



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Evaluaciones Estructurales y
Reparación de Superestructuras**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Mauricio Antonio Armendáriz García

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Héctor Javier Guzmán Olguín



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor
MAURICIO ANTONIO ARMENDÁRIZ GARCÍA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. HÉCTOR JAVIER GUZMÁN OLGUÍN, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"EVALUACIONES ESTRUCTURALES Y REPARACIÓN DE SUPERESTRUCTURAS"

- INTRODUCCIÓN
- I. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
- II. REHABILITACIÓN
- III. EJEMPLIFICACIÓN DEL PROBLEMA. APLICACIÓN A UN CASO REAL
- IV. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 18 de agosto del 2015.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LOPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

EVALUACIONES ESTRUCTURALES Y REPARACIÓN DE SUPERESTRUCTURAS

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	3
1. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	5
1.1 INSPECCIÓN DE CAMPO	6
1.2 CLASIFICACIÓN Y EVALUACIÓN PRELIMINAR DE DAÑOS	12
1.2.1 DAÑOS ESTRUCTURALES	13
1.2.2 DAÑOS NO ESTRUCTURALES	59
1.2.3 EVALUACIÓN PRELIMINAR DE DAÑOS	60
1.3 INSPECCIÓN Y ENSAYE DE MATERIALES	61
1.3.1 PRUEBAS DESTRUCTIVAS	65
1.3.2 PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS	76
1.4 REVISIÓN DEL PROYECTO ORIGINAL	88
1.4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	89
1.4.2 ANÁLISIS-DISEÑO ESTRUCTURAL	91
1.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON REGLAMENTOS	93
2. REHABILITACIÓN	99
2.1 MEDIDAS Y ELEMENTOS DE SEGURIDAD	100
2.1.1 LINEAMIENTOS DE SEGURIDAD Y PROTECCIÓN CIVIL	101
2.1.2 APUNTALAMIENTO VERTICAL	110
2.1.3 SOPORTE LATERAL	144
2.1 MATERIALES Y PRODUCTOS PARA REPARACIÓN	172
2.1.1 RESINAS	173
2.1.2 LECHADAS Y MORTEROS	176
2.1.3 CONCRETOS	180
2.1.4 SOLDADURA Y ANCLAJES MECÁNICOS	184
2.1.5 FIBRAS DE CARBONO	195
2.3 RESTAURACIÓN	199
2.3.1 INYECCIÓN DE GRIETAS	199
2.3.2 SUSTITUCIÓN DE MATERIALES	204
2.3.3 USO DE FIBRAS DE CARBONO	210

2.4 REFORZAMIENTO Y REESTRUCTURACIÓN	214
2.4.1 COLUMNAS	215
2.4.2 VIGAS	223
2.4.3 UNIONES VIGA-COLUMNA (NODOS)	227
2.4.4 MUROS DE CONCRETO	231
2.4.5 MUROS DE MAMPOSTERÍA	233
2.5 ELEMENTOS DE REESTRUCTURACIÓN	236
2.5.1 MUROS	237
2.5.2 MARCOS	244
2.5.3 CONTRAVENTEADO	247
2.6 REHABILITACIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	251
3. EJEMPLIFICACIÓN DEL PROBLEMA. APLICACIÓN A UN CASO REAL	254
3.1 EMPLEO DE TECNOLOGÍA DE VANGUARDIA	258
3.2 APLICACIÓN A CASOS REALES	277
3.3 EJEMPLOS DE MÉTODOS Y DISPOSITIVOS TRADICIONALES Y VANGUARDISTAS, EN EL REFORZAMIENTO Y REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS	311
4. CONCLUSIONES	322
BIBLIOGRAFÍA	324

INTRODUCCIÓN

En ocasiones, los propietarios y usuarios de edificios destinados a viviendas, oficinas, comercios, talleres, etc., sienten inseguridad cuando en dichas construcciones aparecen grietas, desplomes, separación de muros, desprendimiento y rotura de acabados, deflexiones en techos y agrietamientos de firmes y pisos, entre otros. Tal inquietud suele agudizarse sobre todo poco después de que ocurre un sismo, atribuyéndole generalmente la mayor parte de los daños a éste fenómeno, sin considerar los asociados a otras causas como: hundimientos diferenciales, socavación del subsuelo, fallas geológicas, desgaste e intemperización acelerados de los materiales constitutivos de la estructura por condiciones extremas del clima (lluvia, viento, temperatura) y otros factores no incluidos en el cálculo y diseño, así como a deficiencias en los materiales y procedimientos constructivos. Asimismo es común que se efectúen cambios en el uso original del inmueble, por ejemplo, edificios habitacionales que son convertidos en talleres, bodegas, fábricas, etc., en los cuales se albergan u operan equipos industriales y maquinaria pesada sin efectuar una revisión estructural adecuada, así como hacer ampliaciones y/o modificaciones a la estructura de manera arbitraria.

Uno de los objetivos del presente trabajo es utilizar las bases técnicas y dar a conocer una serie de recomendaciones que constituyan una guía para realizar la identificación de daños, su magnitud y posible origen, que con mayor frecuencia se presentan en edificios de concreto reforzado y mampostería, e igualmente se pretende exponer los criterios y procedimientos de reparación aplicables, según sea el caso.

Se podrá ver que esta Tesis se divide fundamentalmente en dos partes, en la primera, se establece una evaluación y clasificación de daños que concluye con un Dictamen Estructural en el cual se señala el nivel de seguridad que en su conjunto guarda el inmueble en cuestión, así como posibles alternativas para su eventual rehabilitación basadas invariablemente en los Códigos de construcción y normas técnicas aplicables. La segunda parte se refiere a las medidas y procedimientos que habitualmente se siguen para proporcionar seguridad en diversos aspectos a una edificación afectada, es decir, a la estructura misma, ocupantes, trabajadores y a construcciones vecinas, en tanto se definen los próximos pasos a seguir; finalmente se describen criterios y métodos generales de reparación que comúnmente se aplican en cada caso.

En resumen, la idea esencial del presente trabajo es proporcionar los elementos necesarios para determinar la factibilidad de reparar una estructura dañada, siendo oportuno señalar que en última instancia, no es el punto de vista técnico lo que rige la posibilidad de rehabilitación, ya que en teoría prácticamente toda estructura que esté en pie puede repararse, sino más bien el aspecto económico, pues aunque en la mayor parte de las ocasiones se cuenta con los materiales, procedimientos y tecnología suficientes para realizar una completa rehabilitación, puede ser que el costo de esta resulte significativamente mayor, que hacer una nueva edificación.

1. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Este capítulo reviste gran importancia porque evaluar una estructura no significa solamente inspeccionarla superficialmente, sino que requiere ser implementada una metodología que, en efecto, inicia con una inspección ocular, pero que consta de más etapas. En términos generales el procedimiento de evaluación se divide en:

- ~ Inspección de campo
- ~ Clasificación y Evaluación preliminar de daños
- ~ Inspección y Ensaye de materiales
- ~ Revisión del proyecto original
- ~ Evaluación de resultados
- ~ Dictamen estructural

En tal procedimiento podemos distinguir dos partes principales:

La primera, que comprende las dos etapas iniciales, tiene por objeto determinar si resulta viable efectuar la Reparación o no, al haber daños notoriamente severos y no haya duda de que la estabilidad de la estructura es precaria. En este caso el proceso de evaluación evidentemente terminaría aquí y es pertinente mencionar que para determinar la procedencia de la demolición es indispensable que los peritos responsables cuenten con preparación y experiencia.

Por el contrario, si después de realizar la evaluación preliminar se concluye que los daños no han alcanzado un nivel crítico y no está comprometida la estabilidad de la estructura, entonces se deberá empezar a trabajar de inmediato en la implementación de las medidas de seguridad y protección, al mismo tiempo que se continuará con la segunda fase de la evaluación en la cual los objetivos son: recabar y corroborar la información relativa al proyecto original, precisar las causas de los daños detectados y finalmente efectuar un Dictamen que explique el estado estructural que guarda la construcción. Ésta última es probablemente la parte más importante del proceso de evaluación porque es la base para seleccionar el criterio, los métodos y el alcance de la reparación, y en consecuencia, para determinar si resulta costeable o no. Por otro lado, una edificación no necesariamente presenta daños cuando tiene deficiencias estructurales o no cumple con los requisitos de seguridad establecidos, lo cual sólo se puede saber después de efectuar un análisis detallado con la aplicación de metodologías adecuadas, culminando todo ello con la emisión del correspondiente Dictamen de la estructura; por esta razón es que hablamos de evaluación y dictamen estructural en general, y no sólo de evaluación y dictamen de daños. Asimismo, algunos autores consideran que la evaluación estructural es la primera parte del proceso de reparación porque en base a ella se establece la estrategia a seguir para una posterior rehabilitación, y a nuestro parecer, éste criterio es válido.

1.1 INSPECCIÓN DE CAMPO

Esta primera etapa consiste en efectuar una visita de campo o las que sean necesarias, al lugar del inmueble en cuestión, con el fin de llevar a cabo una revisión ocular de toda la edificación, que permita conocer los sistemas estructurales y tipo de cimentación que la integran, además de identificar los daños existentes y establecer las probables causas de los mismos, así como del comportamiento mostrado por la estructura ante las distintas sollicitaciones.

Para hacer una correcta evaluación es muy importante conocer con certeza los sistemas estructurales del edificio, los cuales pueden ser entre otros, cualesquiera de los siguientes tipos:

- ~ Marcos rígidos con o sin contraventeo con sistemas de piso a base de losas planas, macizas o aligeradas (nervadas), o de vigueta y bovedilla, entre los principales
- ~ Muros de carga, de concreto reforzado o de mampostería con o sin contraventeo
- ~ Sistemas prefabricados y presforzados
- ~ Combinaciones de los sistemas anteriores

No menos importante es investigar el tipo de Cimentación:

- ~ Zapatas aisladas o corridas
- ~ Losa armada
- ~ Cajón total o parcialmente compensado
- ~ Pilotes de fricción o de punta
- ~ Combinación entre los sistemas anteriores

Durante la inspección ocular se deben llevar a cabo diversas tareas tales como: levantamientos físicos locales, revisión de niveles, medición de dimensiones efectivas de elementos dañados, localización, cuantificación y determinación de magnitudes de grietas y otros tipos de daños, como desplomes, desplazamientos, etc., lo que hace necesario que en ocasiones se efectúe el retiro de parte de los acabados, de modo que, para realizar la inspección del inmueble en cuestión, se recomienda llevar el siguiente equipo básico:

- ~ Casco
- ~ Cinta métrica
- ~ Plomada y nivel
- ~ Martillo y cincel
- ~ Linterna
- ~ Grietómetro
- ~ Libreta de campo y formas de inspección
- ~ Cámara fotográfica
- ~ Binoculares

El “grietómetro” es un medidor del ancho de grietas, del cual hoy en día pueden encontrarse numerosos tipos y modelos, desde los muy simples llamados de comparación, consistentes en láminas de acrílico o de cualquier otro material transparente que tienen impresas graduaciones con medidas de distintos anchos que se van sobreponiendo a la grieta en estudio, para de ésta manera obtener la medida que más se ajusta a su abertura, hasta los muy sofisticados digitales, que tienen integrados diversos accesorios como microscopio, sonda-cámara, pantalla y otros dispositivos electrónicos que con tan sólo colocarlos un instante sobre la grieta, arrojan de forma inmediata y con gran precisión el valor de su anchura, además de otras características y datos. A continuación se muestran imágenes de algunos de éstos dispositivos.



Fig. 1.1.a) Grietómetros de comparación

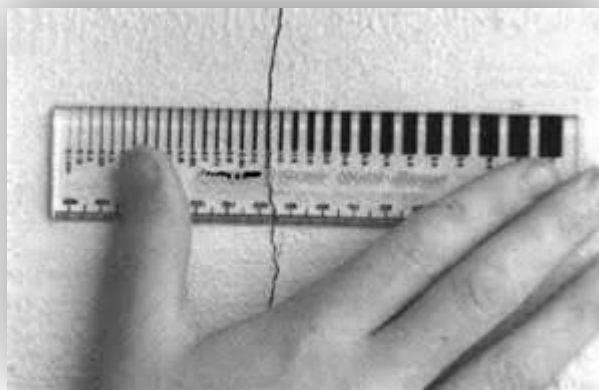


Fig. 1.1.a.1) Medición con grietómetro de comparación



Fig. 1.1.b) Grietómetro digital con programa de análisis

Otro elemento importante dentro del equipo y material para visitas de campo, lo constituyen los “formatos de inspección” que previa y cuidadosamente deben elaborarse, pues de un buen diseño de los mismos depende el óptimo aprovechamiento de los datos recabados. Para tal efecto pueden existir varios tipos de planillas, pero cualquiera que fuere a utilizarse, debe contener como mínimo la siguiente información:

- a) Identificación y localización del edificio
- b) Identificación de sistemas estructurales
- c) Identificación de daños en elementos estructurales
- d) Identificación de daños en elementos no estructurales
- e) Detección de problemas en la estructuración
- f) Detección de problemas en la cimentación
- g) Hipótesis sobre las posibles causas de los daños

Para el presente trabajo, de entre diversas opciones y algunas de ellas diseñadas para recabar un extenso cúmulo de datos, se eligió un formato que emplea el CENAPRED, que aunque no es muy extenso, se considera desde éste punto de vista que contempla los rubros y conceptos suficientes, según se puede apreciar en el form. 1.1, para poder llevar a cabo de manera confiable, los procesos de revisión y análisis de etapas subsecuentes.

FORMATO DE CAPTURA DE DATOS PARA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Febrero-2011

Fecha: Hora: Duración visita: Clave:

Nombre del evaluador: Ingeniero o arquitecto Estudiante Ing/Arq.

INFORMACIÓN GENERAL DEL INMUEBLE

Nombre del inmueble:

Nombre del edificio/cuerpo/área: (usar un formato por cada edificio/cuerpo/área) Coordenadas: (N, O, msnm)

Calle y número: Código postal:

Colonia/Barrio:

Localidad (pueblo/ciudad):

Delegación/Municipio: Estado:

Referencias: (entre calles "A" y "B", un sitio notable, etc.)

Persona contactada/propietario: Cargo o función:

Teléfono: +() Fax: Correo electrónico:

USO (Anotar % de área para cada uso, debe sumar 100%)

1- Habitacional <input type="checkbox"/> Vivienda Multifamiliar <input type="checkbox"/> Hotel Dormitorio	3- Educativo <input type="checkbox"/> Preescolar <input type="checkbox"/> Primaria <input type="checkbox"/> Secundaria Superior <input type="checkbox"/> Biblioteca <input type="checkbox"/> Museo	5- Reunión <input type="checkbox"/> Centro social <input type="checkbox"/> Templo religioso <input type="checkbox"/> Gimnasio <input type="checkbox"/> Salón baile/juego <input type="checkbox"/> Cine/Teatro/Auditorio <input type="checkbox"/> Estadio	7- Comunicaciones y transportes <input type="checkbox"/> Terminal de pasajeros <input type="checkbox"/> Terminal de carga <input type="checkbox"/> Estacionamiento <input type="checkbox"/> Aeropuerto/Puerto <input type="checkbox"/> Correo / Telégrafo / Teléfono <input type="checkbox"/> Radio / Televisión <input type="checkbox"/> Antena transmisora	Estructura GRUPO: <input type="radio"/> A <input type="radio"/> B1 <input type="radio"/> B2 <input type="radio"/> C
2- Oficinas / Comercio <input type="checkbox"/> Oficinas <input type="checkbox"/> Tienda <input type="checkbox"/> Mercado <input type="checkbox"/> Restaurante	4- Salud / Social <input type="checkbox"/> Hospital <input type="checkbox"/> Clínica <input type="checkbox"/> Asilo <input type="checkbox"/> Estancia infantil	6- Industrial <input type="checkbox"/> Fábrica <input type="checkbox"/> Taller <input type="checkbox"/> Bodega <input type="checkbox"/> Generac. eléctrica <input type="checkbox"/> De combustibles	Otro <input type="checkbox"/> <input type="text"/>	

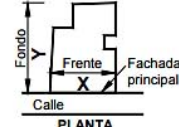
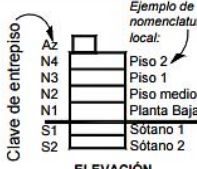
Ocupación: Habitada/en uso Abandonada/desocupada Desalojada por daños Número de ocupantes o capacidad de personas:

TERRENO Y CIMENTACIÓN

Topografía <input type="checkbox"/> Planicie <input type="checkbox"/> Ladera de cerro <input type="checkbox"/> Rivera río/lago <input type="checkbox"/> Fondo de valle <input type="checkbox"/> Depósitos lacustres <input type="checkbox"/> Costa	Tipo suelo <input type="checkbox"/> Arcilla muy blanda <input type="checkbox"/> Limos o arcillas <input type="checkbox"/> Granular suelto <input type="checkbox"/> Granular compacto <input type="checkbox"/> Roca	SUELO <input type="radio"/> Blando <input type="radio"/> Transición <input type="radio"/> Firme	Cim. Superficial <input type="checkbox"/> Zapatas aisladas <input type="checkbox"/> Zapatas corridas <input type="checkbox"/> Cimiento de piedra <input type="checkbox"/> Losa <input type="checkbox"/> Cajón	Cimentación Profunda <input type="checkbox"/> Pilotes / pilas <input type="checkbox"/> Otro
---	--	---	---	--

Nivel freático: m Pendiente del terreno: % Distancia a río / lago / mar: m

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

No. de niveles, n = <input type="text"/> Año de construcción: <input type="text"/> No. de sótanos: <input type="text"/> Año rehabilitación: <input type="text"/>	Área del terreno: <input type="text"/> m ² Recarga acuíferos: <input type="text"/> % Área de la planta tipo: <input type="text"/> m ²	 <p>PLANTA</p>
<input type="checkbox"/> Apéndices en azotea (escaleras / elevador / cuarto azotea) <input type="checkbox"/> Mezanine (losa intermedia que no cubre toda la planta) <input type="checkbox"/> Piso a media altura (de los entresijos tipo) <input type="checkbox"/> Escalera externa <input type="checkbox"/> Semisótano (primer sótano a medio nivel de calle)		Dimensiones Generales: X = Frente: <input type="text"/> m Y = Fondo: <input type="text"/> m Altura Planta baja: <input type="text"/> m Altura entresijos: <input type="text"/> m No. cajones estacionamiento: <input type="text"/> No. elevadores: <input type="text"/> No. escaleras independientes: <input type="text"/>
Instalaciones <input type="checkbox"/> Elevador <input type="checkbox"/> Eléctrica <input type="checkbox"/> Agua potable <input type="checkbox"/> Alcantarillado <input type="checkbox"/> Gas <input type="checkbox"/> Otra: <input type="text"/>		 <p>ELEVACIÓN</p>

<<logotipos de instituciones participantes>>

VULNERABILIDAD

Posición en manzana: Esquina Medio Aislado

Irregularidad en planta <input type="checkbox"/> Asimétrico (efectos de torsión) <input type="checkbox"/> Aberturas en planta > 20 % (área o longitud) <input type="checkbox"/> Longitud entrantes/salientes > 20 % <input type="checkbox"/> En "L" u otra geometría irregular	Irregularidad en elevación <input type="checkbox"/> Planta baja flexible <input type="checkbox"/> Marcos o muros no llegan a la cimentación <input type="checkbox"/> Columnas cortas <input type="checkbox"/> Reducción de la planta en pisos superiores
---	---

Otras fuentes de vulnerabilidad <input type="checkbox"/> Conexión excéntrica trabe-columna <input type="checkbox"/> Péndulo invertido/una sola hilera de columnas <input type="checkbox"/> Un elemento resiste más del 35% del sismo	<input type="checkbox"/> Columna débil-viga fuerte Edificio vecino crítico No. de pisos: _____ Separación: _____ cm Uso no.: _____
--	---

SISTEMA ESTRUCTURAL

Material en muros <input type="checkbox"/> Concreto reforzado <input type="checkbox"/> Concreto prefabricado <input type="checkbox"/> Tabicón de concreto (macizo) <input type="checkbox"/> Bloque de concreto (20x40 cm) <input type="checkbox"/> Ladrillo de barro macizo <input type="checkbox"/> Tabique de arcilla hueco <input type="checkbox"/> Paneles con capa de mortero Refuerzo en la mampostería <input type="checkbox"/> Sin refuerzo <input type="checkbox"/> Mampostería confinada <input type="checkbox"/> Mampostería mal confinada <i>(sin refuerzo en puertas/ventanas)</i>	Sección de elementos predominantes <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th style="text-align: left;">Forma</th> <th style="text-align: left;">Material</th> <th style="text-align: left;">Sección</th> </tr> <tr> <td>Rectangular</td> <td>Concreto</td> <td>_____</td> </tr> <tr> <td>Circular</td> <td>Acero</td> <td>_____</td> </tr> <tr> <td>Tubo circular</td> <td>Prefabricado</td> <td>_____</td> </tr> <tr> <td>Sec H / I</td> <td>Madera</td> <td>_____</td> </tr> <tr> <td>Cajón</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Sec L</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Armadura</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> Columnas _____ Trabes Principales _____ Trabes Secundarias _____ Diagonales _____	Forma	Material	Sección	Rectangular	Concreto	_____	Circular	Acero	_____	Tubo circular	Prefabricado	_____	Sec H / I	Madera	_____	Cajón			Sec L			Armadura		
Forma	Material	Sección																							
Rectangular	Concreto	_____																							
Circular	Acero	_____																							
Tubo circular	Prefabricado	_____																							
Sec H / I	Madera	_____																							
Cajón																									
Sec L																									
Armadura																									

ESTRUCTURA PRINCIPAL VERTICAL <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Planta Baja</th> <th colspan="2">Niveles Tipo</th> <th rowspan="2">Sótano</th> <th rowspan="2">Apéndice</th> <th rowspan="2">Cubos / (escaleras / elevador)</th> </tr> <tr> <th>X</th> <th>Y</th> <th>X</th> <th>Y</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Marcos</td> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td>Acero</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Concreto</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Conc. prefabricado</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Cols. y losa plana</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Madera</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Contrav.</td> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td>Acero</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Concreto</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Cubre varios pisos</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Cables</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Muros</td> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td>De carga mampostería</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Diagona mampost.</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>De concreto</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>con vigas de acoplamiento:</td> <td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td><td><input type="checkbox"/></td> </tr> </tbody> </table> Marcos en el entrepiso representativo Número de marcos paralelos: a X: _____ a Y: _____ Claro promedio: X = _____ m Y = _____ m Número total de columnas: _____ (en todo el entrepiso) No. crujiás con contraviento: en X: _____ en Y: _____ No. crujiás con muro diafragma: en X: _____ en Y: _____		Planta Baja		Niveles Tipo		Sótano	Apéndice	Cubos / (escaleras / elevador)	X	Y	X	Y	Marcos								Acero	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Concreto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Conc. prefabricado	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cols. y losa plana	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Madera	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Contrav.								Acero	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Concreto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cubre varios pisos	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cables	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Muros								De carga mampostería	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Diagona mampost.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	De concreto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	con vigas de acoplamiento:	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	SISTEMA DE PISO / TECHO <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; vertical-align: top;"> Sistema de piso <input type="checkbox"/> Losa apoyada en trabes <input type="checkbox"/> Losa plana (sin trabes) <input type="checkbox"/> Vigas y piso de madera <input type="checkbox"/> Vigas y enladrillado (bóveda catalana) <input type="checkbox"/> Vigas, largueros y cubierta <input type="checkbox"/> Armaduras y cubierta <input type="checkbox"/> Armaduras 3D <input type="checkbox"/> Arcos de mampostería </td> <td style="width: 50%; vertical-align: top;"> Losa de concreto <input type="checkbox"/> Maciza <input type="checkbox"/> Aligerada (reticular) <input type="checkbox"/> Prefabricada de concreto <input type="checkbox"/> Vigueta y bovedilla <input type="checkbox"/> Lámina acanalada con capa de concreto (Losa-acero) Espesor total: _____ cm Capa compresión: _____ cm </td> </tr> </table> Distancia a ejes de: Trabes secundarias: _____ cm Vigas, viguetas o nervaduras: _____ cm Largueros: _____ cm	Sistema de piso <input type="checkbox"/> Losa apoyada en trabes <input type="checkbox"/> Losa plana (sin trabes) <input type="checkbox"/> Vigas y piso de madera <input type="checkbox"/> Vigas y enladrillado (bóveda catalana) <input type="checkbox"/> Vigas, largueros y cubierta <input type="checkbox"/> Armaduras y cubierta <input type="checkbox"/> Armaduras 3D <input type="checkbox"/> Arcos de mampostería	Losa de concreto <input type="checkbox"/> Maciza <input type="checkbox"/> Aligerada (reticular) <input type="checkbox"/> Prefabricada de concreto <input type="checkbox"/> Vigueta y bovedilla <input type="checkbox"/> Lámina acanalada con capa de concreto (Losa-acero) Espesor total: _____ cm Capa compresión: _____ cm
		Planta Baja		Niveles Tipo					Sótano	Apéndice	Cubos / (escaleras / elevador)																																																																																																																																				
	X	Y	X	Y																																																																																																																																											
Marcos																																																																																																																																															
Acero	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Concreto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Conc. prefabricado	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Cols. y losa plana	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Madera	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Contrav.																																																																																																																																															
Acero	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Concreto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Cubre varios pisos	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Cables	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Muros																																																																																																																																															
De carga mampostería	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Diagona mampost.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
De concreto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
con vigas de acoplamiento:	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																																																																																																																								
Sistema de piso <input type="checkbox"/> Losa apoyada en trabes <input type="checkbox"/> Losa plana (sin trabes) <input type="checkbox"/> Vigas y piso de madera <input type="checkbox"/> Vigas y enladrillado (bóveda catalana) <input type="checkbox"/> Vigas, largueros y cubierta <input type="checkbox"/> Armaduras y cubierta <input type="checkbox"/> Armaduras 3D <input type="checkbox"/> Arcos de mampostería	Losa de concreto <input type="checkbox"/> Maciza <input type="checkbox"/> Aligerada (reticular) <input type="checkbox"/> Prefabricada de concreto <input type="checkbox"/> Vigueta y bovedilla <input type="checkbox"/> Lámina acanalada con capa de concreto (Losa-acero) Espesor total: _____ cm Capa compresión: _____ cm																																																																																																																																														

Planos: Arquitectónico Estructural Memoria de cálculo Autoconstrucción (sin cálculo) Especificar: _____

REHABILITACIÓN

Tipo <input type="checkbox"/> Arquitectónicas <input type="checkbox"/> Reparación estruct. <input type="checkbox"/> Refuerzo <input type="checkbox"/> Reestructuración	Técnicas empleadas <input type="checkbox"/> Recimentación <input type="checkbox"/> Encamisado concreto <input type="checkbox"/> Encamisado acero <input type="checkbox"/> Muros: malla y mortero <input type="checkbox"/> Contraventeo	<input type="checkbox"/> Adición de muros concreto <input type="checkbox"/> Adición muros mampostería <input type="checkbox"/> Contrafuertes externos <input type="checkbox"/> Fibra carbono / sintéticos <input type="checkbox"/> Otro
---	--	---

Descripción breve: _____

EVALUACIÓN DE DAÑOS

Problemas geotécnicos

- Grietas en el terreno circundante
- Hundimientos diferenciales
- Deslizamiento de ladera
- Socavación o Erosión
- Licuación de arenas
- Hundimiento (-) o emersión (+) general = _____ cm
- Inclinación del edificio: _____ %

Estructura

- Colapso total

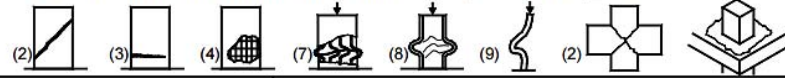
Colapso parcial

- Techo
- Planta baja
- Piso intermedio
- Sección del edificio _____ %
- Choque con edificio vecino

Daños máximos observables

Anotar la clave de entrepiso (N1, N2, ..., S1...)

