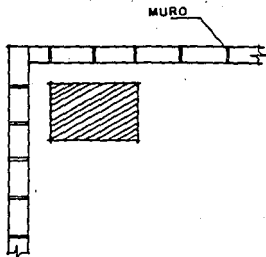


Fig._5.37 Incremento de secciones (Ref.15)



Fig_5.38 Restauración de muros divisorios (Ref.15)