Tipo de daño y características	Columnas	Trabes	Muros		Contraviento	Conexiones
			mampostería	de concreto		
1- Colapso / daño generalizado						
2- Grietas inclinadas (por cortante)	_____ mm	_____ mm	_____ mm	_____ mm	_____ mm	_____ mm
3- Grietas normales al eje (por flexión)	_____ mm	_____ mm	_____ mm	_____ mm	_____ mm	_____ mm
4- Aplastamiento concr. y barras expuestas						
5- Fractura refuerzo longitudinal						
6- Fractura refuerzo transversal o estribos						
7- Pandeo de barras a compresión						
8- Pandeo de placas						
9- Pandeo global o inestabilidad						
10- Falla de soldadura						
11- Falla de conectores (tornillos/remaches)						
12- Corrosión del acero						
Armado del elemento (de concreto)						
Distancia entre estribos / atiesadores	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm
Sección del elemento						
Ejemplos de datos que se pueden recabar:	b x h / Ø	b x h / d x br, tr	t, hc x bc	t	b x h / d x br, tr	b x h



Sistema de piso / techo

- Colapso
- Grietas:
 - alrededor de columnas
 - al centro del claro
 - sobre las trabes
 - en las esquinas del tablero
- anchura máxima: _____ mm

Porcentaje de elementos dañados en el entrepiso crítico

	Grave	Medio	Clave de entrepiso
Columnas			
Trabes			
Muros concreto X			
Muros concreto Y			
Muros mampostería X			
Muros mampostería Y			
Contravientos			
Conexiones			

	Daño grave	Medio
Columnas, trabes, muros de concreto	Colapso Grietas por cortante > 2 mm Grietas por flexión > 5 mm Pandeo general Pandeo de placas Pandeo o fractura del refuerzo	> 1 mm > 2 mm
Mampostería	Grietas por cortante > 5 mm G. inclinada en castillo > 1 mm	> 2 mm ---

DAÑOS EN OTROS ELEMENTOS

Exteriores

- Vidrios
- Torres de anuncios
- Acabados
- Fachadas
- Balcones

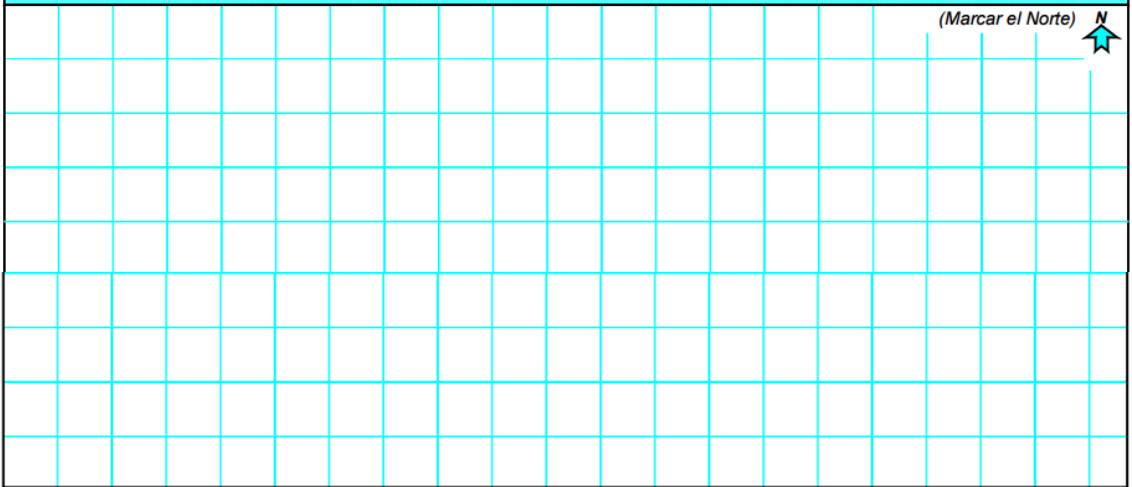
Interiores

- Pretiles
- Tanques elevados
- Bardas
- Otros: _____
- Muros divisorios o particiones
- Cielos rasos/plafones
- Lámparas
- Escaleras

- Elevadores
- Instalaciones (Gas, Eléctrica, etc.)
- Derrames tóxicos

CROQUIS DEL INMUEBLE

(Marcar el Norte)



1.2 CLASIFICACIÓN Y EVALUACIÓN PRELIMINAR DE DAÑOS

En éste subcapítulo se partirá dejando asentado que existen diversos métodos para realizar una valoración inicial rápida de daños, y su posible causa, en un elemento en particular, o de una estructura en general; desde algunos muy sofisticados que se basan en programas de probabilidad y estadística que correlacionan la distribución, promedios, porcentajes y otras características de los daños, por tipo de elemento y por nivel, tanto en planta como en altura; hasta los de muy simple conceptualización que definen el grado de afectación de una estructura en base al porcentaje total de elementos completamente fallados (colapsados). Sin embargo hasta hoy, con ninguno de estos métodos se puede establecer directamente una escala, y por ende, un valor específico de afectación de una estructura que muestra daños, pues un sinnúmero de factores y combinación de los mismos, que por un lado son inherentes a las estructuras como: geometría, rigidez de los elementos y su distribución, zonas especialmente vulnerables (columnas cortas y pisos blandos, etc.), entre otros, y por otro, tienen que ver con las características de las fuerzas actuantes (sismos principalmente) como: aceleraciones máximas, duración, períodos de oscilación o grupos de frecuencias, desplazamientos inducidos, etc., provocan grandes variaciones en el espectro de respuesta de la estructura, derivando todo ello en diversos escenarios de tipologías y configuraciones de fallas, lo cual a su vez reviste de un alto grado de incertidumbre, a cualquier intento de evaluación cuantitativa “a priori” de daños en una estructura en general, o incluso de un solo elemento. Lo anterior se traduce en que si por ejemplo, se tomara como parámetro de valuación un criterio simplista que juzgara la severidad de los daños en base al porcentaje de elementos fallados (colapsados) totalmente, aunque dicho porcentaje resultara ser alto en la mayoría de los entresijos de un edificio, no sería correcto asignar por analogía un valor numérico alto de una escala igualmente establecida de manera arbitraria, ni tampoco una calificación proveniente de algún método probabilístico como ya se mencionó, no obstante que éste incluyera modelos de correlación de múltiples variables en su análisis como ancho, profundidad y distribución de grietas, así como desplazamientos y deformaciones, etc., pues al final, la suma e interacción de factores de la que se habló al inicio, podría arrojar un escenario en que la estabilidad de la estructura de éste ejemplo (aparentemente muy dañada), estuviera menos comprometida que en el caso de una edificación cuya afectación se limitara a un solo nivel, pero el cual viniese a ser la planta baja destinada a estacionamiento, y que, después de suscitarse un sismo, experimentara el fenómeno de “piso blando”.

Así pues, a continuación se ilustran algunos mecanismos de falla típicos en elementos estructurales, que sirven de base para una evaluación preliminar (cualitativa) del nivel de afectación de una estructura, y con la que se tendrían los primeros elementos para optar o no, por una eventual rehabilitación. Además, al final se citan los daños más comunes en elementos no estructurales, que si bien no se consideran en la fase de análisis (sólo para cuantificación de cargas), si pueden volverse un factor de afectación de la estructura.

1.2.1 DAÑOS ESTRUCTURALES

No en todos los casos resulta sencillo detectar daños estructurales, o sea aquéllos que se presentan intrínsecamente en elementos como: trabes, columnas, muros de carga, losas, etc. que conforman el sistema que mantiene en pie a la edificación y la hacen resistente, pues frecuentemente existen acabados que los ocultan, obligando esto en muchas ocasiones a retirar gran parte de los recubrimientos y efectuar calas, pero por otro lado, aunque dichos acabados estén ostensiblemente dañados, no necesariamente significa que ello trascienda a los elementos estructurales. En la tabla 1.2.1 se presentan los daños que más comunes en elementos estructurales.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIPO DE DAÑO	CAUSA
COLUMNAS (fig. 1.2.1 a)	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Grietas diagonales ♦ Aplastamiento del concreto, caída de recubrimiento y pandeo de barras ♦ Grietas verticales 	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Cortante o torsión ♦ Flexocompresión ♦ Flexocompresión, preponderancia de la carga axial
VIGAS, TRABES (fig. 1.2.1 b)	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Grietas diagonales ♦ Rotura de estribos ♦ Grietas verticales ♦ Aplastamiento del concreto ♦ Rotura del refuerzo 	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Cortante o torsión ♦ Cortante o torsión ♦ Flexión ♦ Flexión ♦ Flexión
NUDOS VIGA-COLUMNA (fig. 1.2.1 c)	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Grietas diagonales ♦ Falla por adherencia del refuerzo en vigas 	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Cortante ♦ Flexión
SISTEMAS DE PISO (fig. 1.2.1 d)	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Grietas alrededor de columnas en losas o placas planas ♦ Grietas longitudinales 	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Penetración ♦ Flexión
MUROS DE CONCRETO (fig. 1.2.1 e)	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Grietas diagonales ♦ Grietas horizontales ♦ Aplastamiento de concreto y pandeo de barras 	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Cortante ♦ Flexocompresión en plano débil ♦ Flexocompresión
MUROS DE MAMPOSTERIA (fig. 1.2.1 f)	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Grietas diagonales ♦ Grietas verticales en las esquinas y centro ♦ Grietas como placa perimetralmente apoyadas 	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Cortante ♦ Flexión y volteo en plano débil ♦ Flexión

Tabla 1.2.1

Las siguientes figuras ilustran los tipos de falla anteriormente descritos (fig. 1.2.1 a, b, c, d, e, f).

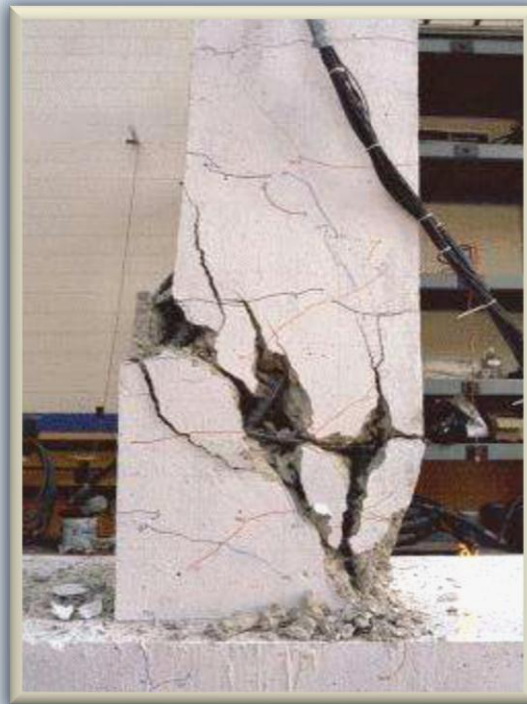
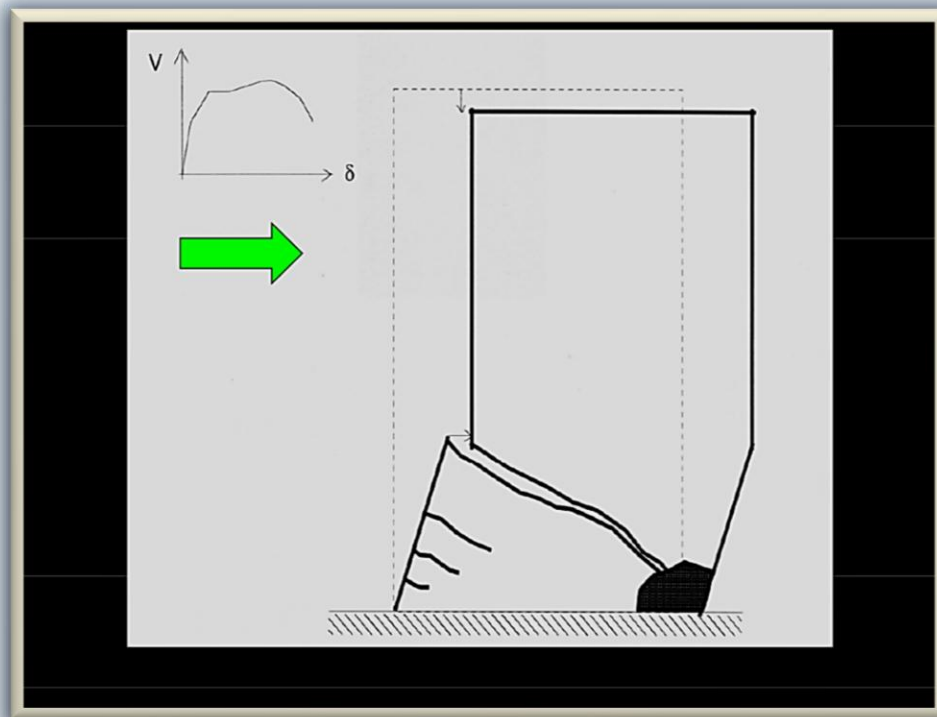


Fig. 1.2.1.a.1-1) Esquematización y ejemplificación real de falla típica por cortante en columnas. Formación de grietas a 45°

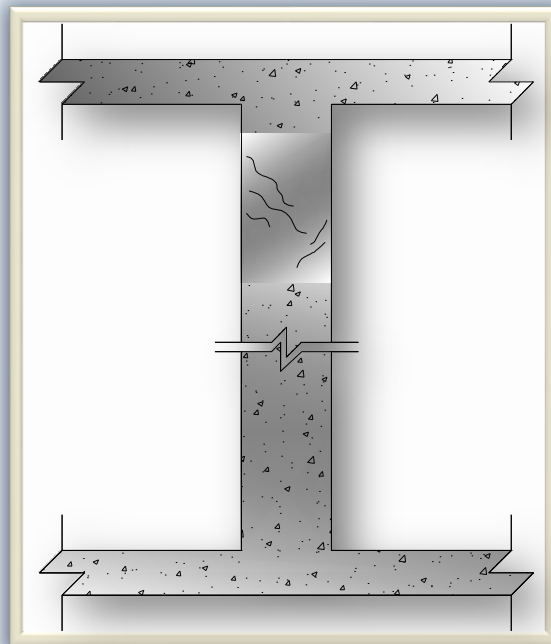


Fig. 1.2.1.a.1-2) Otras demostraciones de fallas por tensión diagonal (cortante) que siempre provocan grietas diagonales, no obstante existan elementos adicionales de contención o restricción de cargas laterales

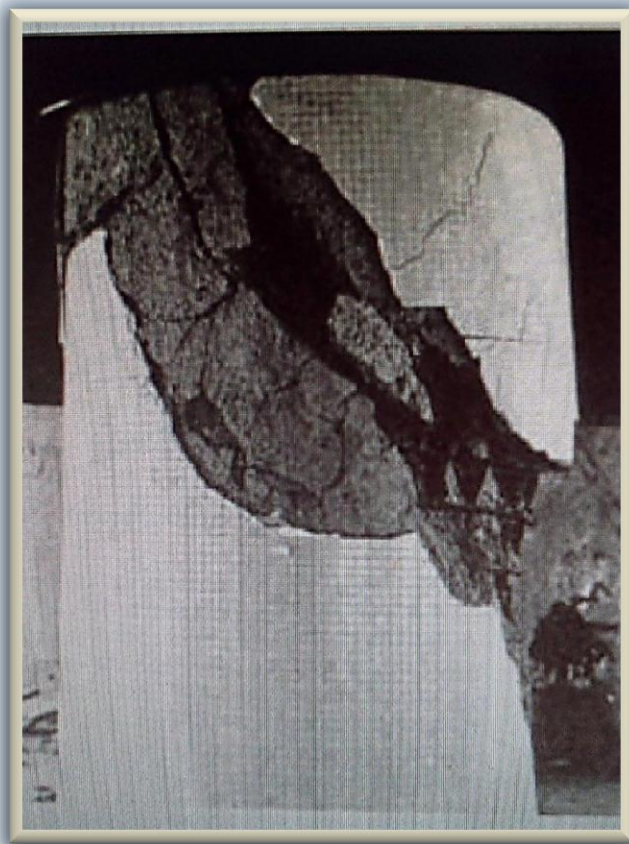
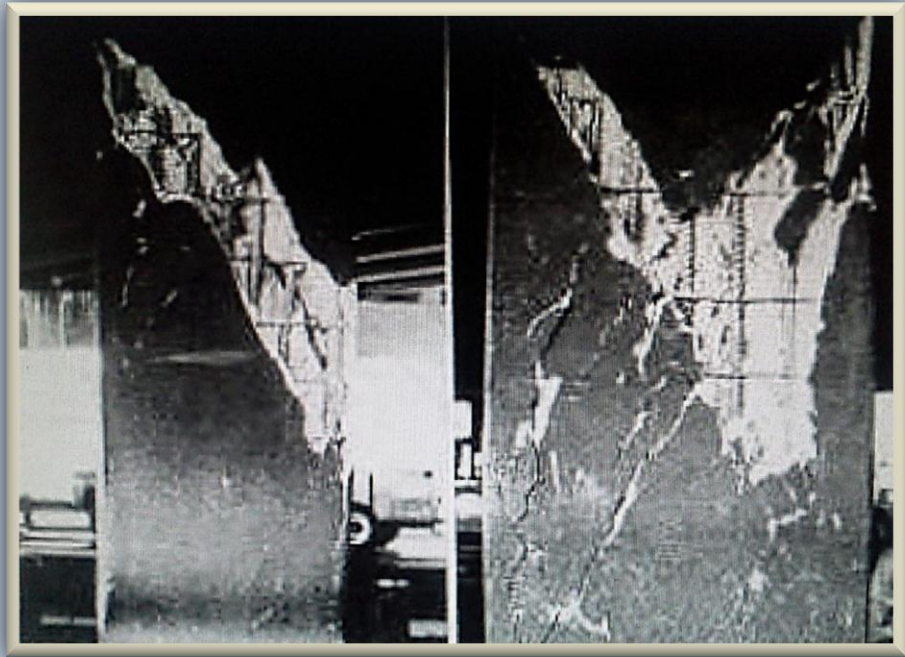


Fig. 1.2.1.a.1-3) Más ejemplos de fallas típicas por cortante en columnas de concreto reforzado

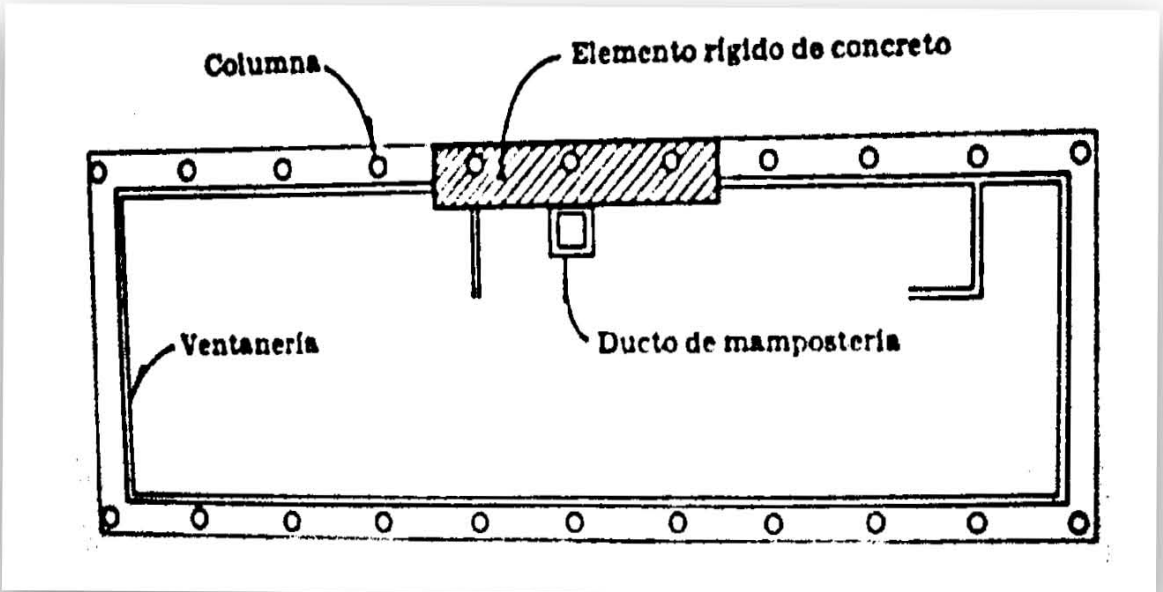
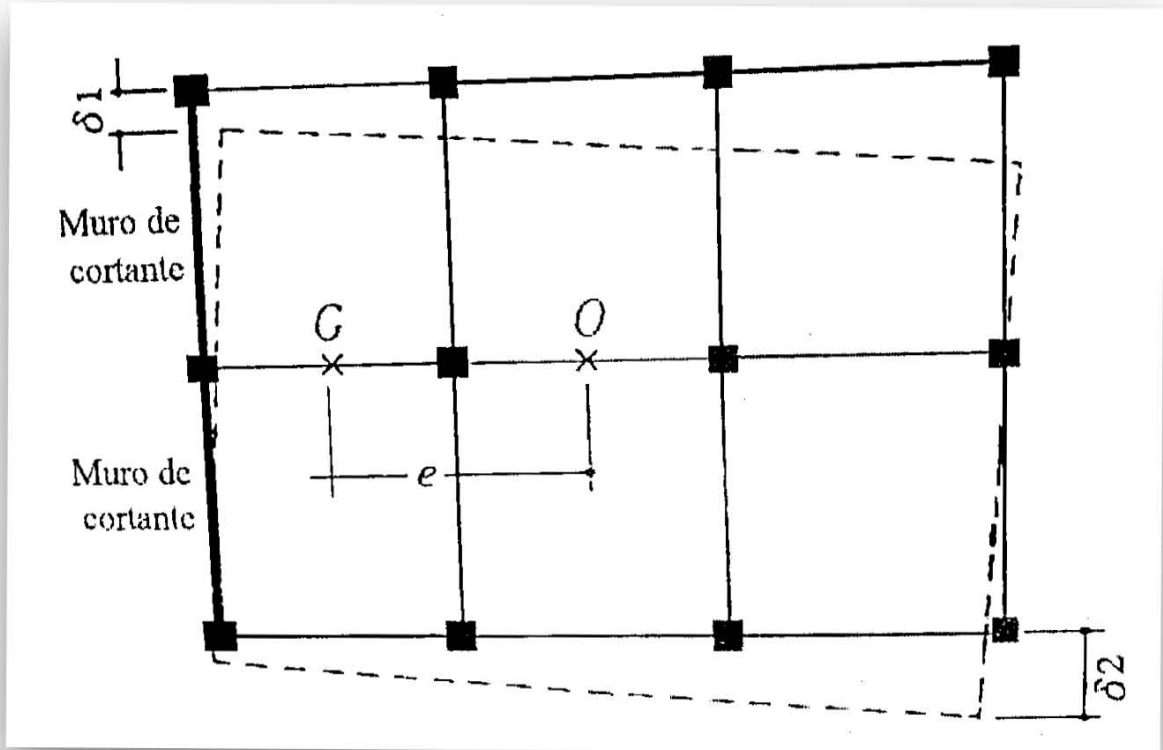


Fig. 1.2.1.a.1-4) Esquemas de plantas de edificios en los que se aprecia la asimetría de rigideces de elementos verticales, lo cual origina efectos de torsión

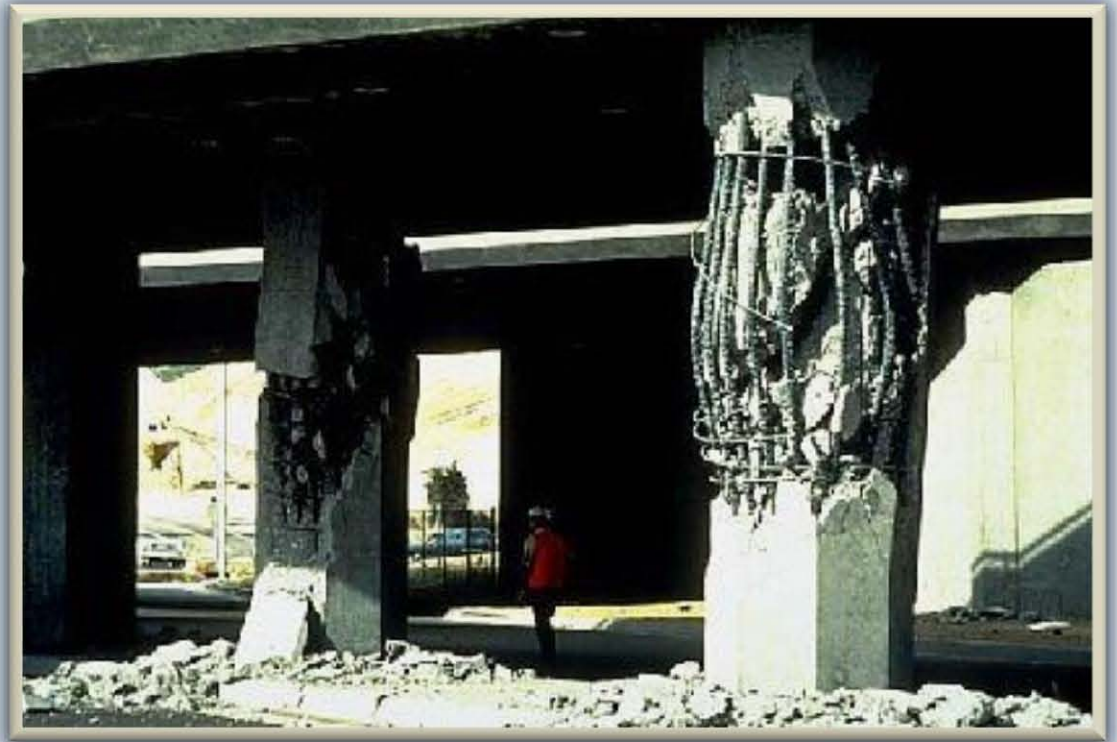


Fig. 1.2.1.a.1-5) Fallas por torsión que se traducen en esfuerzos cortantes

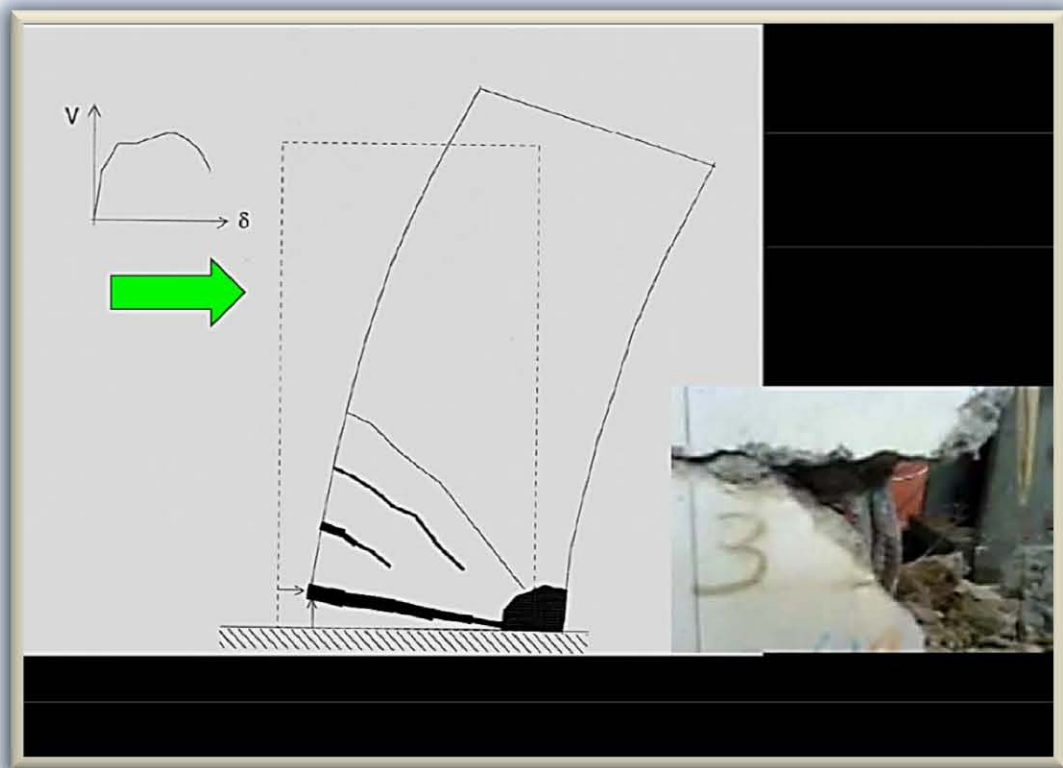
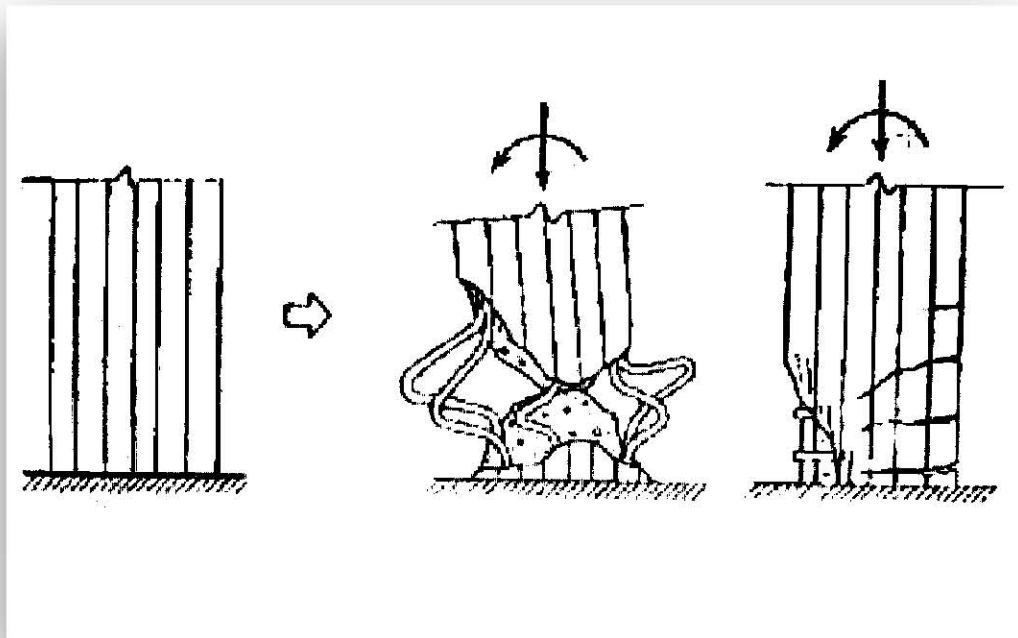


Fig. 1.2.1.a.2-1) Esquemática de falla en columnas por efecto combinado de carga axial y momento flexionante (flexocompresión) que comúnmente produce aplastamiento del concreto en el talón y pandeo del refuerzo vertical si no existe un refuerzo transversal adecuado



Fig. 1.2.1.a.2-2) Fallas por flexocompresión y compresión simple que provocan trituración del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal



Fig. 1.2.1.a.2-3) Más fallas por flexocompresión. Nuevamente nótese el desprendimiento de concreto y pandeo de barras



Fig. 1.2.1.a.2-4) Combinación de Fallas por transición inadecuada en columnas coalineadas de entrespisos contiguos. La columna superior de sección rectangular, falló por cortante simple, mientras que en la inferior, circular y de menor área, se formó una articulación que amplificó el efecto de flexocompresión

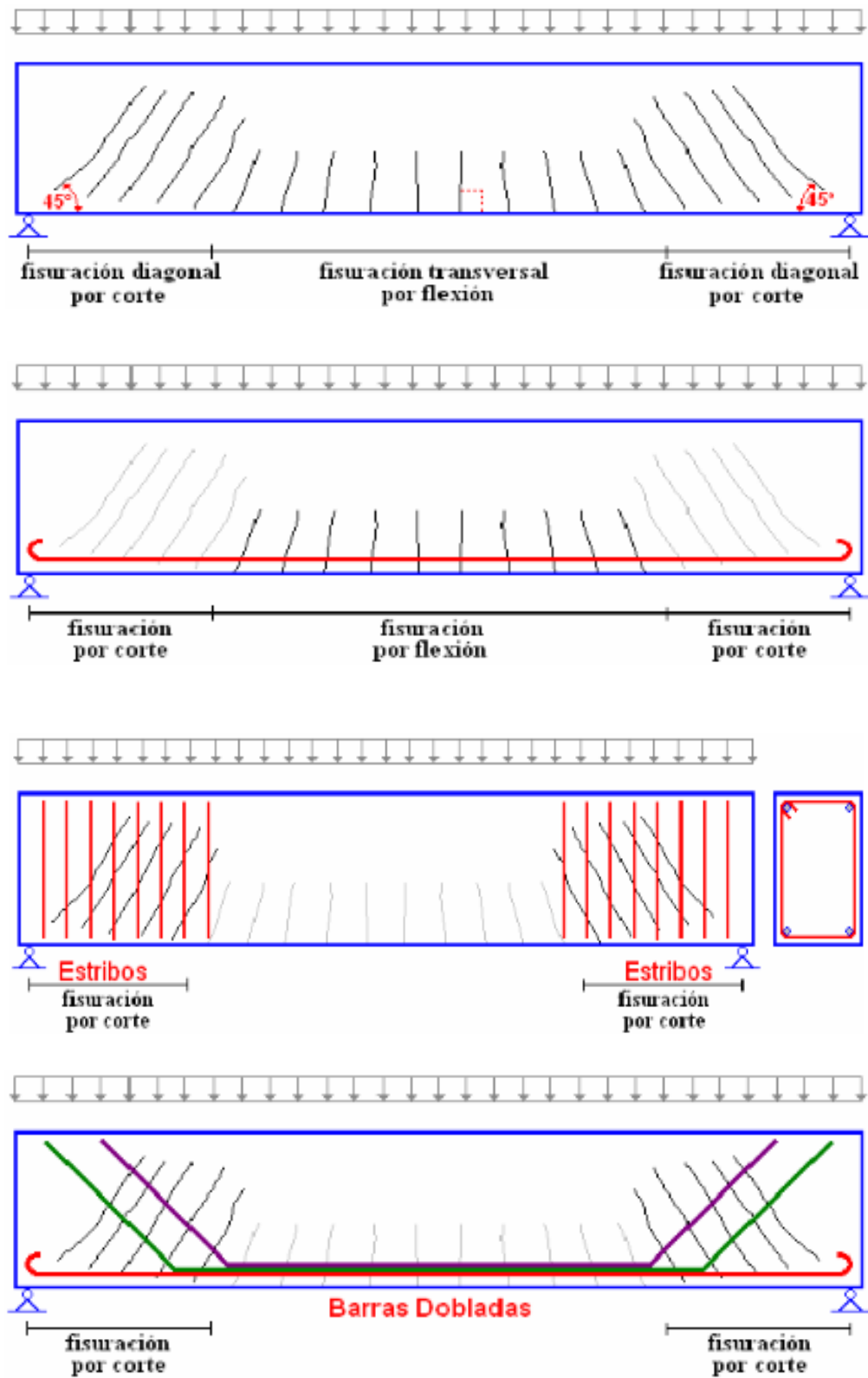


Fig. 1.2.1.b.1-1) Esquemas de agrietamiento a 45° por tensión diagonal (cortante) y de grietas verticales debidas a flexión, en vigas

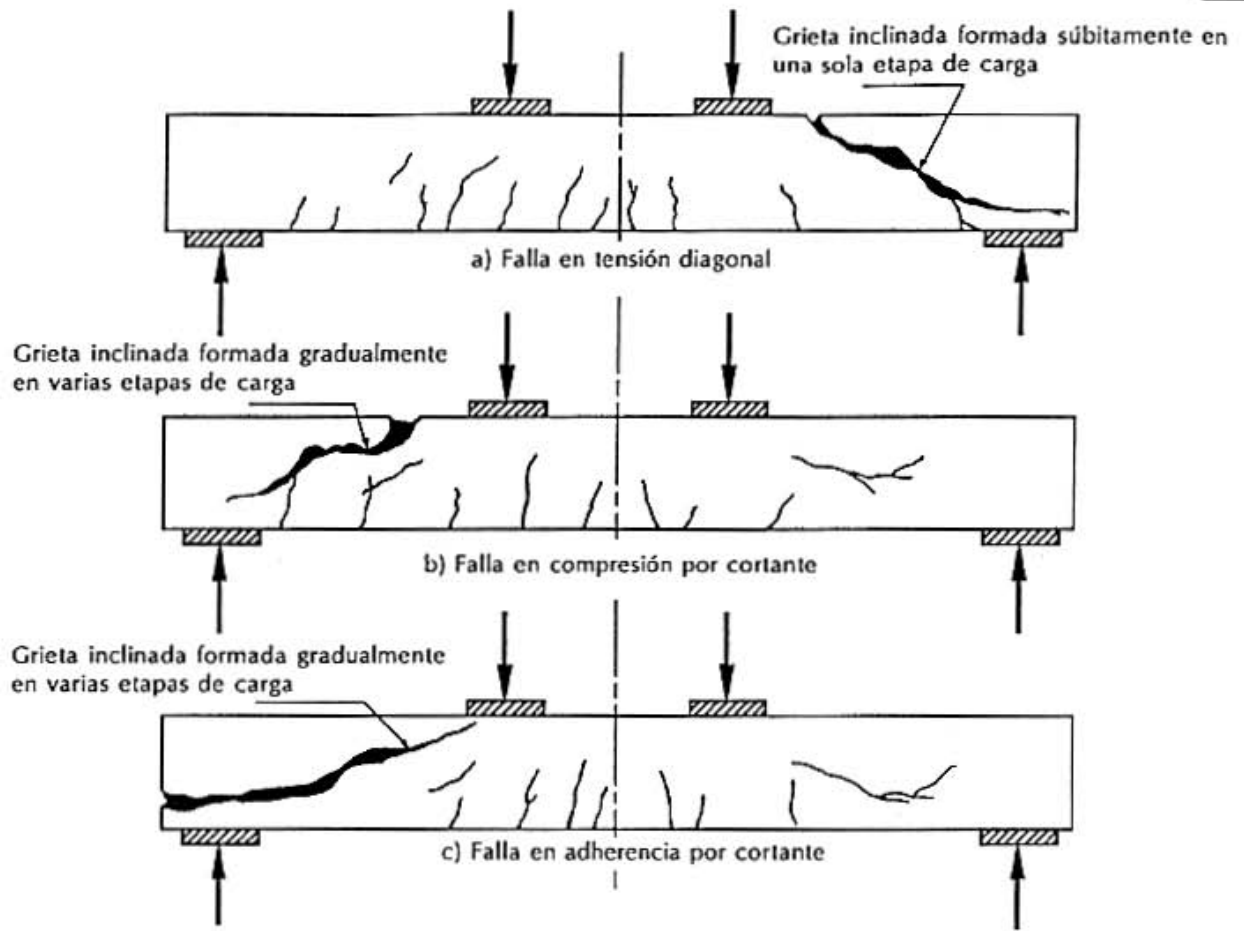


Fig. 1.2.1.b.1-1.1) Esquematzación e imagen de un ensayo de falla por cortante en viga de concreto armado

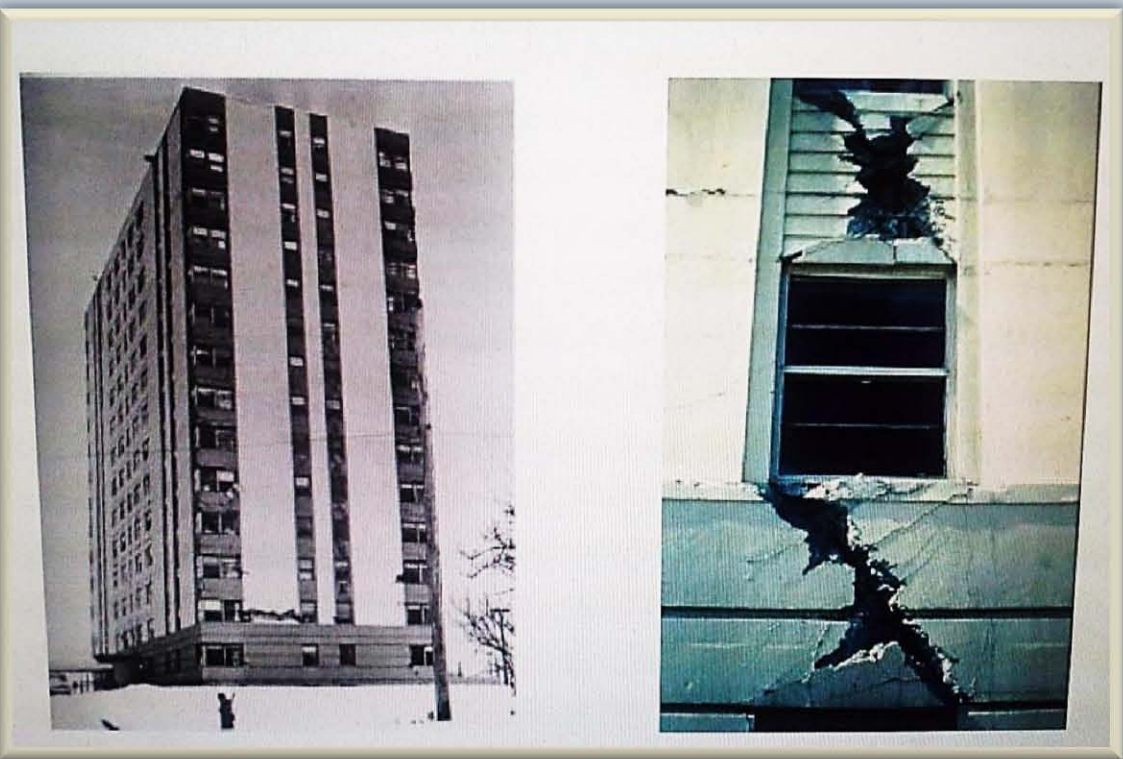


Fig. 1.2.1.b.1-1.2) Ejemplos reales de falla por tensión diagonal originada por cortante, en vigas de concreto reforzado

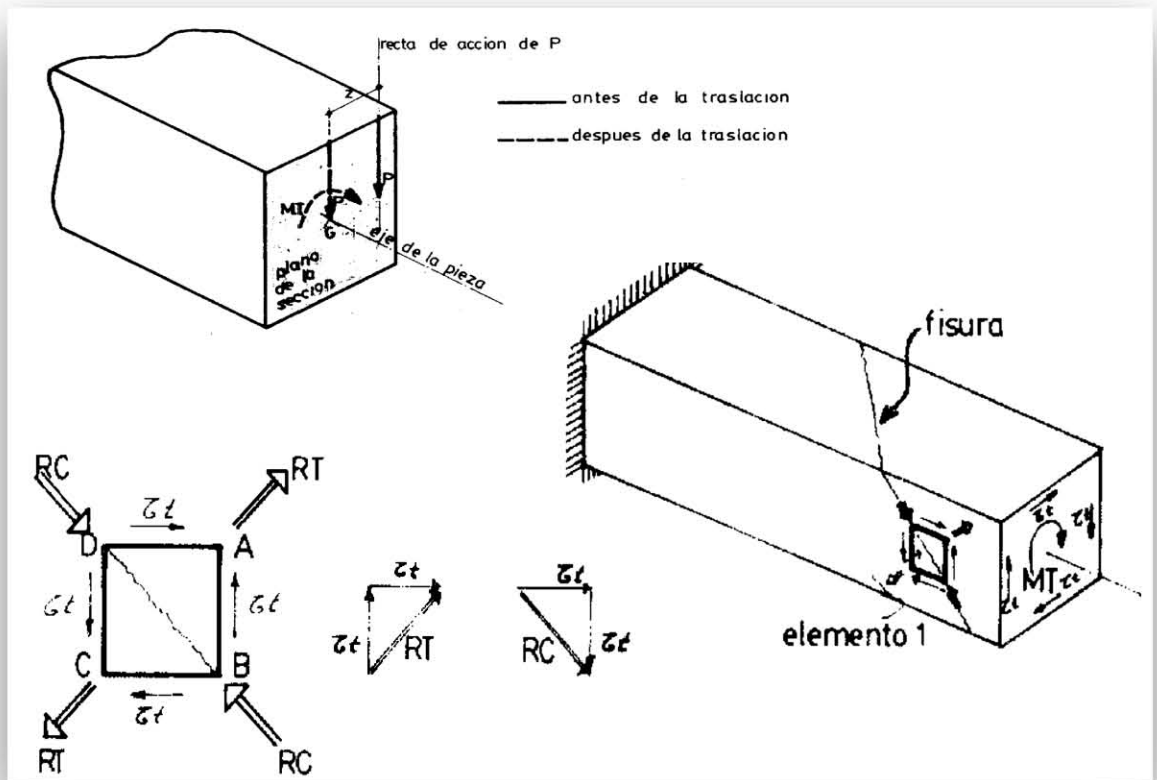
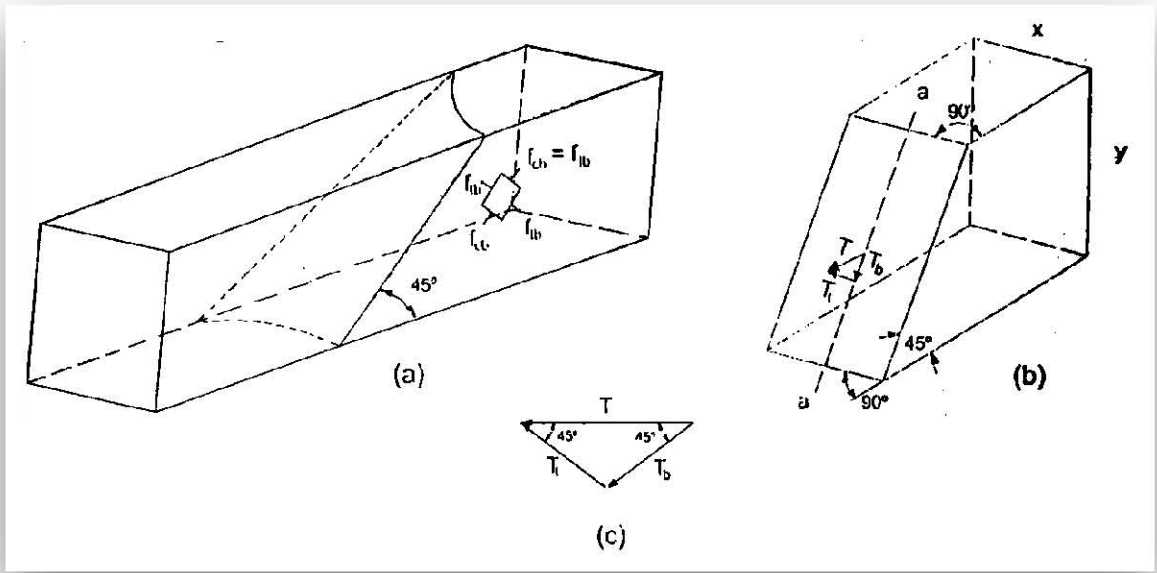


Fig. 1.2.1.b.1-2) Ilustraciones de la trayectoria de falla y esfuerzos internos generados por torsión, análogamente a los producidos por cortante

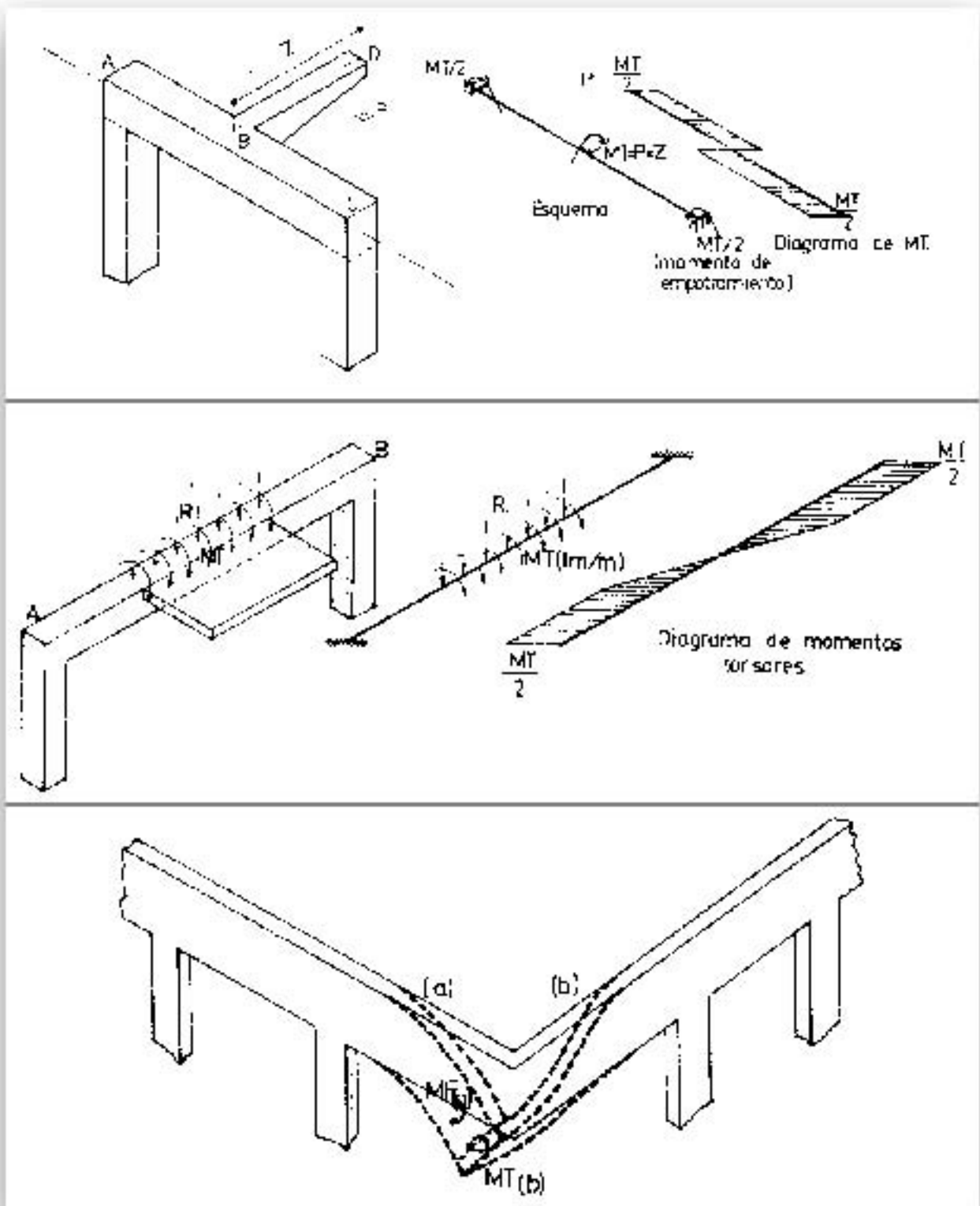


Fig. 1.2.1.b.1-21) Ejemplos de elementos susceptibles de experimentar torsión como las denominadas traves de borde (vigas perimetrales), o componentes excesivamente peraltados



Fig. 1.2.1.b.2-1) Ensayos de falla por flexión en vigas de concreto reforzado. Formación de grietas verticales al centro del claro y aplastamiento del concreto en la zona de compresión

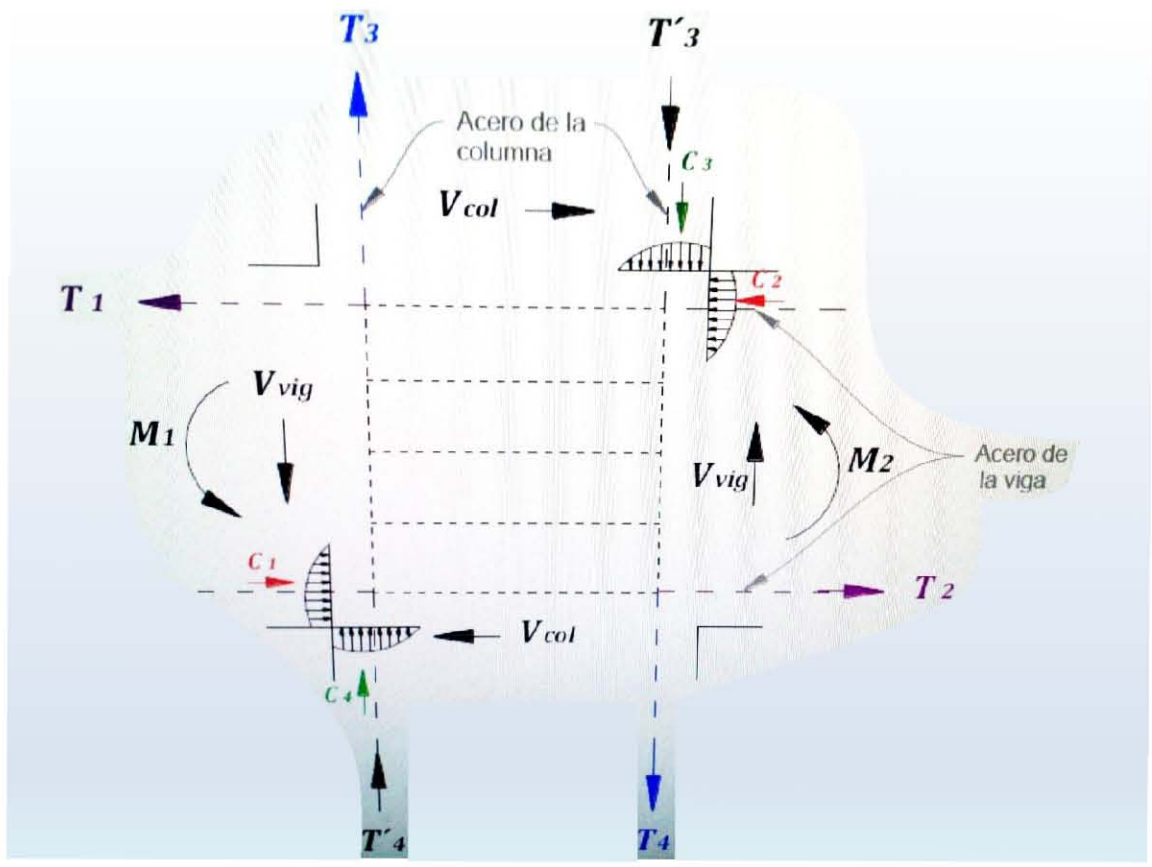
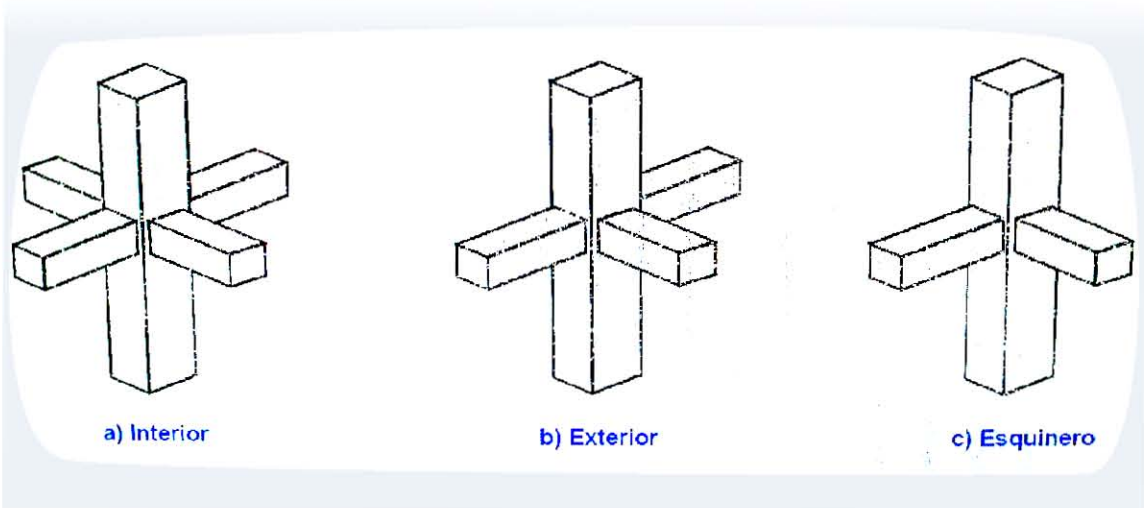


Fig. 1.2.1.c.1-1) Esquema de tipos principales de conexiones viga-columna (nodos) y diagrama de cuerpo libre de fuerzas actuantes

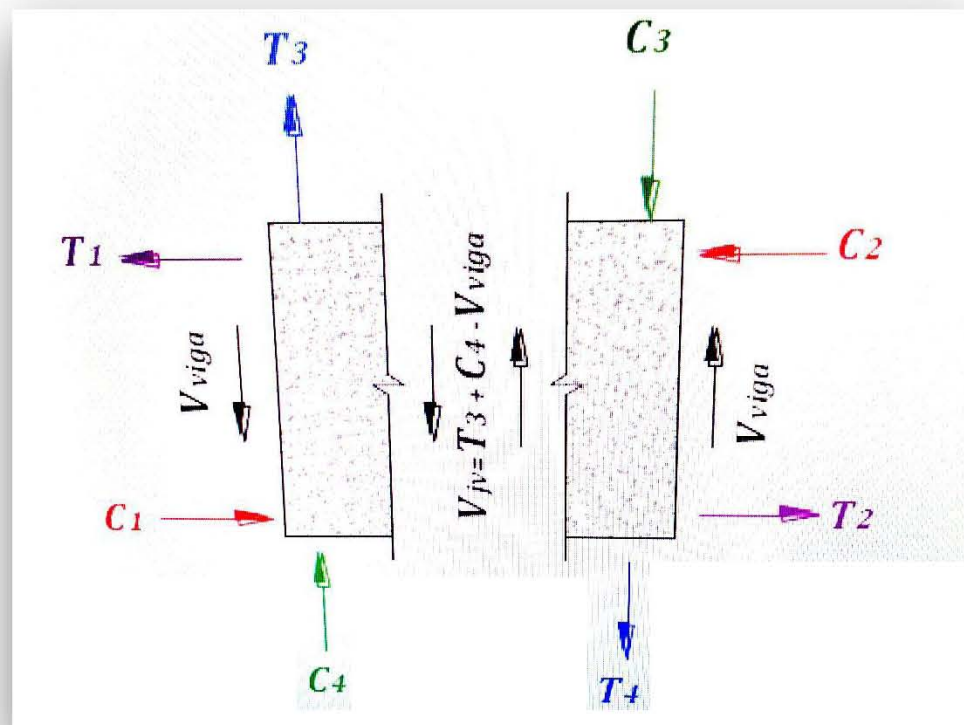
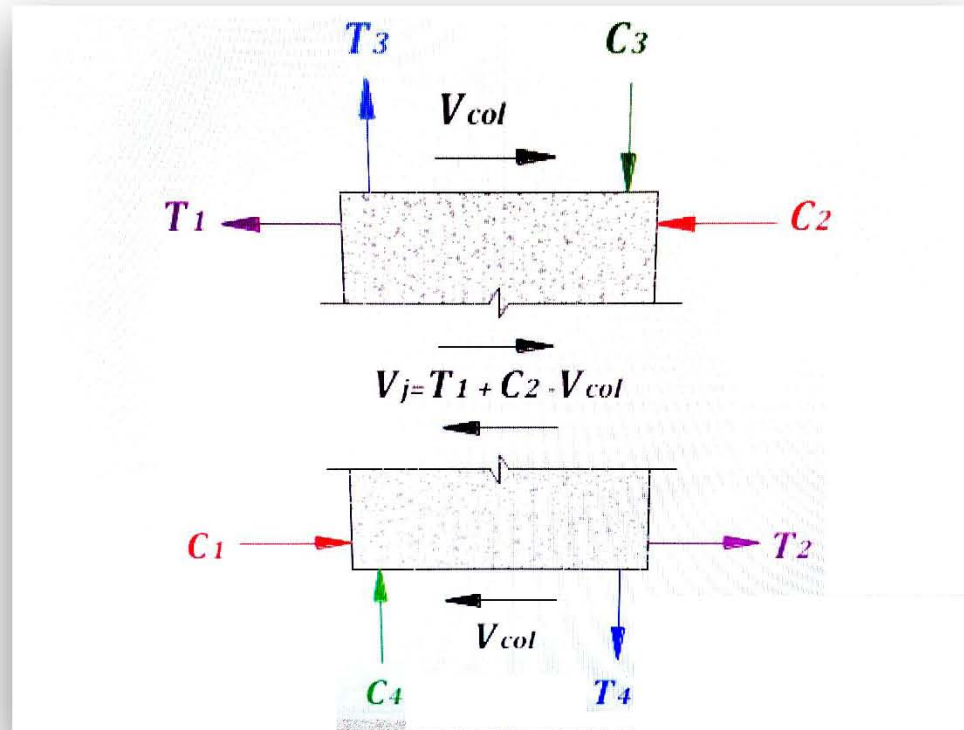


Fig. 1.2.1.c.1-1.1) Diagrama de cuerpo libre de fuerzas internas consideradas para diseño de nodos



Fig. 1.2.1.c.2-1) Ejemplos reales de fallas en nodos de viga y columna. La falta de refuerzo transversal ocasiona caída de recubrimiento y agrietamiento diagonal por cortante

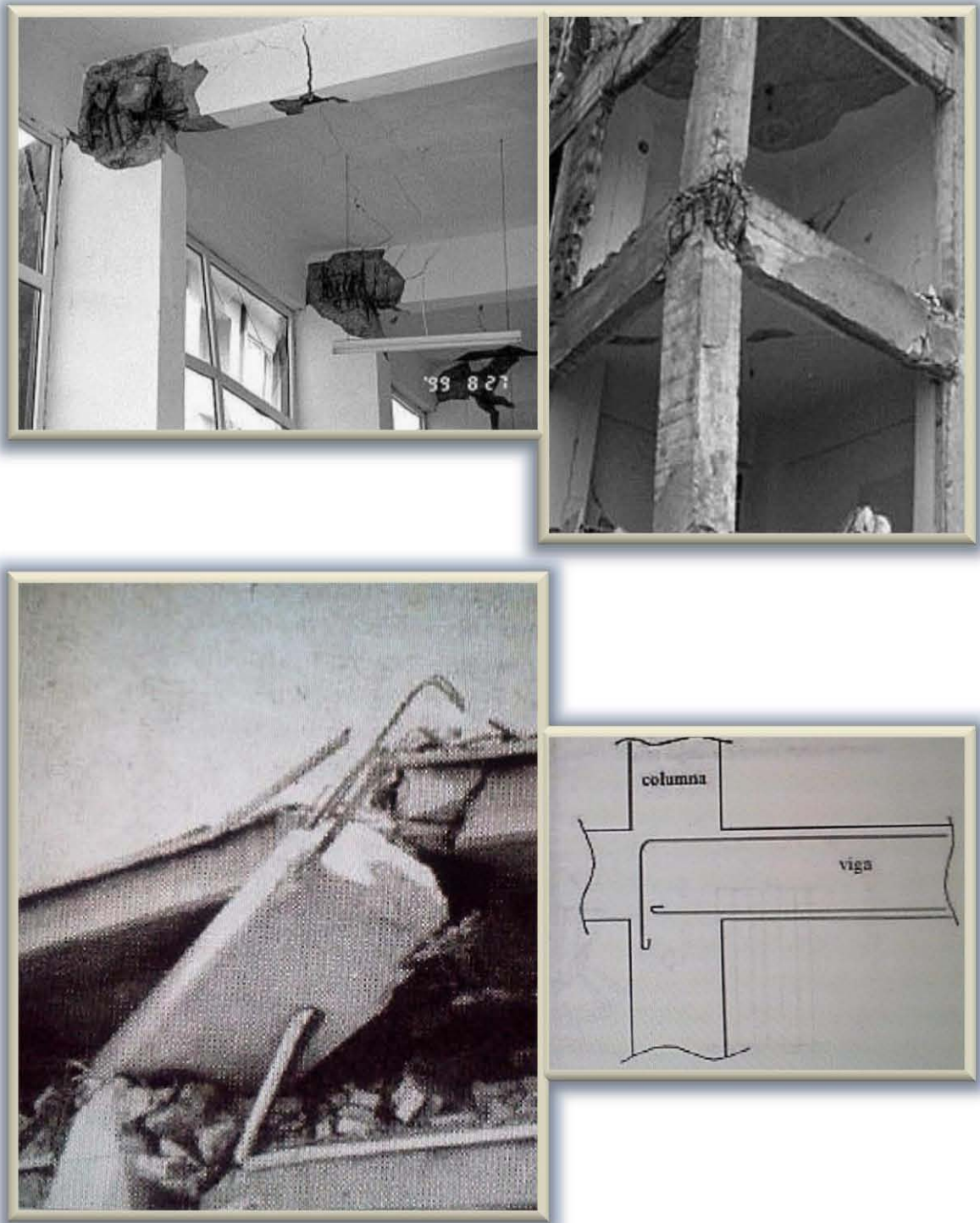
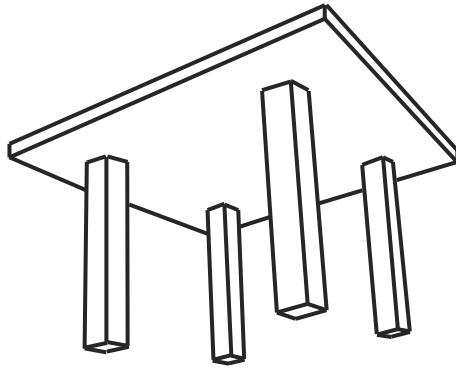


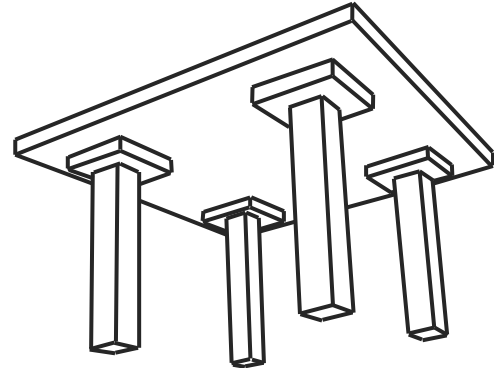
Fig. 1.2.1.c.2-2) Otros ejemplos de fallas en conexiones viga-columna. Arriba, falla de adherencia y pandeo de barras por flexión. Abajo, articulación en unión con el sistema de piso por escasez de anclaje, a su vez origina falla por flexocompresión en columna; al lado, croquis muestra un anclaje correcto



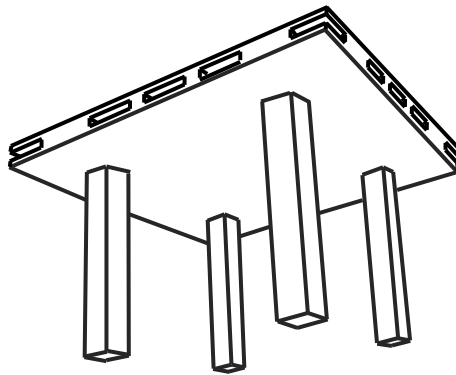
Fig. 1.2.1.c.2-2.1) Más ejemplos de fallas en uniones viga-columna que por anclaje insuficiente o falta de refuerzo y rigidez en el núcleo provocan desplazamientos excesivos que culminan en colapso generalizado de la estructura



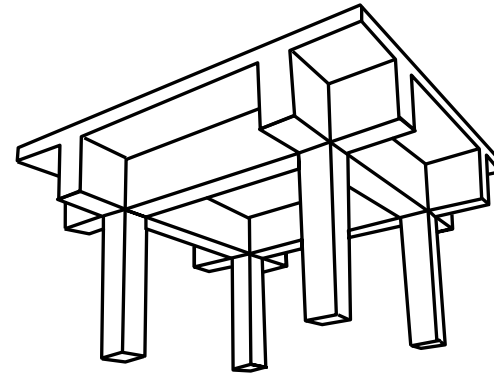
Losa bidireccional maciza



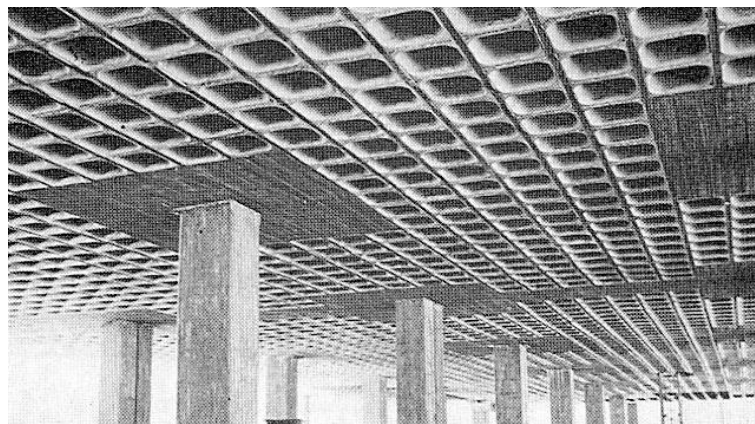
Losa bidireccional con ábacos



Losa bidireccional aligerada



Losa bidireccional sobre vigas



Losa reticular

Fig. 1.1.1.d.1-1) Clasificación de algunos de los principales tipos de losas de acuerdo a la forma de apoyarse

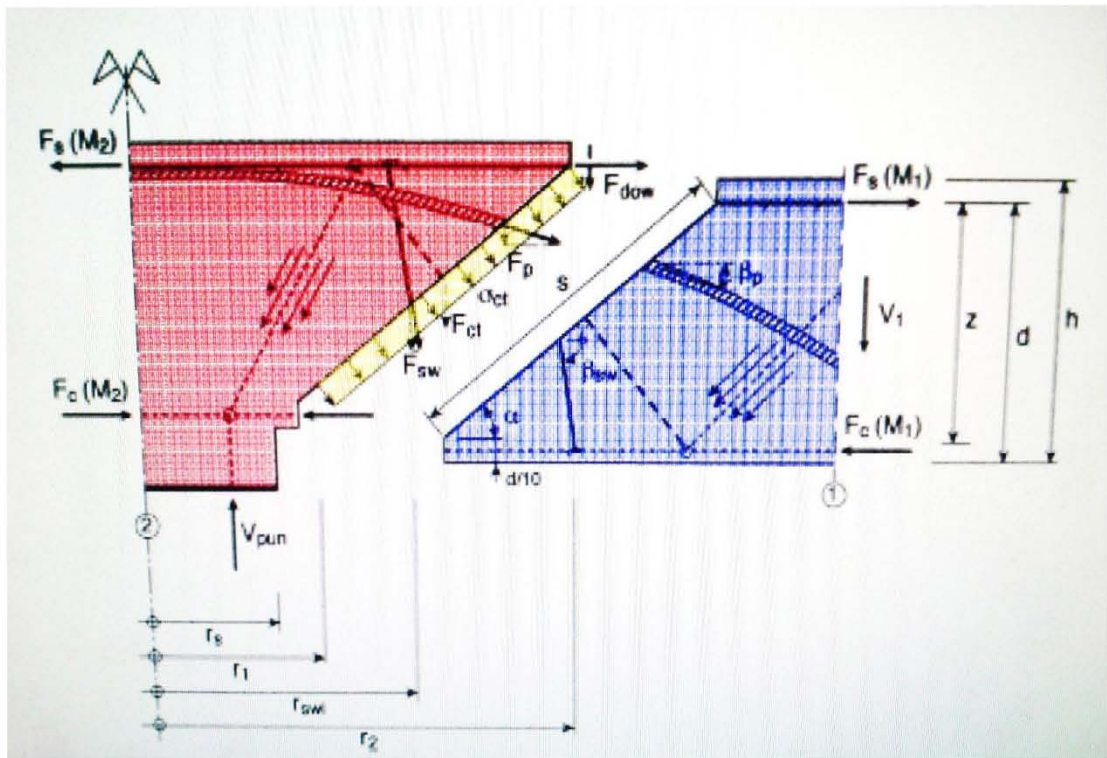
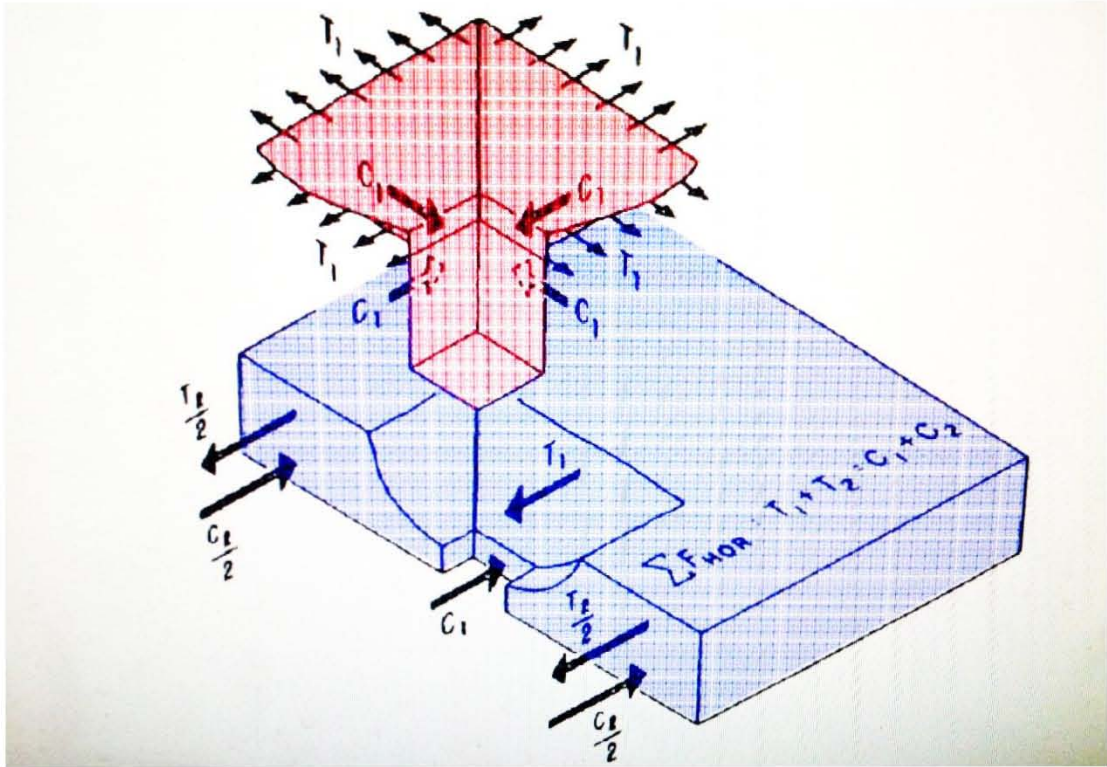


Fig. 1.2.1.d.1-1.1) Diagramas de cuerpo libre de fuerzas actuantes y resistentes que se generan en la unión losa-columna por penetración o punzonamiento

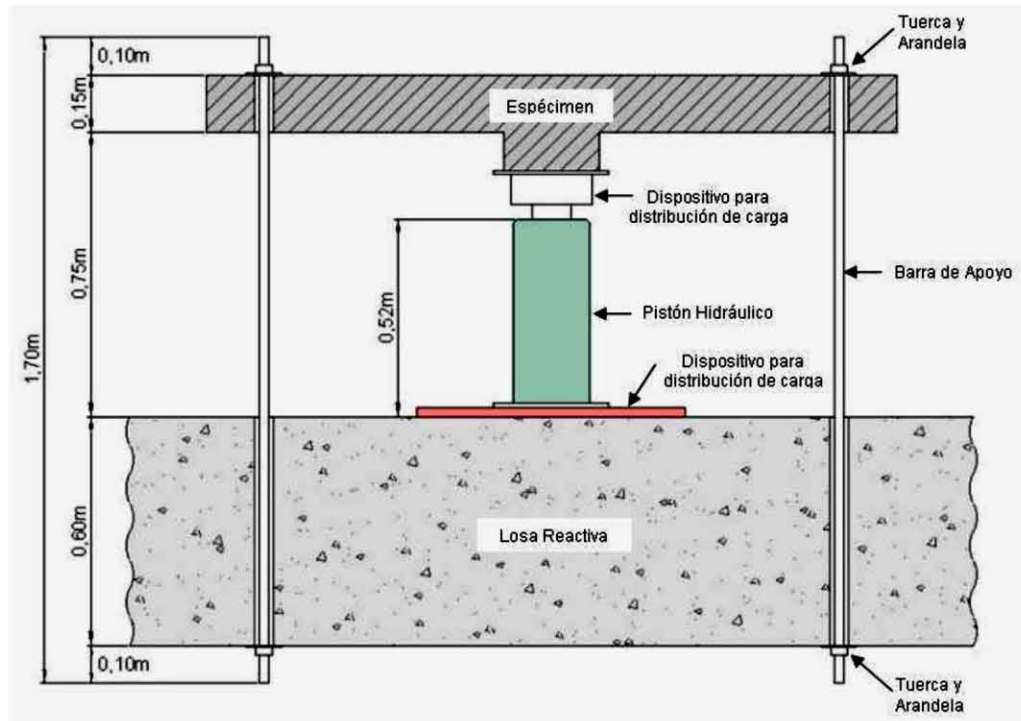


Fig. 1.2.1.d.2-1) Esquema e imagen de ensayo de falla por penetración en losa de concreto armado

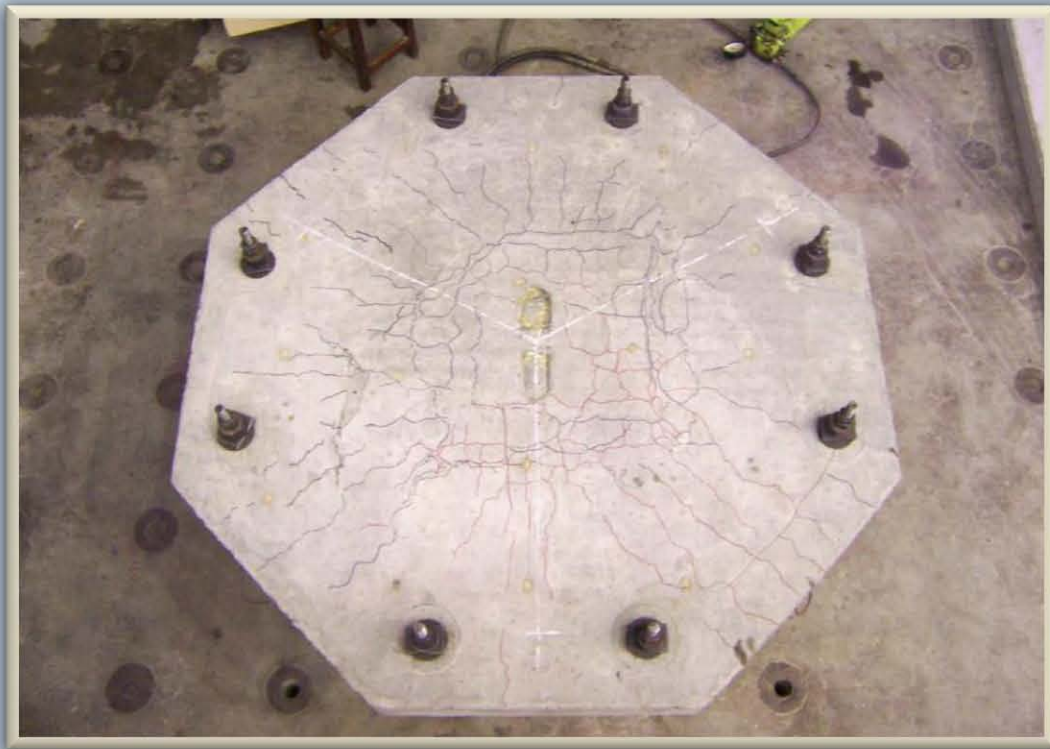


Fig. 1.2.1.d.2-1.1) Configuración de agrietamiento y falla en planta y elevación, del bloque de unión losa-columna, al concluir el ensayo.
La falla es de tipo frágil por cortante



Fig. 1.2.1.c.2-1.2) Ejemplos reales de fallas por penetración en losas planas, que originó el colapso total de entresijos, no obstante de haber permanecido en pie y casi inalteradas varias columnas

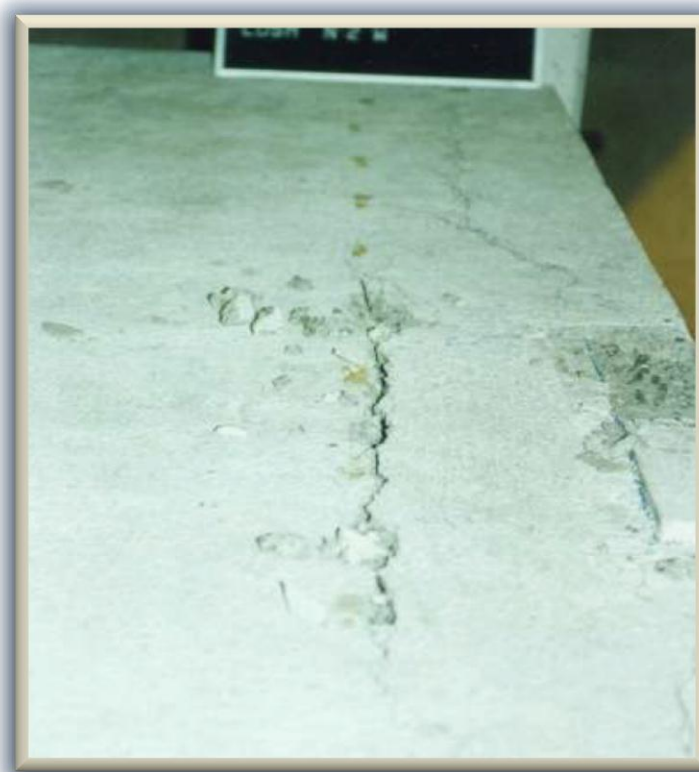
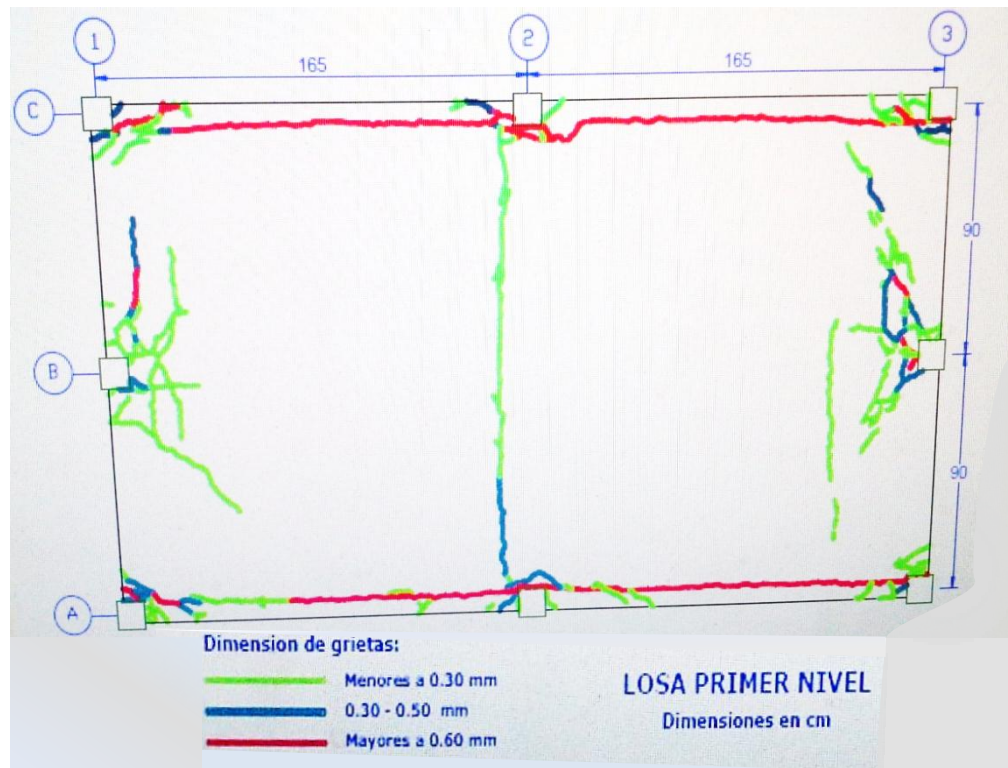


Fig. 1.2.1.d2-2) Esquema e imagen de ensayo de espécimen de losa armada ante carga lateral. Véase la formación de grietas longitudinales por flexión principalmente, paralelas a bordes y ejes

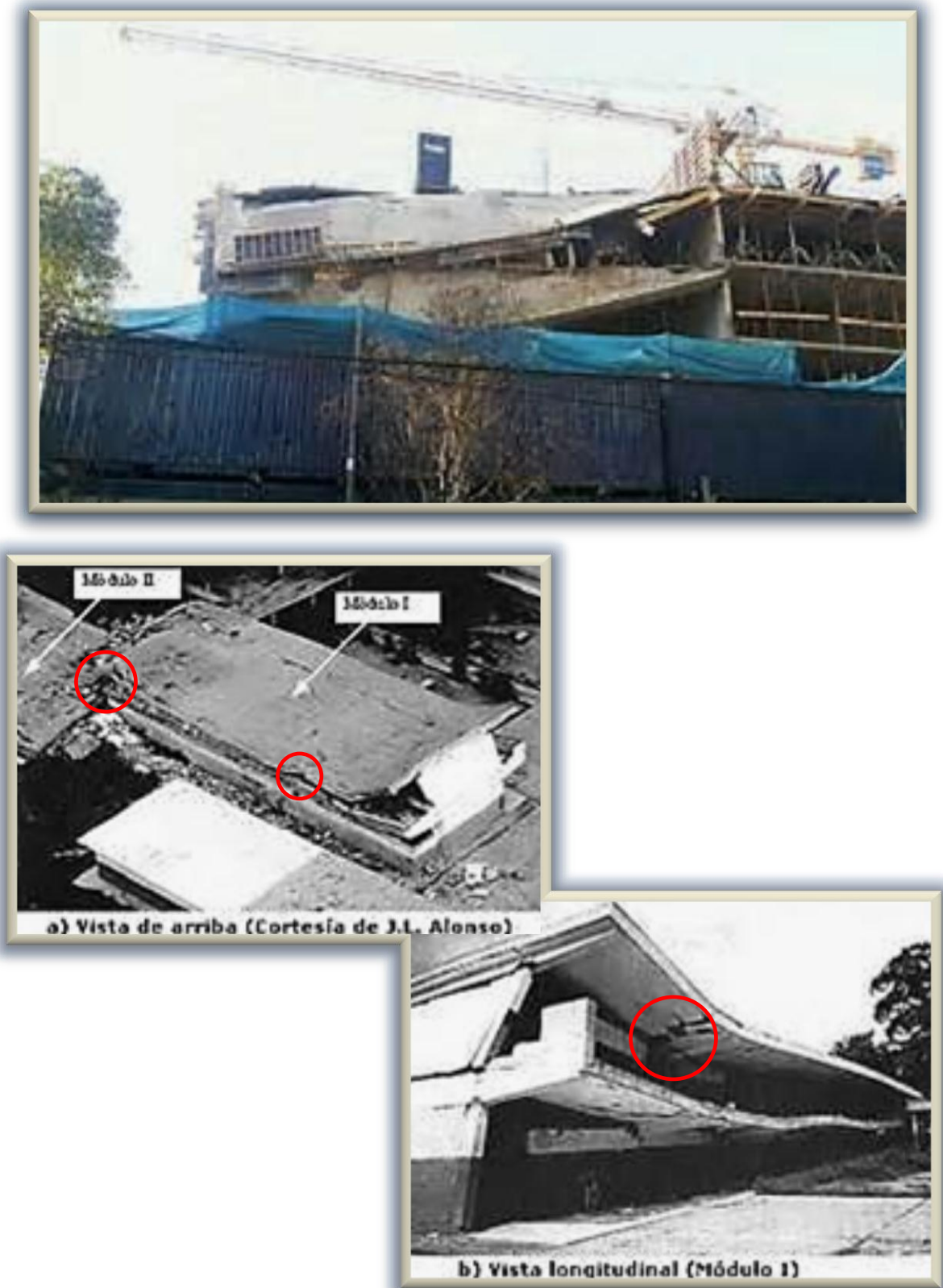


Fig. 1.2.1.d.2-2.1) Excesivos desplazamientos ocasionaron colapso parcial de entresijos, aunado quizá al poco tiempo de fraguado (arriba), y colapso total de edificio que asimismo evidencia fallas por penetración en losas (abajo)

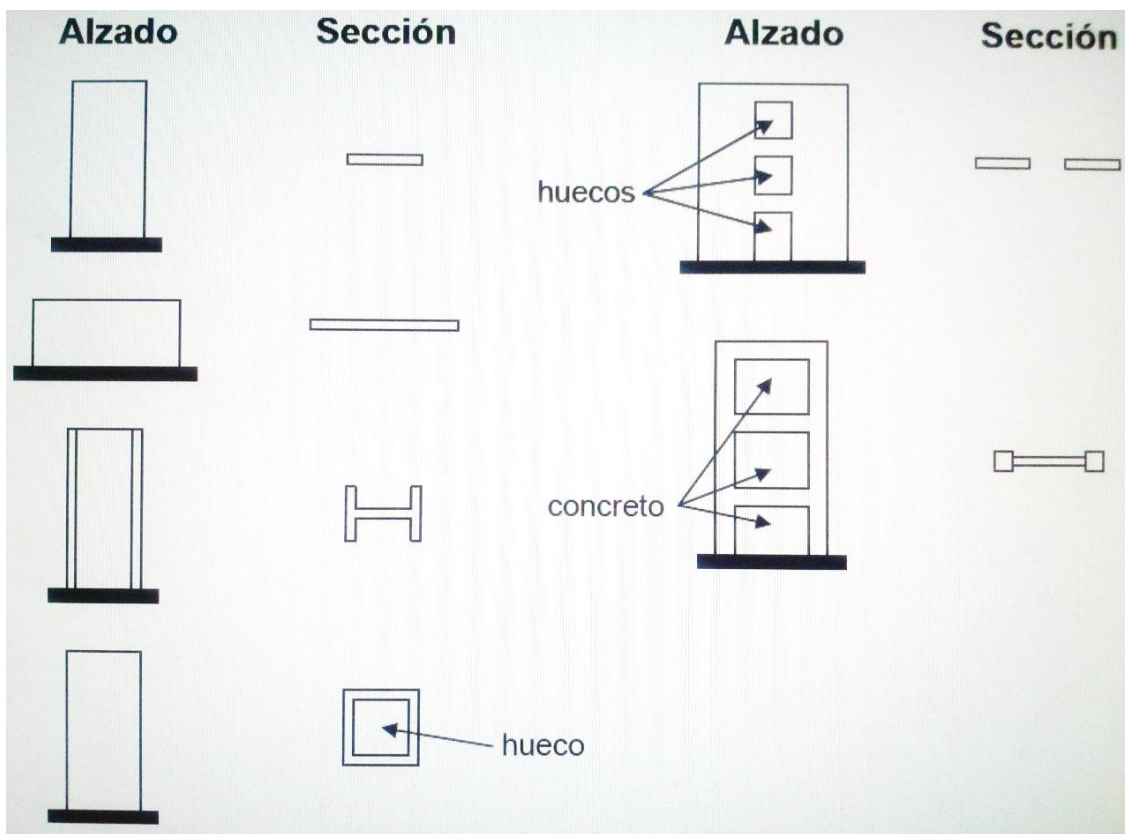
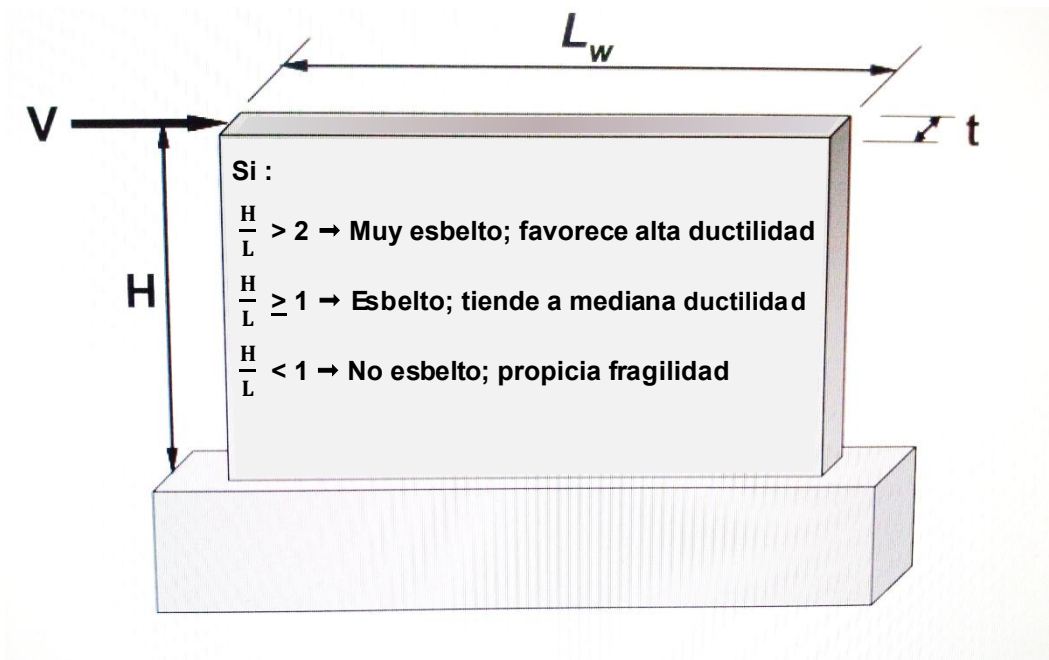


Fig. 1.2.1.e.1-1) Esquemas de: forma básica, y tipos de muros estructurales de acuerdo a su configuración en planta y elevación

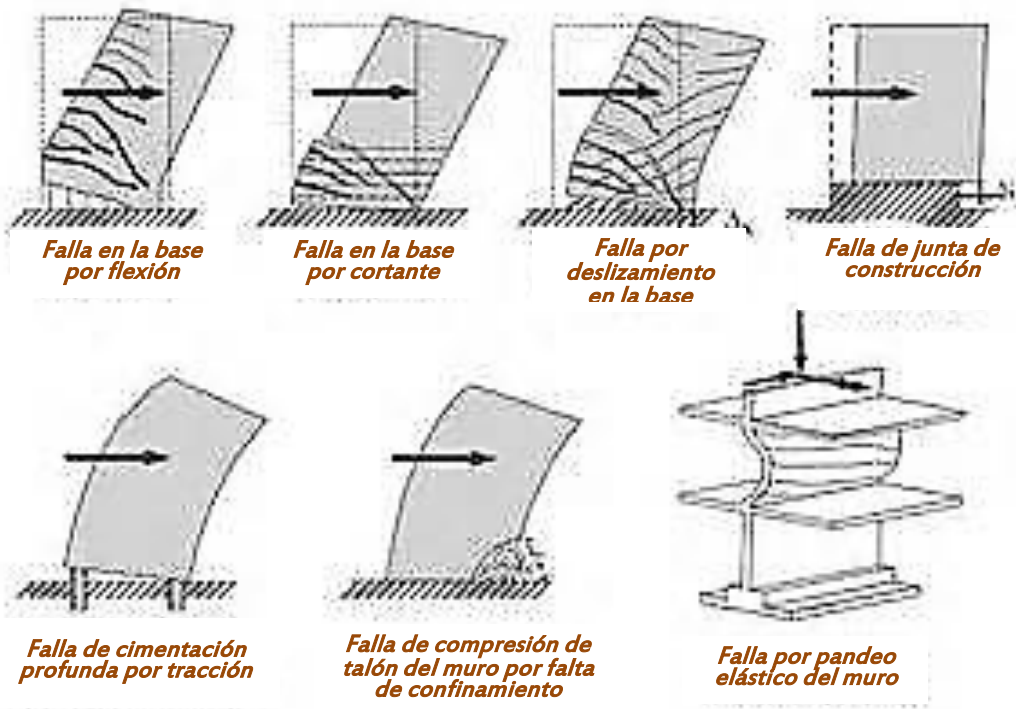
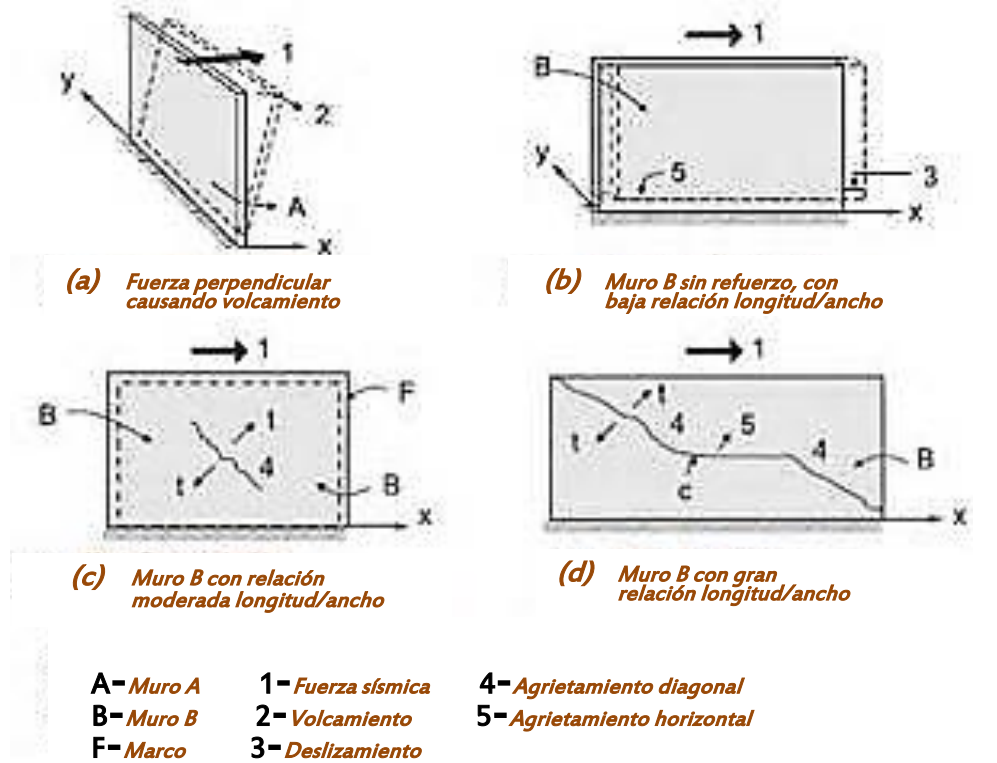


Fig. 1.2.1.e.1-1.1) Ilustraciones de principales tipos de falla en muros de concreto, tanto en dirección paralela como transversal a su plano

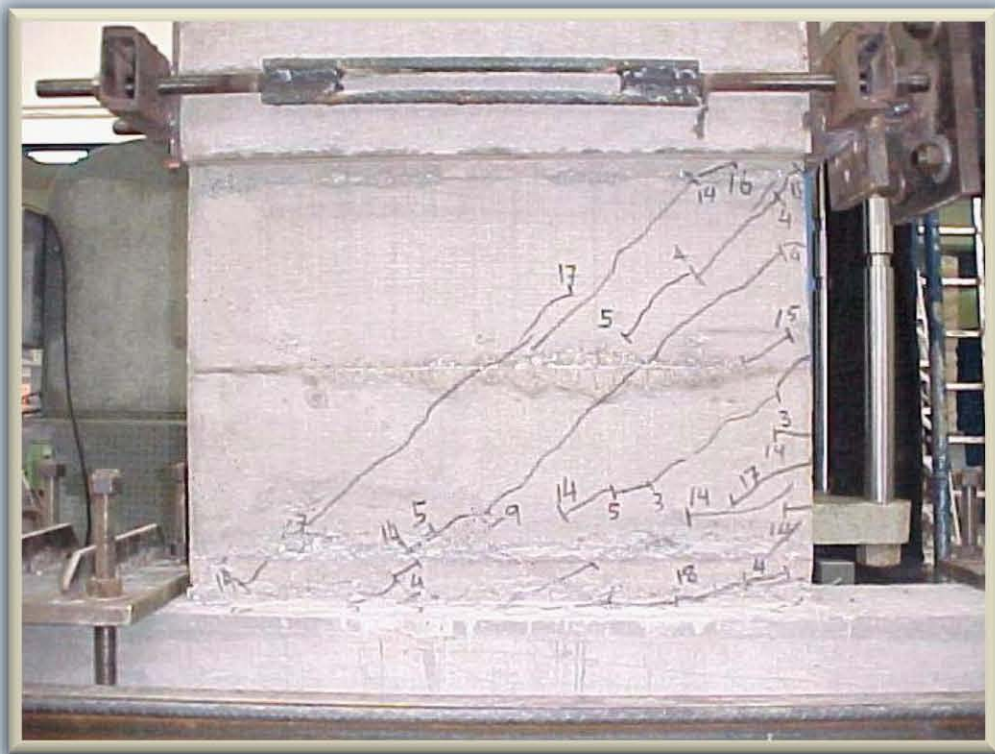


Fig. 1.2.1.e.2-1) Ensayo para simular acción de carga lateral (sismo) en muro de concreto reforzado. Formación de grietas por tensión diagonal



Fig. 1.2.1.e.2-1.1) Fallas por cortante en muros de concreto armado, debido a refuerzo horizontal escaso (arriba), y cambios bruscos de rigidez y forma en planta y elevación (abajo)

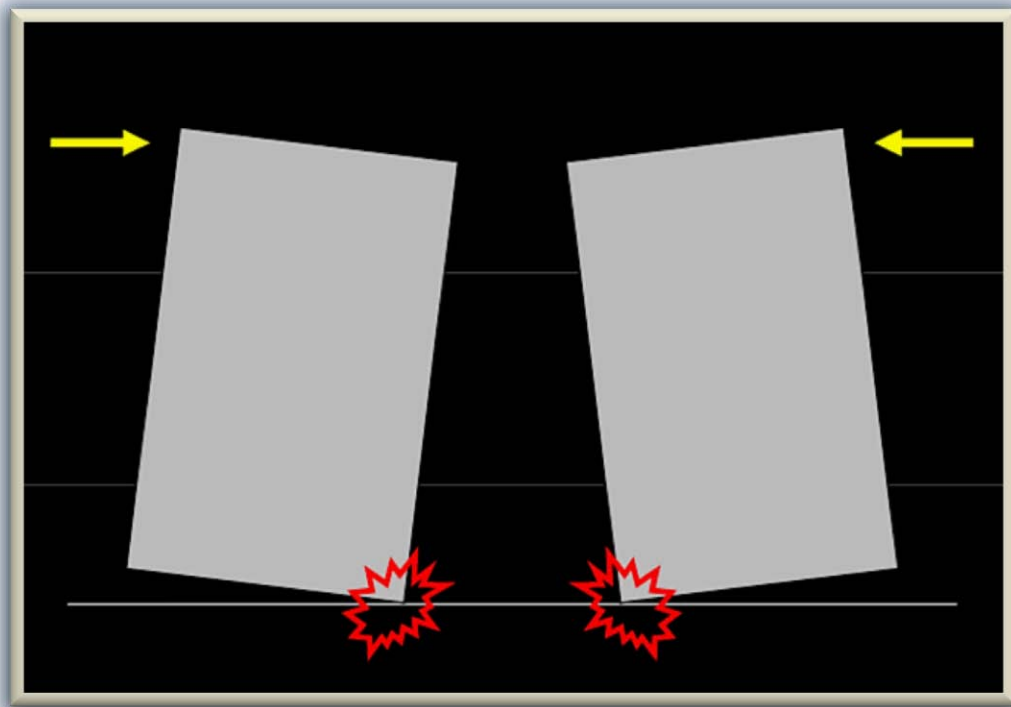


Fig. 1.2.1.e.2-2) Esquema y ejemplo real de falla por flexión en dirección del plano del muro, provocando aplastamiento de concreto y pandeo de barras en extremo de base (talón)



Fig. 1.2.1.e.2-2.1) Más ejemplos de falla por flexión en dirección longitudinal del muro, igualmente con trituración de concreto y pandeo del refuerzo en los extremos. Véase la escasez de estribos en la imagen superior y la nula presencia de los mismos en la inferior



Fig. 1.2.1.e.2-2.2) Otro ejemplo de falla en forma de agrietamiento horizontal extenso en la junta de unión con el sistema de piso. Asimismo la falta de estribos en el extremo inferior causó falla frágil por cortante en esa parte

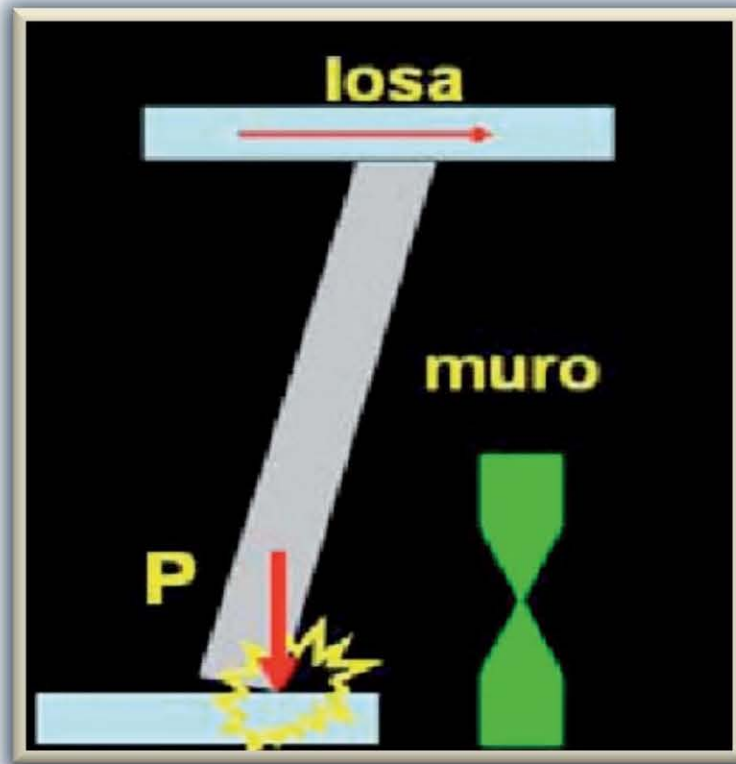
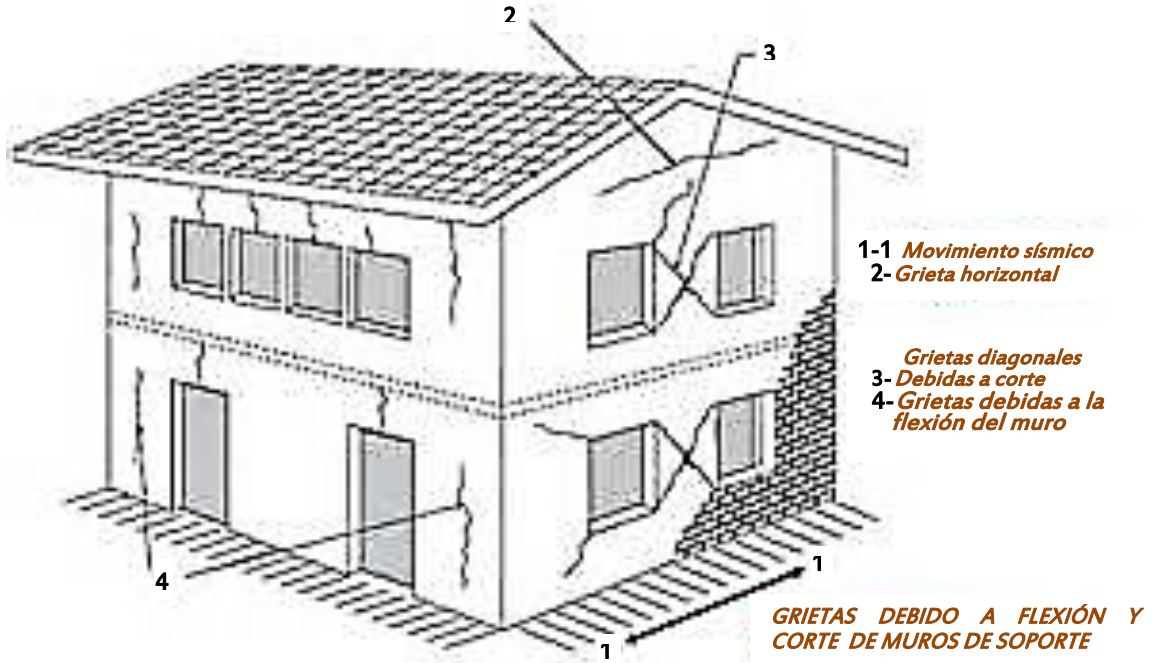


Fig. 1.2.1.e.2-3) Esquematización y ejemplo de falla por flexión en dirección perpendicular al muro que causa aplastamiento de concreto en zona de compresión de la base, derivando en deslizamiento y/o rotación a lo largo de la junta de unión con el sistema de piso



Fig. 1.2.1.e.2-3.1) Otros ejemplos de falla por flexión y por combinación de cargas. Arriba, agrietamiento generalizado y aplastamiento de concreto en la base de muros de igual orientación. Abajo, desprendimiento masivo de concreto en corona de muro, así como gran deformación, incluso cizalle (en otro muro) del refuerzo vertical, por posible efecto combinado de flexión y cortante aunado a la concentración de esfuerzos de compresión axial



<p><i>Flexión del muro debido a acciones horizontales</i></p>			<p><i>Aplastamiento axial del muro debido a acciones horizontales</i></p>
<p>DATOS A RESALTAR</p> <p><i>Grietas horizontales y abombamientos</i></p>	<p>CAUSAS</p> <p><i>Haberse sobrepasado la capacidad portante del muro a compresión</i></p>	<p>MEDIDAS A IMPLEMENTAR</p> <p><i>INMEDIATAS Apuntalamiento de muros POSTERIORES Reemplazo de elemento</i></p>	

<p><i>Deslizamiento</i></p>	<p><i>Tensión diagonal</i></p>	<p><i>Flexocompresión</i></p>
-----------------------------	--------------------------------	-------------------------------

Fig. 1.2.1.f.1-1) Esquemas de formas típicas de falla por cortante, flexión y flexocompresión, en muros de mampostera, en dirección paralela y perpendicular a su plano

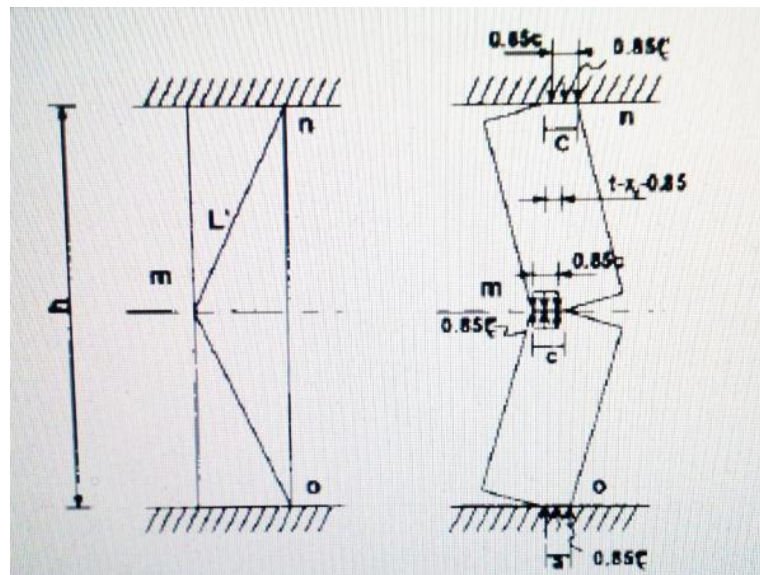
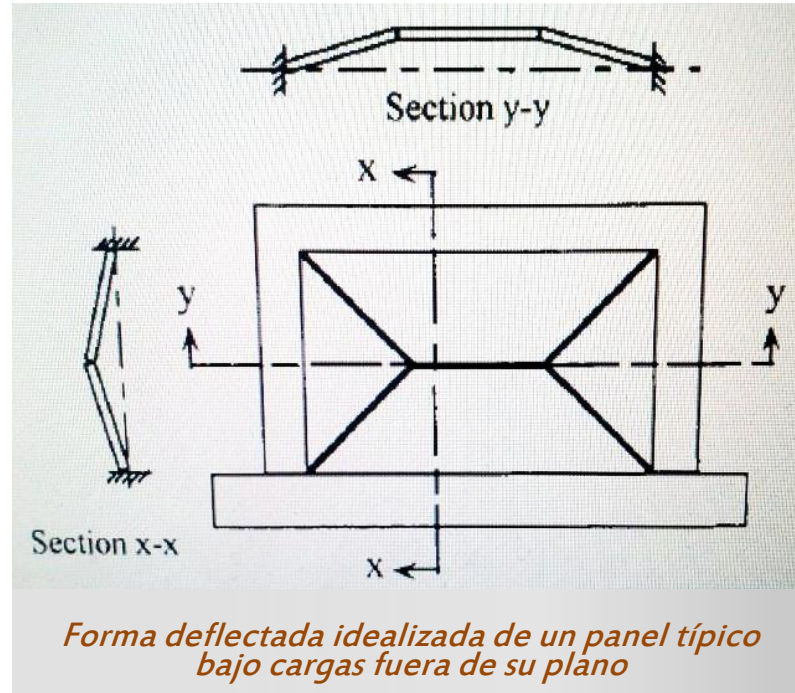


Fig. 1.2.1.f.1-1.1) Esquematización de falla típica por flexocompresión en muros de mampostera, en dirección perpendicular al plano (flexión horizontal y volteo)

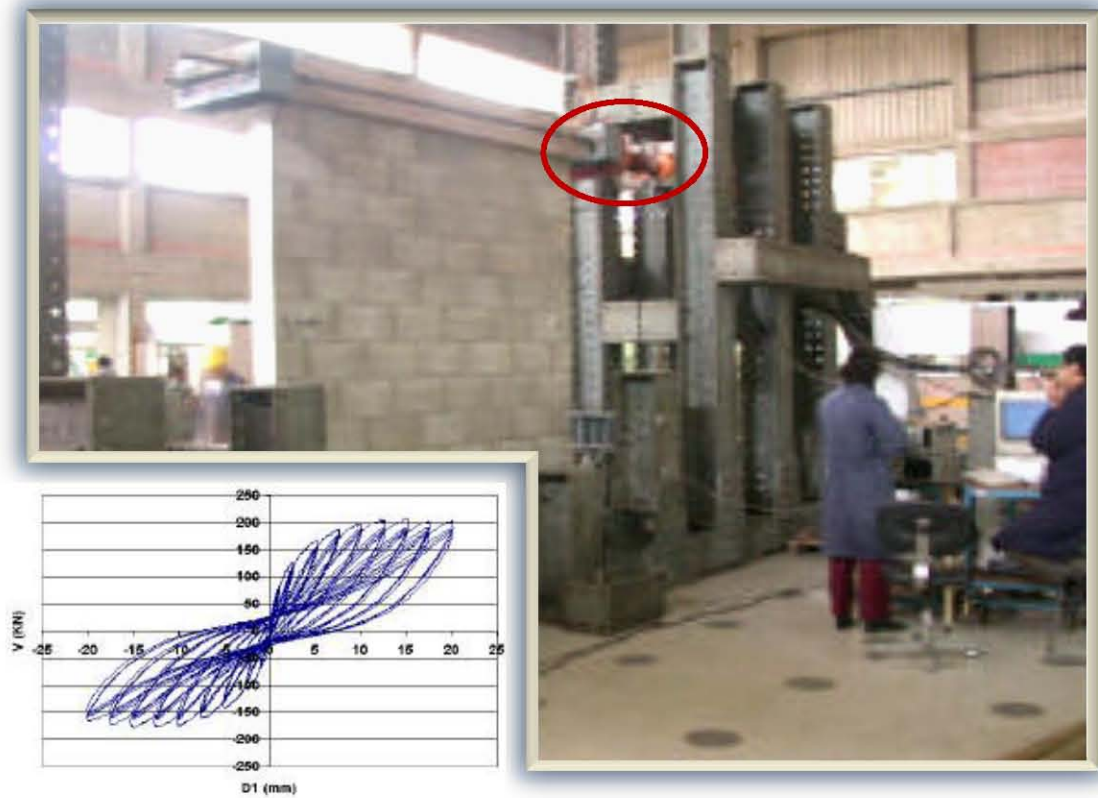
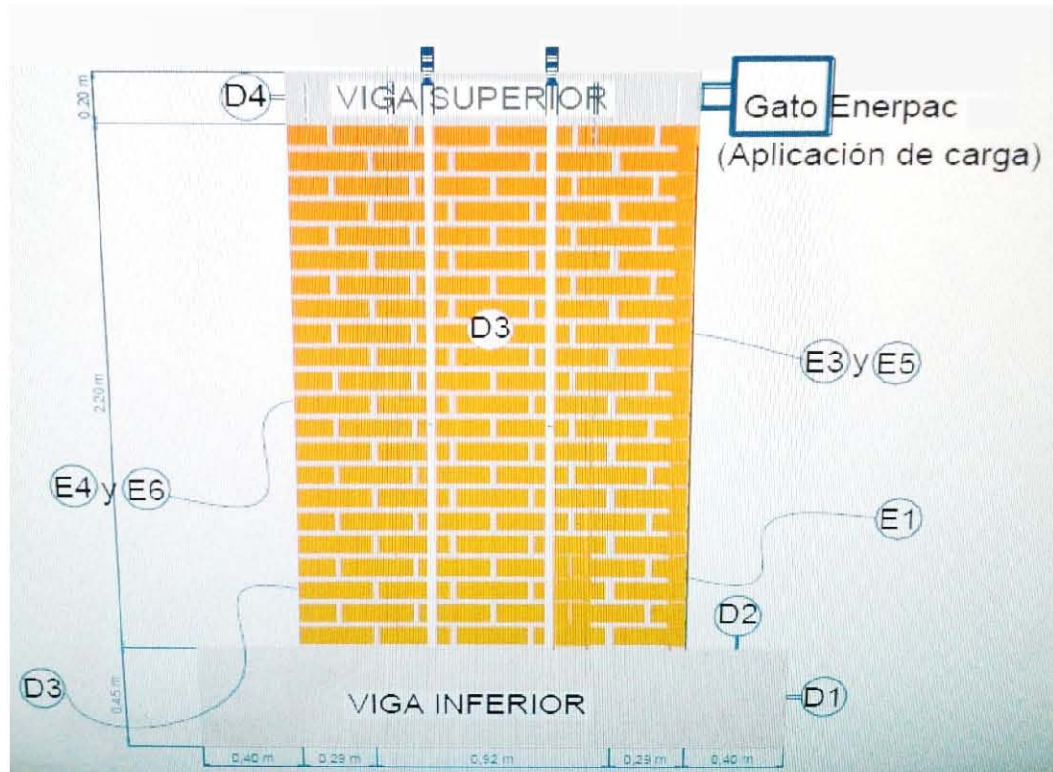


Fig. 1.2.1.f.1-2) Esquema e imagen de método de ensaye de muro de mampostería sometido a carga lateral cíclica (sismo)

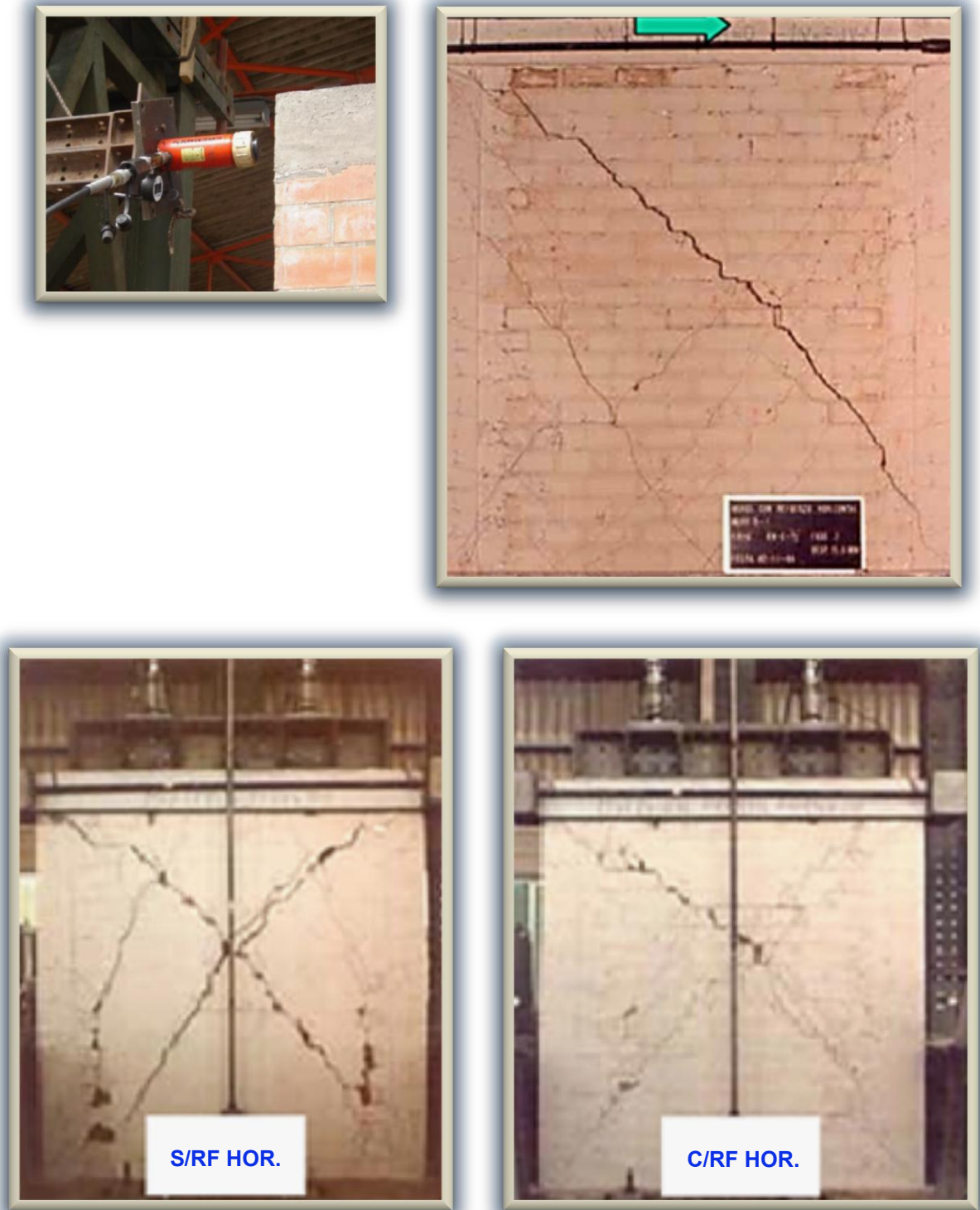


Fig. 1.2.1.f.1-2.1) Ensayos de fallas por tensión diagonal en muros no esbeltos sometidos a carga lateral cíclica. Arriba, aplicación sólo de carga lateral. Abajo, adición de carga axial continua tanto en ausencia de refuerzo horizontal (doble agrietamiento diagonal y vertical severo, izq.) como en presencia de este (menor agrietamiento, sólo diagonal, der.)

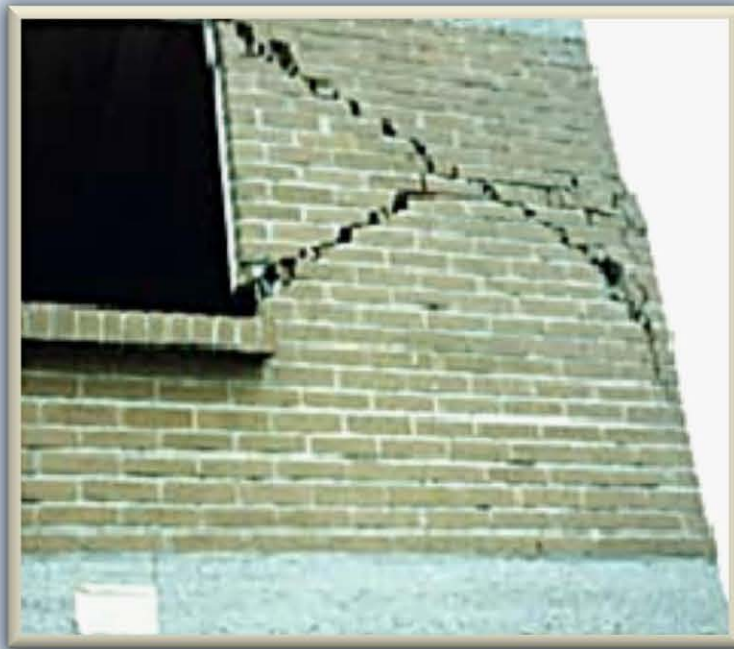


Fig. 1.2.1.f.2-1) Ejemplos de fallas típicas por cortante en mampostería. Arriba, falla debida al cambio de altura brusco del muro, acentuada por la falta de elementos de confinamiento. Abajo, no obstante de la falla a 45° del muro, el castillo se mantuvo prácticamente intacto debido a que cuenta con refuerzo transversal



Transformación de la falla por flexión en falla por deslizamiento

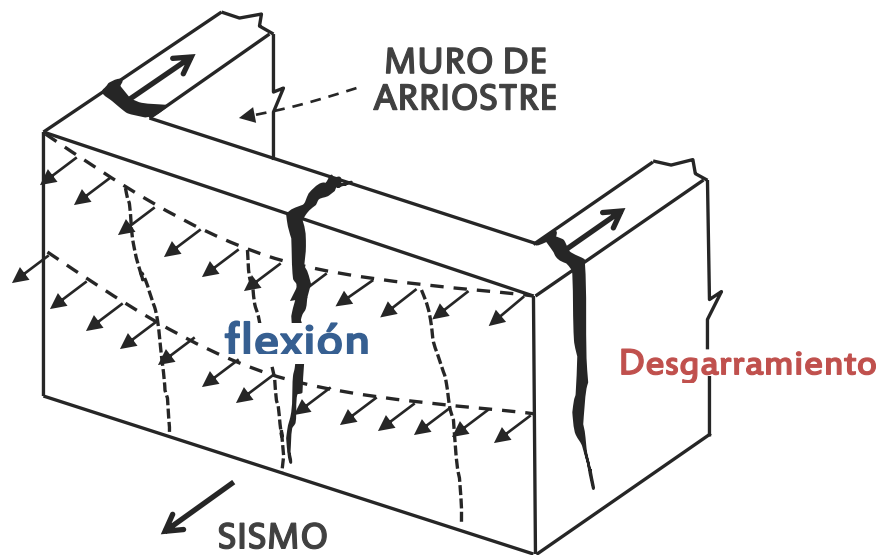


Fig. 1.2.1.f.2-2) Esquematización de tipos de falla por flexión en mampostería, tanto en dirección paralela, como perpendicular (horizontal) al plano del muro



Fig. 1.2.1.f.2-2.1) Ejemplos reales de fallas por flexión en mampostería. Arriba, en dirección del plano, fractura de bloques y pandeo del refuerzo vertical. Abajo, en dirección perpendicular, deslizamiento a lo largo de junta de unión de tabiques a media altura y separación de porción del muro transversal

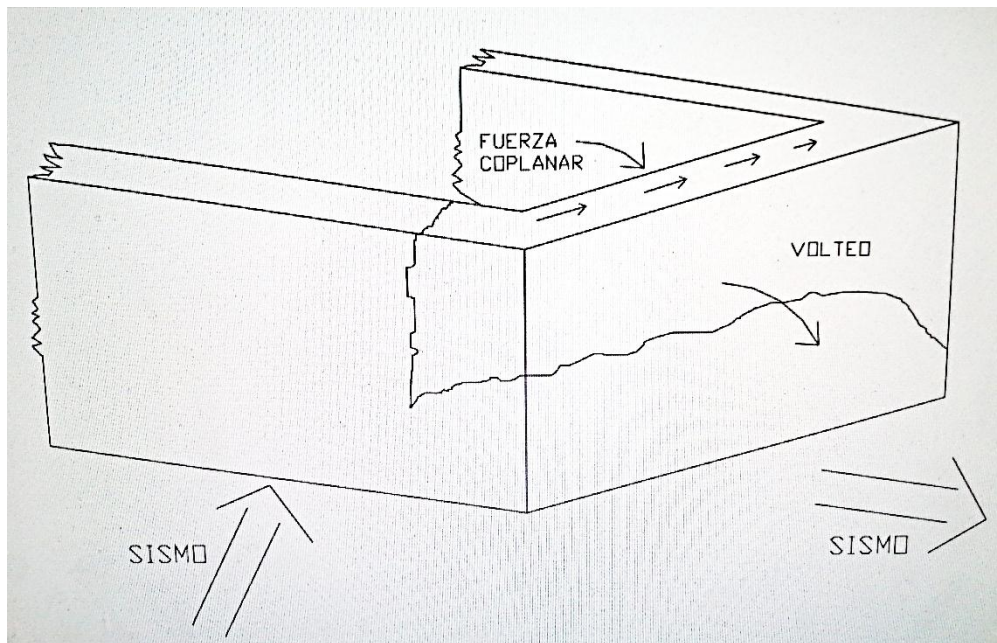
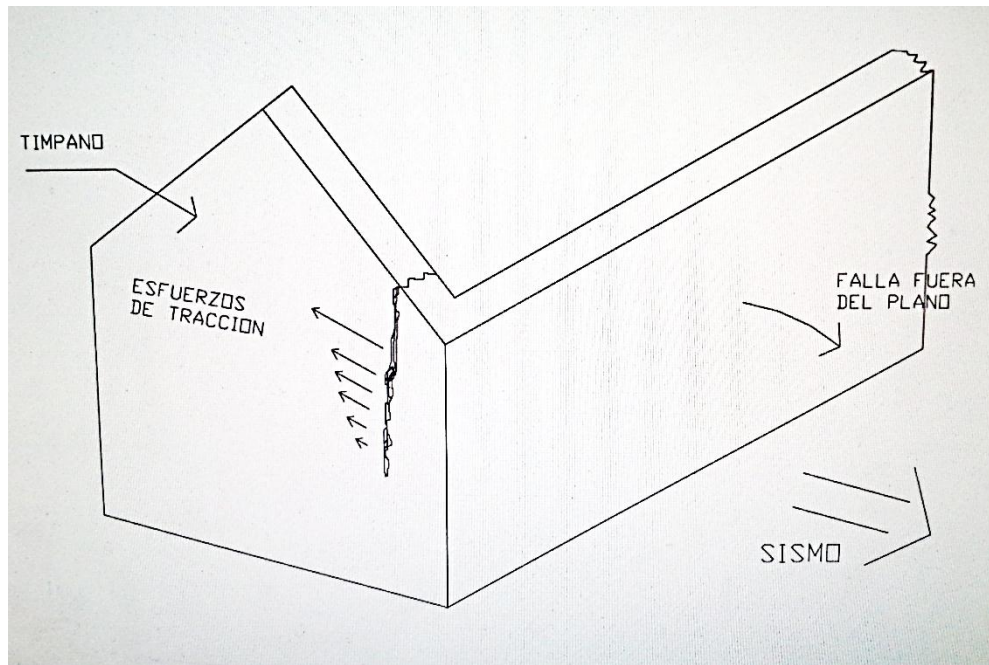


Fig. 1.2.1.f.2-2.2) Esquemas de efectos de flexión vertical perpendicular al plano, los cuales generalmente se presentan en forma de grietas verticales en esquinas e intersecciones o en sus proximidades, acompañadas en ocasiones de agrietamiento horizontal en la parte media del muro, que eventualmente provocan volteo



Fig. 1.2.1.f.2-2.3) Ejemplificaciones de fallas por flexión vertical perpendicular a los planos de muros, tal como lo indican los esquemas de la página anterior

1.2.2 DAÑOS NO ESTRUCTURALES

Este tipo de daños se presenta generalmente cuando existe una unión inadecuada de los elementos no estructurales con la estructura, o por falta de rigidez en los puntos de liga. Los daños en elementos no estructurales aunque, como se mencionó al principio de éste subcapítulo, no son de gran relevancia para los procedimientos de cálculo y diseño de una estructura, (solamente para la cuantificación de cargas muertas), una conexión inestable o defectuosa entre ésta y los primeros, es posible que cause cierta alteración en la respuesta prevista originalmente en el análisis y modelado de la construcción. Por tal razón, es que desde ésta fase de evaluación preliminar de daños, y específicamente durante la inspección de campo, también debe de efectuarse un levantamiento detallado de los daños que los elementos no estructurales llegan a tener.

Así pues, a continuación se enlistan algunos de los daños no estructurales más comunes, como son:

- ~ Aplastamiento de las uniones entre la estructura y elementos divisorios.
- ~ Agrietamiento de elementos divisorios (muros de mampostería sin confinamiento o hechos de paneles aligerados).
- ~ Rotura de vidrios.
- ~ Desprendimiento de recubrimientos, aplanados y elementos de fachada.
- ~ Desprendimiento de plafones, lámparas, etc.
- ~ Ruptura de tuberías e instalaciones diversas (eléctricas, hidráulicas, sanitarias, de aire acondicionado, etc.).

Finalmente cabe agregar que otra de las razones por las que deben tenerse plenamente identificados y ubicados los elementos no estructurales, es que en caso de decidir rehabilitar el edificio en cuestión, tales elementos deberán ser reparados o restituidos de manera que se garantice que su unión con la estructura, sea acorde al proyecto de restauración y/o reforzamiento, pudiendo incluso ser susceptibles de modificarse y adaptarse a dicho proyecto de rehabilitación.

1.2.3 EVALUACIÓN PRELIMINAR DE DAÑOS

Una vez realizada la Inspección de campo con información suficiente, acompañada de fotografías y esquemas si lo ameritó el caso, entonces se puede proceder a hacer una clasificación y evaluación preliminar de daños, teniendo bien diferenciados los estructurales de los no estructurales, y detallando lo más posible los primeros. Asimismo se puede estimar la gravedad de tales daños, sin necesidad de expresarla numéricamente en esta fase. La tabla 1.2.3 muestra una clasificación-evaluación preliminar de daños, y medidas a seguir en cada caso.

TIPO DE DAÑO	GRADO DE AFECTACIÓN	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
En elementos No estructurales solamente	No Estructural	<ul style="list-style-type: none"> ♦ No existe reducción en la capacidad sismo-resistente ♦ No se requiere desocupar ♦ La reparación consiste en restaurar o reemplazar los elementos dañados
<ul style="list-style-type: none"> ♦ Grietas menores a 0.5 mm de ancho en elementos de concreto ♦ Grietas menores a 3 mm en muros de mampostería ♦ Fisuras y caída de aplanados en muros y losas 	Estructural ligero	<ul style="list-style-type: none"> ♦ No existe reducción en la capacidad sismo-resistente ♦ No se requiere desocupar ♦ La reparación consistiría en la restauración de los elementos dañados
<ul style="list-style-type: none"> ♦ Grietas de 0.5 a 1 mm de ancho en elementos de concreto ♦ Grietas de 3 a 10 mm de ancho en muros de mampostería 	Estructural Fuerte	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Existe una importante reducción de la capacidad sismo-resistente ♦ Se debe desocupar y aplicar medidas de seguridad y de apuntalamiento. El acceso será restringido ♦ Se tiene que elaborar proyecto de reparación para la restauración y/o reforzamiento de la estructura
<ul style="list-style-type: none"> ♦ Grietas mayores a 1 mm de ancho en elementos de concreto ♦ Aplastamiento de concreto, abertura de estribos y pandeo de refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto. ♦ Agrietamiento de losas alrededor de las columnas. ♦ Aberturas en muros de mampostería ♦ Desplomes mayores del 1% de la altura de columnas, o de todo el edificio. 	Estructural Severo	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Existe una elevada reducción de la capacidad sismo-resistente ♦ Es necesario desocupar y suprimir el acceso a la edificación y la circulación alrededor de la misma ♦ Se debe proceder a implementar medidas de seguridad, protección y apuntalamiento, o bien a la demolición ♦ En caso de que de inicio se decida no demoler, se proseguirá de inmediato con la evaluación y dictamen finales para, según sea el caso, elaborar el proyecto de reforzamiento o proceder definitivamente a la demolición

Tabla 1.2.3

1.3 INSPECCIÓN Y ENSAYE DE MATERIALES

Para poder lograr una evaluación del grado de afectación es indispensable conocer las propiedades reales de los materiales que constituyen la estructura, además, como es sabido, la distribución y dimensionamiento de los elementos estructurales primordialmente está en función de parámetros de resistencia y de comportamiento mecánico de los materiales, como son: elasticidad, ductilidad, rigidez, tenacidad, etc. Así pues, en ocasiones los valores reales de éstos parámetros se modifican respecto de los utilizados originalmente para el diseño de la estructura, debido entre otros factores, a los que tienen que ver con la intemperización y degradación acelerada de los materiales o con alteraciones en el proceso de construcción, lo que podría repercutir en la estabilidad de la estructura. De lo anterior, puede percibirse la importancia que reviste la etapa de inspección de materiales y realización de ensayos, para la comprensión del comportamiento que ha tenido y/o puede tener una estructura, y en consecuencia para realizar eventualmente una adecuada rehabilitación en ella, partiendo de un diseño razonable y seguro, basado siempre en normas y códigos vigentes.

Es oportuno aclarar que en la actualidad el “Ensaye de Materiales” se ha convertido en una especialidad dentro de la Ingeniería, pues día con día, el diseño y construcción de elementos de máquinas o estructuras, el control de calidad en los procesos masivos de manufactura y construcción, la elaboración de especificaciones y finalmente la aceptación de un material o producto, requieren de sistemas de inspección, muestreo y ensaye normalizados y continuamente actualizados, hallándolos de muy diversa índole y complejidad. Por lo anterior, resulta comprensible que aunque éste es un tema muy vasto, para los fines del presente trabajo nos concretaremos a exponer algunas generalidades para después abordar los tipos de ensayos que nos ocupan.

a) Preceptos básicos para el estudio del ensaye de materiales:

- ~ Técnica de ensaye. Se refiere a cómo operan los equipos más comunes, cuáles son las variantes más frecuentes de los aparatos ordinarios, qué limitaciones presenta cada aparato en cuanto a la exactitud obtenible y cómo se pueden alcanzar resultados aceptables de los ensayos de campo.
- ~ Principios físicos y mecánicos de los aparatos y procedimientos. En este punto lo más importante es saber qué tanto quedan satisfechas las condiciones e hipótesis supuestas y cómo inciden en los resultados, es decir los tipos de error que se pueden generar.
- ~ Teoría de las mediciones. Esta tiene por objeto saber cuál es la precisión de los resultados, así como ponderar el tiempo y esfuerzo invertidos en relación a la precisión requerida, que dependerá del grado de importancia que tengan para cada diseño, las características mecánicas o parámetros que se pretendan determinar.

- ~ Variabilidad de los materiales. Partiendo por un lado de que las propiedades de los materiales presentan variaciones desde su fabricación y por otro de que las condiciones cambian de un ensayo a otro, es importante establecer el número de ensayos necesarios para obtener un promedio representativo así como para estimar un rango de valores máximos y mínimos de resistencia o de cualquier otra propiedad de un material en condiciones de servicio.
- ~ Interpretación de resultados. Esta es la parte culminante del proceso de estudio y ensaye, por lo cual debe ponerse especial cuidado en el manejo que se dé a los mismos, saber en qué casos los resultados numéricos pueden ser aplicados directamente para diseño o especificaciones, o si sólo deben considerarse como aproximaciones, estableciendo el alcance que se les puede dar por la alteración que pudieran sufrir respecto a las condiciones reales de uso o comportamiento, tomando en cuenta el material y método de ensaye de que se traten.

b) Materiales en Ingeniería.

Los principales materiales usados en la construcción de edificios y máquinas son: metales (hierro, cobre, aluminio) y aleaciones (acero, bronce), madera, concreto de cemento Pórtland, mezclas bituminosas, piezas de mampostería, productos de barro, cerámicos, resinas y plásticos.

La función principal de los materiales de construcción consiste en proporcionar resistencia, rigidez y durabilidad adecuadas al servicio para el cual se destinaron. Estas características definen en gran medida las propiedades que dichos materiales deben poseer y en consecuencia los tipos de ensayo que se deben efectuar.

c) Propiedades de los materiales.

Un criterio de clasificación de las propiedades de los materiales de ingeniería se expone en la tabla 1.3. La determinación de cualquiera de estas propiedades puede constituir un tema de ensaye, sin embargo las que más relevancia tienen en los materiales de construcción y componentes de máquinas son las propiedades mecánicas; por tal razón al trabajo de laboratorio que se relaciona con ellas se le denomina “ensaye mecánico”. Como factor primordial en la vida y desempeño de las estructuras y las máquinas destaca la “resistencia” cuya acepción más general se refiere a la capacidad de soportar cargas (u otro tipo de acciones) hasta llegar a presentarse la falla, la cual a su vez puede definirse como el punto de ruptura, o a partir del cual se registra una deformación excesiva. Resulta conveniente decir que las propiedades que más interesan para el ensaye de materiales son las que influyen en la economía y servicio principalmente.

TIPO	DENOMINACIÓN	TIPO	DENOMINACIÓN
Físicas	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Forma, dimensiones ♦ Densidad o gravedad específica ♦ Porosidad ♦ Contenido de humedad ♦ Macroestructura ♦ Microestructura 	Mecánicas	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Resistencia: Tensión, compresión, cortante, flexión estática, impacto, tenacidad ♦ Rigidez ♦ Elasticidad, plasticidad, ♦ Ductilidad, fragilidad ♦ Dureza, resistencia al desgaste
Químicas	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Óxido o composición compleja ♦ Acidez o alcalinidad ♦ Resistencia a la corrosión, a la intemperie, etc. 	Térmicas	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Color específico ♦ Expansión ♦ Conductividad
		Eléctricas y magnéticas	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Permeabilidad magnética ♦ Acción galvánica ♦ Conductividad
Fisicoquímicas	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Acción hidroabsorbente o hidrorrepelente ♦ Contracción y dilatación por cambios de humedad 	Acústicas	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Reflexión del sonido ♦ Transmisión del sonido
		Ópticas	<ul style="list-style-type: none"> ♦ Color ♦ Transmisión de la luz ♦ Reflexión de la luz

Tabla 1.3

d) Ensaye de materiales. Son tres los objetivos básicos del Ensaye de materiales:

- ~ Aportar información rutinaria de la calidad de un producto (Ensaye comercial)
- ~ Buscar nueva información de materiales conocidos o ayudar a desarrollar nuevos materiales (investigación de materiales).
- ~ Obtener medidas exactas o constantes físicas de las propiedades fundamentales (medición científica).

El “Ensaye comercial” se ocupa de la aceptabilidad de los materiales de acuerdo a especificaciones de adquisición, así como del control de calidad en la fabricación de un producto. El procedimiento simplemente consiste en determinar si las propiedades de un material quedan dentro de los límites estipulados.

Los principales objetivos en la “Investigación de materiales” son:

- ~ Tener un mejor conocimiento de los materiales existentes;
- ~ Describir las propiedades de nuevos materiales; y
- ~ Elaborar normas de calidad y procedimientos de ensayo.

Finalmente, el objetivo esencial del “Ensaye científico” es elaborar un acervo ordenado, amplio y confiable de las propiedades fundamentales y útiles de los materiales que en última instancia, propicien análisis cada vez más reales del comportamiento estructural, así como diseños más eficientes.

De acuerdo a los alcances del método y a la interpretación de resultados, se tiene la siguiente tipología:

1. Ensayos en estructuras, elementos o piezas de tamaño natural
2. Ensayos en modelos de estructuras, elementos o piezas
3. Ensayos en probetas extraídas de partes terminadas
4. Ensayos en muestras de materiales naturales o transformados

Con respecto a la utilizabilidad y grado de afectación de una material sometido a un proceso de ensaye, se puede hacer la siguiente clasificación básica que así considera la mayoría de los autores y especialistas en la materia:

1. Ensayos Destructivos
2. Ensayos No destructivos

Evidentemente los primeros se aplican para determinar la resistencia última, y al no resultar procedente ensayar todo un lote de producción, surge entonces la necesidad de establecer un método de muestreo, de tal modo que el criterio de selección sea el adecuado y el número de muestras lo suficientemente representativo para considerar válidos los resultados, manteniendo siempre dentro de un límite razonable el costo del material para las muestras.

Los Ensayos No destructivos se recomiendan para productos terminados. Por ejemplo, los ensayos con escleroscopio se usan para determinar la dureza superficial en tiros de acero termotratado. Los ensayos de comprobación de piezas fabricadas o elementos estructurales son No destructivos, como en el caso del gancho de sujeción de una pluma que se ensaya aplicando una carga un poco mayor a la de servicio, pero menor a la de falla. Asimismo, los métodos radiográficos y magnéticos (para metales) son del tipo No destructivo.

1.3.1 PRUEBAS DESTRUCTIVAS

Como su nombre lo indica, consisten en hacer llegar a los materiales a un punto de ruptura o colapso mediante la aplicación de acciones diversas, de tal modo que se conoce clara y directamente la resistencia máxima de dichos materiales, así como otras propiedades mecánicas. Dentro de las Pruebas Destructivas, las más comunes son:

- ~ Tensión y compresión simple
- ~ Corte directo
- ~ Torsión
- ~ Flexión

a) Ensayo de Tensión.

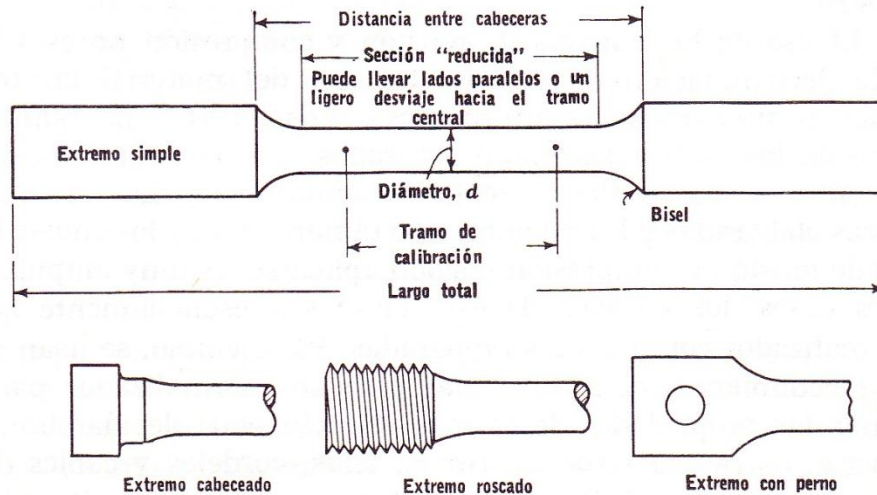
En este tipo de ensayos al igual que en los de compresión, se pretende aplicar a una probeta una carga axial de manera gradual y creciente (Ensayo Estático), a fin de obtener una distribución uniforme de esfuerzos sobre la sección transversal crítica, hasta llegar a la falla. El procedimiento básicamente consiste en sujetar los extremos de la pieza del material en estudio, e ir separándolos.

Generalmente las probetas para el ensayo de tensión son cilíndricas o prismáticas y de sección transversal constante. Dicho tipo de ensayo se aplica comúnmente a metales y aleaciones debido a que poseen una tenacidad relativamente alta y por ello son más adecuados para resistir esfuerzos tensivos. En cambio, para los materiales quebradizos (frágiles) como morteros, concretos, mampostería, y productos cerámicos, cuya resistencia a la tensión es baja, los ensayos de éste tipo no son de gran significación, sobre todo para el uso que se les da en el diseño de elementos estructurales; asimismo la resistencia de la madera a la tensión es relativamente alta, pero no siempre puede ser utilizada en miembros estructurales debido a su baja resistencia al esfuerzo cortante, el cual suele provocar la falla en la cercanía de extremos y conexiones donde se utilizan conectores de pernos, anillos de presión, o placas.

Volviendo al caso de los metales, si la pieza es suficientemente gruesa, se utiliza por lo general una probeta de sección transversal redonda; para láminas y placas se emplea una probeta plana. Se recomienda que la porción central de la probeta sea de menor área transversal que los extremos, con el fin de que la falla no sea afectada por los mecanismos de sujeción. Dentro de la porción central se tiene un tramo de calibración sobre el cual se hacen las mediciones de alargamiento.

Los extremos de las probetas redondas pueden ser simples, cabeceados o roscados. Los extremos simples deben ser suficientemente largos para poderlos ajustar a mordazas de tipo cuneiforme. En el caso de las

probetas rectangulares, estas suelen tener extremos simples aunque también los hay cabeceados y con orificio para perno. A continuación se ilustra una probeta típica para un ensayo de tensión.



Probeta típica de tensión

Fig. 1.3.1.1

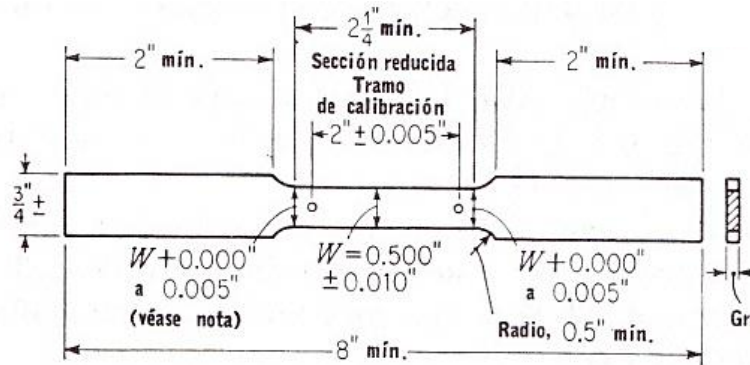
La transición del extremo a la sección reducida debe hacerse mediante un bisel para reducir la concentración de esfuerzos debido al cambio brusco de sección, pues se ha podido comprobar que a partir del punto donde inicia el biselado, y posteriormente a una distancia aproximada de entre una y dos veces el diámetro nominal de la probeta, el efecto de esfuerzos adicionales por el cambio de sección se considera despreciable. También deben cuidarse otras dimensiones y relaciones afines como el diámetro o ancho de las cabeceras y la relación con el de la sección reducida. La longitud de la sección reducida que debe ser suficiente para permitir una ruptura normal, de modo que el alargamiento no sea inhibido por la masa de los extremos (en metales dúctiles principalmente). El tramo de calibración que es aquel sobre el cual se mide el alargamiento, siempre debe ser menor a la longitud de la sección reducida y por ende a la distancia entre cabeceras, recomendándose que la diferencia de longitud con respecto a ésta última sea de por lo menos dos veces el diámetro de la probeta y que la longitud del tramo en sí sea cuatro veces dicho diámetro (ASTM E 8). Las dimensiones de los tipos más comunes de probetas para ensayo de tensión, así como las tolerancias permisibles (ASTM) se pueden apreciar en las siguientes figuras:



(a) Probeta redonda estándar con tramo de calibración de 2 plg

Nota:

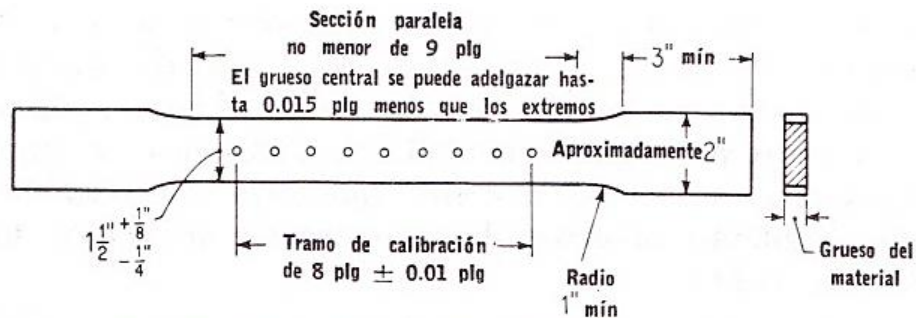
El tramo de calibración, la sección paralela o adelgazada y los biselés serán como se indica, pero los extremos pueden ser de cualquier forma para ajustar en los sujetadores de la máquina de ensaye, de tal manera que la carga sea axial.



(b) Probeta rectangular estándar con tramo de calibración de 2 plg para ensaye de metales en forma de placa, lámina, etc., con grueso de 0.005 a 5/8 plg.

Nota:

Adelgazamiento gradual desde los extremos de la sección reducida hasta el tramo central.



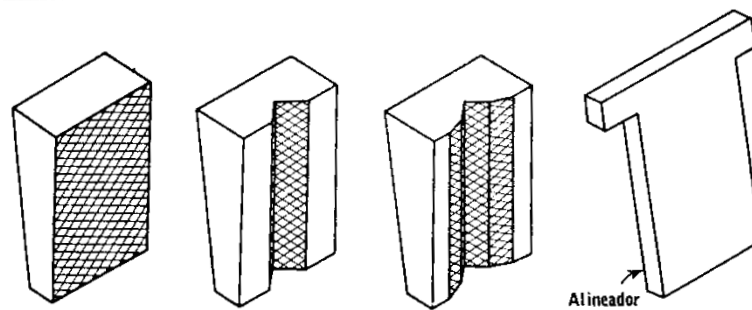
(c) Probeta rectangular estándar con tramo de calibración de 8 plg, para ensaye de metales en forma de placa, lámina, etc., con gruesos de 3/16 plg o más.

Formas normalizadas según la ASTM de probetas para ensayos de tensión de metal (dúctil) (ASTM E 8)

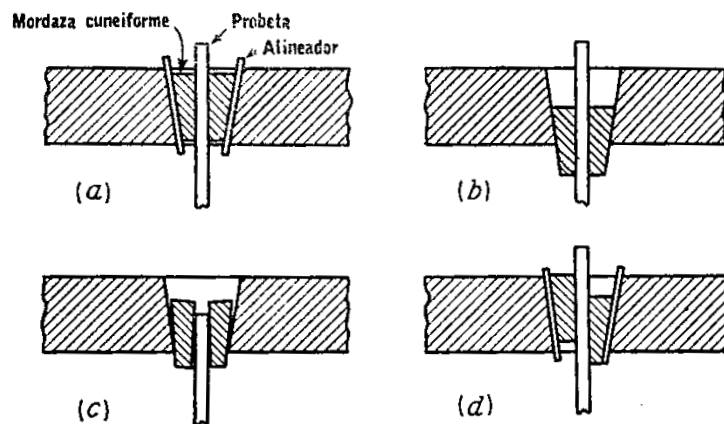
Figs. 1.3.1.2 a), b), c)

~ Dispositivos de montaje.

La función de éstos es transmitir la carga desde los puentes de la máquina de ensaye a la probeta a través de su eje longitudinal únicamente. Por ello, los centros de acción de las mordazas deben estar siempre alineados y así no inducir a la probeta ningún tipo de flexión o torsión. Las caras internas de las mordazas por lo regular son ásperas o estriadas para reducir el deslizamiento; éstas caras son planas para probetas planas y llevan una ranura en " V " cuando las probetas son cilíndricas. Para ajustar las mordazas se utilizan alineadores y de éste modo se hace coincidir el eje longitudinal de la probeta con el centro de carga del puente. A continuación se ilustran algunos tipos de mordazas y las posiciones que adoptan al colocarlas.



Mordazas cuneiformes para ensayos de tensión de metales

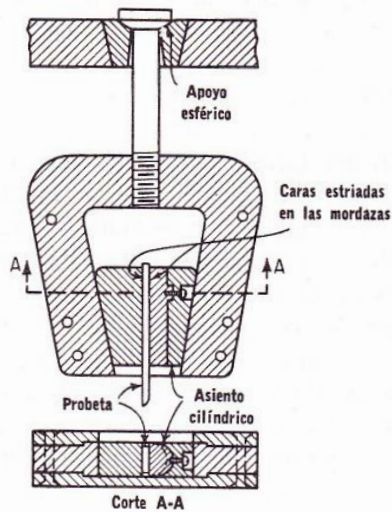
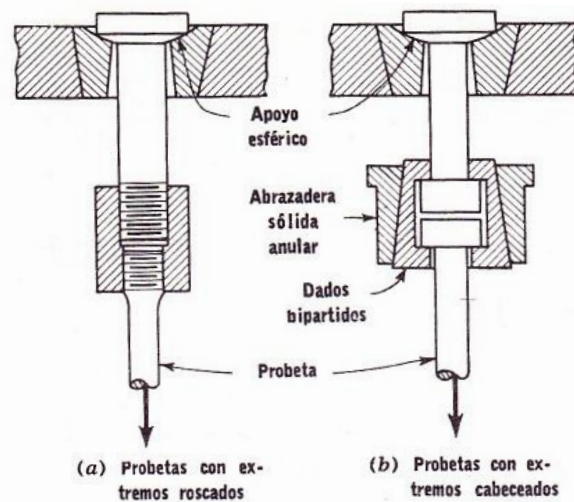


Posición correcta (a) e incorrecta (b, c y d) de las mordazas cuneiformes

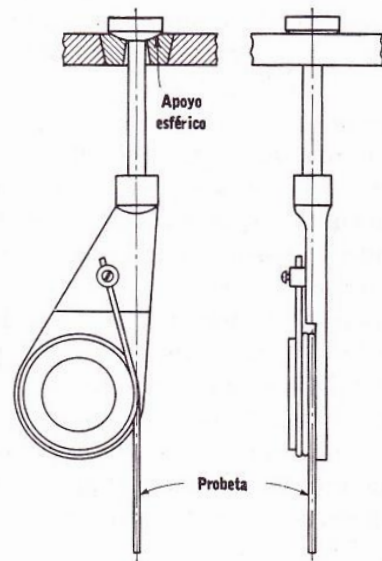
Fig. 1.3.1.3

En el caso en que se requiera mayor precisión en la alineación (ensayos de metales quebradizos), se puede implementar un asentamiento esférico o de perno (enlace autoalineante). Un dispositivo muy efectivo para sujetar probetas delgadas como las de lámina metálica es el "sujetador Templin". También hay dispositivos especiales para ensayar alambre, cable de alambre, briquetas de mortero, concreto, etc. A continuación se muestran algunos de estos dispositivos de sujeción:

Soportes esféricamente asentados (ASTM E 8)



Soportes Templin



Dispositivo de control para el ensayo de alambre

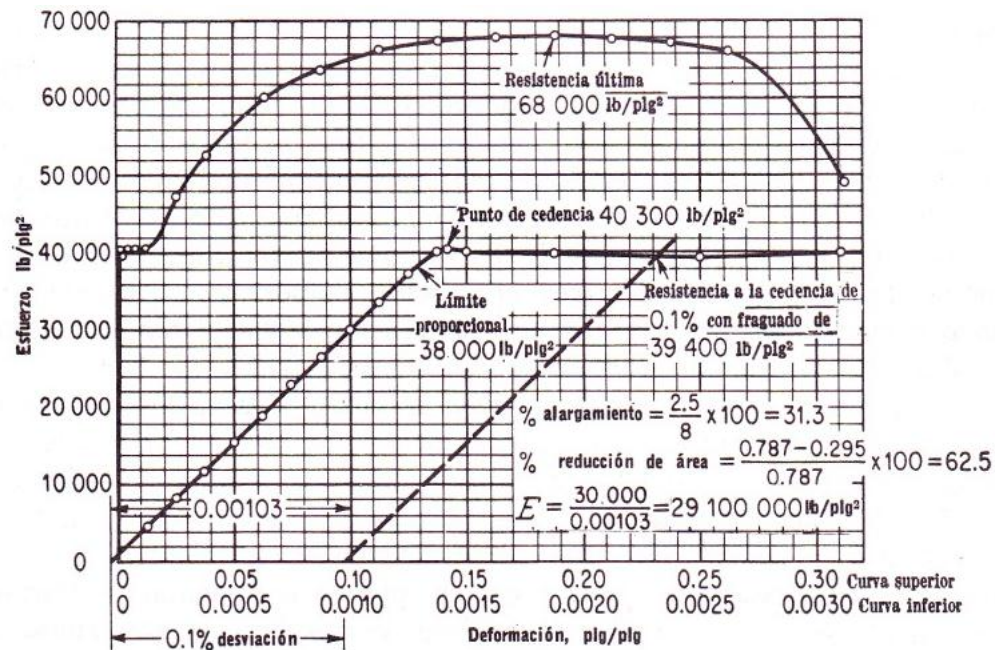
Fig. 1.3.1.4

~ Realización de ensayos.

Para la ejecución del ensayo, deben realizarse previa y posteriormente diversas operaciones como son: medir las dimensiones de la probeta antes de aplicar la carga, cuidando que no excedan las tolerancias de acuerdo al tipo de probeta, instrumento de medición, etc.; tener pleno conocimiento de la máquina de ensaye, (mecanismo de acción, controles, velocidades, graduaciones de los instrumentos de medición); revisar los dispositivos de sujeción; marcar y centrar cuidadosamente el tramo de calibración junto con el extensómetro, cuando se quiera medir el alargamiento; establecer la velocidad del ensaye de modo que no influya sobre las propiedades del material y puedan tomarse con precisión las lecturas de carga y deformación; finalmente registrar en una bitácora los principales datos antes, durante y después del ensayo, como dimensiones originales y finales, cargas y deformaciones, así como las correlaciones importantes entre éstas últimas que describen las principales propiedades mecánicas del material como son límite elástico (o límite de proporcionalidad), punto de fluencia, resistencia última, punto de falla, etc. Asimismo suele incluirse información adicional como tipo de fractura y posibles defectos, condiciones de ensayo como son el equipo utilizado, la rapidez en la aplicación de la carga y variables externas como temperatura, humedad y corrosión, si fuere el caso. A continuación se presenta una bitácora y diagrama esfuerzo-deformación de un ensayo típico de tensión.

ENSAYO DE TENSION DE METALES
BITACORA

Material	Acero suave	Carga, lb (1)	Lectura caratular plg (2)	Esfuerzo, lb/plg ²	Deformación, plg/plg	Carga, lb	Lectura esca-lar, plg	Esfuerzo, lb/plg ²	Deformación plg/plg	
Marca o número	A 618	3 410	0.002	4 330	0.000125	31 800	0.10	40 400	0.0125	
Longitud total de la probeta, plg	18.5	6 450	0.004	8 200	0.000250	37 200	0.20	47 300	0.0250	
Longitud entre cabeceras, plg	11.2	9 160	0.006	11 640	0.000375	41 400	0.30	52 600	0.0375	
Tramo de calibración, plg	8.00	12 370	0.008	15 720	0.000500	47 200	0.50	60 000	0.0625	
Diámetro de los extremos, plg	1.25	14 830	0.010	18 860	0.000625	50 200	0.70	63 800	0.0875	
Diámetro de la sección reducida, plg	1.001	18 020	0.012	22 900	0.000750	52 200	0.90	66 300	0.1125	
Alargamiento en 8 plg, plg	2.50	20 780	0.014	26 400	0.000875	53 100	1.10	67 500	0.1375	
Diámetro de la sección rupturada, plg	0.613	23 640	0.016	30 000	0.001000	53 400	1.30	67 900	0.1625	
Velocidad de la máquina, plg/min	Deformación de cedencia	0.05	26 370	0.018	33 500	0.001125	53 500	1.50	68 000	0.1875
	Después de la cedencia	0.2	29 250	0.020	37 200	0.001250	53 300	1.70	67 700	0.2125
Notas:			31 600	0.022	40 200	0.001375	53 000	1.90	67 300	0.2375
(1) Máquina Olsen de 60 000 lb (No. 12)			31 710	0.023	40 300	0.00144	52 000	2.10	66 100	0.2625
(2) Extensómetro caratular federal con multiplicador de 2 (No. 61).			31 520	0.024	40 000	0.00150	38 800	2.50	49 300	0.3125
(3) Fractura de cono y cráter de tres cuartos de grano fino al centro, sedoso en el borde.			31 390	0.030	39 900	0.00188	Ruptura (3)			
			31 100	0.040	39 500	0.00250				
			31 630	0.050	40 200	0.00312				
			31 650	0.075	40 200	0.00469				
Alargamiento en cada pulgada: 0.20, 0.22, 0.25, 0.35, 0.78, 0.27, 0.23, 0.20			31 700	0.100	40 300	0.00625				



Bitácora y diagrama, esfuerzo-deformación

Fig. 1.3.1.5

b) Ensaye de Compresión.

En este tipo de ensaye la carga se aplica a través de los extremos produciendo una acción aplastante. Las probetas a compresión sufren un acortamiento por lo que su longitud queda restringida a un nivel en que el flambeo no afecte el ensaye. Los materiales que más comúnmente son sometidos a éste tipo de prueba son: mortero, concreto, mampostería y productos cerámicos; todos ellos poseen una resistencia a la compresión relativamente alta en relación con la de tensión, y son de naturaleza frágil.

Las características del ensaye de compresión son muy similares a las del de tensión, sólo que en lo que respecta a cargas compresivas existen ciertas complicaciones que requieren especial cuidado como son:

- ~ La dificultad de que la aplicación de la carga sea verdaderamente axial;
- ~ El carácter relativamente inestable de este tipo de carga, pues momentos flexionantes y esfuerzos adicionales llegan a presentarse si hay defectos de alineación, que se acentúan al aumentar la carga;
- ~ La fricción entre los puentes de la máquina de ensaye y los extremos de la probeta debido a la expansión lateral de esta;
- ~ El área transversal de la probeta que es relativamente grande con el fin de darle estabilidad, haciéndola proporcionalmente corta, pero que dificulta tener una precisión adecuada al medir la deformación.

Es importante recordar que la intención de ésta parte del trabajo es verificar las principales propiedades de los materiales que conforman una estructura, por lo tanto, para el caso del concreto de un elemento que ya está construido, las probetas de ensaye se obtienen mediante una operación denominada “extracción de corazones”, de la cual se hablará mas adelante.

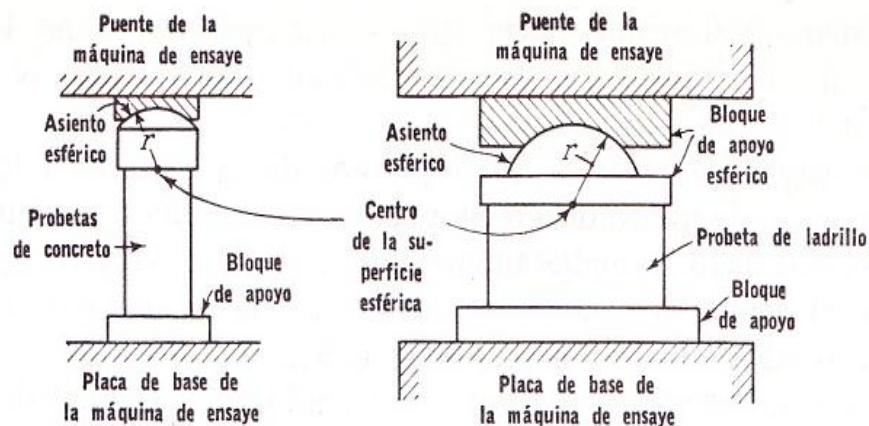
Las probetas típicas de compresión generalmente son de sección transversal circular para facilitar la distribución uniforme del esfuerzo, aunque ocasionalmente se utiliza la sección cuadrada o rectangular. Con respecto a la relación entre la longitud y el diámetro de una probeta, existe un rango determinado que puede variar significativamente dependiendo del material que vaya a ser ensayado, sin embargo, en términos generales se ha establecido que su límite superior no debe exceder de 10 para evitar esfuerzos por flexión, y el límite inferior no debe ser menor a 1.5 porque los planos diagonales sobre los que se verifica la falla intersectarían la base trayendo en consecuencia un aumento aparente de la resistencia. Los extremos de la probeta deben ser planos y perpendiculares al eje de la misma, y para garantizar ésta condición en ocasiones puede recurrirse al uso del cabeceo y dispositivos de montaje. El tramo de calibración debe ser menor a la longitud total de la probeta en cuando menos una vez el diámetro.

Las probetas para concreto son cilindros con altura de 2 veces su diámetro, cuyas dimensiones varían en función del tamaño del agregado, así por ejemplo, para un tamaño máximo de agregado de 5 cm., la probeta es de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de altura. En el caso de ensayos de compresión en metales, las probetas también suelen ser cilíndricas y existen tres tipos de ellas: cortas para metales antifricción, medianas para uso general y largas para la determinación del módulo de elasticidad. Para madera las probetas tienen forma prismática y las hay con las fibras paralelas a la dirección de la carga o perpendiculares a ella. La resistencia a la compresión de tabique y mampostería se determina con la mitad de una pieza apoyada en su cara de mayor área.

~ Condición de los extremos de las probetas.

El requerimiento básico de los extremos de las probetas en compresión es que en éstos, las superficies de contacto sean planas y perpendiculares al eje longitudinal de la pieza para evitar concentración de esfuerzos sobre todo por flexión. Esto no representa mayor problema en probetas metálicas o de madera, pero en el caso del concreto, piedra, tabique, etc., comúnmente es necesario colocar camas de apoyo que pueden hacerse de yeso hydrostone (un compuesto de gilsonita de alta resistencia), cementos de fraguado rápido, o de compuestos de sulfuro. Cualquiera que sea el material de cabeceo debe tener un módulo de elasticidad y una resistencia cuando menos iguales a los del material de la probeta. Si un compuesto para cabecear contiene agua, puede afectar la resistencia de materiales como la arcilla de tabiques, en éste caso se coloca una capa de goma laca o papel encerado antes de rematar los extremos. En ocasiones, adicionalmente al cabeceo pueden colocarse placas sencillas de apoyo.

Es frecuente que el extremo superior de las probetas se apoye en un dado esféricamente asentado, con el objeto de contrarrestar pequeños defectos de falta de paralelismo entre el puente de la máquina y la cara extrema de la probeta. Para que la resultante de fuerzas sobre el extremo de la probeta no sea excéntrica, el centro de la superficie esférica debe residir en la cara plana del bloque o dado que hace contacto con el extremo de la probeta y debe coincidir con el eje longitudinal de la misma. La fig. 1.3.1.6 ilustra la manera tradicional de apoyar los extremos de una probeta a compresión.

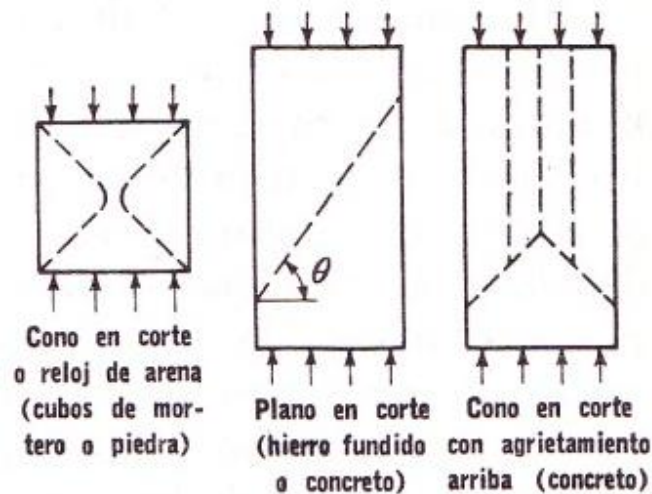


Bloques o dados de apoyo esféricos para ensayos de compresión

Fig.1.3.1.6

~ Realización de ensayos.

Similarmente a lo que se mencionó en el ensayo de tensión, para llevar a cabo un ensayo de compresión se debe considerar principalmente: la aproximación en la medición de las dimensiones de la probeta (para concreto se recomienda un margen de hasta 0.025 cm. y para metales hasta 0.0025 cm.); la alineación y centrado de la probeta y los bloques de apoyo respecto al eje de la máquina de ensaye; la velocidad de aplicación de la carga (para concreto se sugiere una velocidad del puente de 0.025 a 0.05 cm. por minuto o una velocidad de carga de hasta 2000 lb/plg²/min); medir las deformaciones a lo largo de tres líneas de calibración equidistantes (120° de separación alrededor de una probeta cilíndrica), y para determinar el módulo de elasticidad se sugiere usar un compresómetro del tipo de promediación; finalmente registrar en una bitácora todo lo anteriormente citado, es decir, dimensiones, cargas, lecturas de compresómetro, así como el tipo de falla incluyendo croquis del mismo (los materiales quebradizos tienden a presentar la falla a lo largo de un plano diagonal, o en forma cónica o piramidal. Ambas son del tipo de falla por corte, como puede apreciarse en la fig. 1.3.1.7)



Tipos de falla de los materiales quebradizos bajo cargas compresivas

Fig. 1.3.1.7

No debemos olvidar la importancia de otras variables ajenas a la aplicación de la carga, como son el tamaño y la forma de la probeta, pues es sabido que por ejemplo para relaciones entre longitud y diámetro menores a 2.0 en probetas de concreto, la resistencia se incrementa hasta en un 75%, y para relaciones mayores a 2.0 la resistencia decrece. Otro factor que se ha tratado ya, es el rematado o terminado que se le da a los extremos de la probeta, pues en ensayos en los que intencionalmente se dejan los extremos convexos y sin ningún rematado, los resultados arrojan reducciones importantes de la resistencia. Así por ejemplo para una convexidad de 0.025 cm. en un cilindro de 15 cm. de diámetro, hecho de concreto con proporción 1:2, los ensayos arrojan reducciones en la resistencia de hasta aproximadamente un 35 %; esto demuestra la importancia de tener extremos planos. Asimismo el material de cabeceo influye significativamente en los resultados de los ensayos, por ejemplo si se usa yeso o munición de acero la resistencia del concreto baja aproximadamente un 10 %, pero si además los extremos son muy irregulares antes del rematado, la disminución es de hasta un 25%.

Con lo anterior una vez más se confirma la importancia de aplicar procedimientos y condiciones de ensayo normalizados, pues sólo así se obtendrán resultados válidos para su interpretación y aplicación. Esto mismo debe tenerse presente para la “prueba de corazones” y más aún que se trata de ensayar materiales que están en servicio y de los que se pretende conocer su desempeño real para saber si seguirán ofreciendo confiabilidad y seguridad a una estructura que ha resultado dañada.

1.3.2 PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

Para la temática que nos ocupa, las pruebas de carácter no destructivo son especialmente importantes debido a que no solamente permiten estimar con precisión y rapidez las propiedades mecánicas de los materiales, sino que también pueden proporcionarnos la configuración interna de cualquier elemento estructural y/o material constitutivo, como es la ubicación y dimensiones de armados, ductos, oquedades u otros defectos; todo ello sin necesidad de causar daño alguno a la estructura.

Básicamente existen dos grupos principales de pruebas no destructivas, los cuales a su vez comprenden una amplia variedad de métodos de acuerdo a los principios físicos y equipos utilizados.

1. Pruebas no destructivas para la localización de defectos y determinación de la configuración interna de un elemento estructural y/o material constitutivo.

En éste primer grupo están desde aquellos ensayos cuyo fin es hacer una detección burda de defectos y que se basan en un examen simple tales como son: la inspección visual de la superficie o del interior a través de orificios taladrados, las pruebas que involucran el uso de sustancias penetrantes para localizar grietas superficiales, el examen de juntas soldadas mediante un estetoscopio que permite percibir los cambios de sonido por fallas ocultas, hasta aquéllas de mayor complejidad técnica como son las radiográficas, electromagnéticas y ultrasónicas que son más apropiadas para lograr una detección específica y detallada de defectos y para conocer la continuidad en la composición de un objeto o material, así como ciertas propiedades difícilmente perceptibles. A continuación desarrollaremos los tres últimos por requerir de mayor conocimiento para poder aplicarlos a éste trabajo.

a) Exámenes radiográficos.

Estos se basan en el empleo de rayos "X" o rayos gamma, que son tipos de ondas electromagnéticas que pueden penetrar materiales opacos e imprimir el resultado sobre una película sensibilizada. Cuando estos rayos atraviesan un material de estructura no uniforme que contenga defectos como cavidades o grietas, o porciones de densidad variable, al revelar una película fotosensible colocada sobre el extremo lejano del objeto, resulta una imagen de áreas claras y oscuras, representando éstas últimas aquéllas partes de menor densidad. La película resultante es llamada "exografía" si es producida por rayos "X", o "gammagrafía" si es por rayos gamma, ambos tipos de película se denominan "radiografías". En la fig. 1.3.2.1 se ilustra el principio radiográfico.

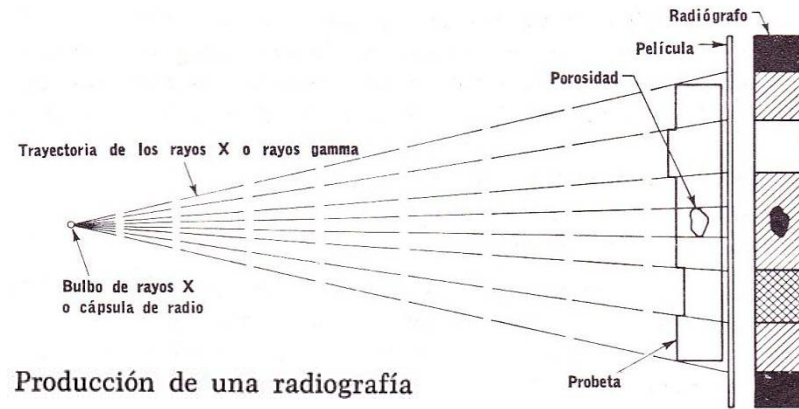


Fig. 1.3.2.1

El equipo de rayos "X" consiste básicamente en bulbos del tipo Coolidge, como se muestra en la fig. 1.3.2.2. La radiación "X" se produce cuando electrones que viajan a altas velocidades, se impactan con un ánodo de tungsteno. La intensidad de la radiación depende de la velocidad con que el cátodo libera los electrones, la cual a su vez es función de la temperatura del filamento incandescente que de acuerdo al espesor del objeto y tipo material que lo constituye, puede regularse mediante un reóstato en un circuito separado de bajo voltaje, con el fin de obtener una impresión radiográfica satisfactoria. Así pues, el poder de penetración de la radiación depende de la velocidad de liberación de los electrones y por tanto del voltaje y amperaje suministrados al bulbo: a mayor voltaje más corta es la onda de radiación y mayor el poder de penetración. Para la radiografía industrial puede suministrarse al bulbo una corriente en un rango de 1 a 10 miliamperios y un voltaje de 50 a 2000 kilovoltios, lo cual permite obtener radiografías tanto de material delgado de poca densidad como de acero de hasta 12.5 cm. de espesor.

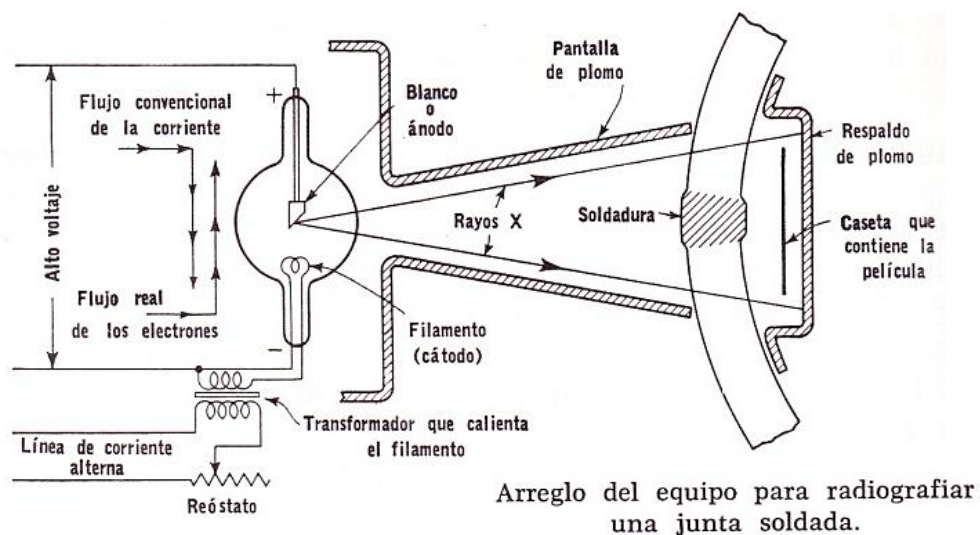


Fig. 1.3.2.2

El equipo de rayos gamma basa su funcionamiento en la utilización del “radio”, elemento químico cuya descomposición se efectúa a velocidad constante, emitiendo radiaciones de onda mucho más corta y más penetrantes que los rayos “X”. El sulfato de radio encerrado en cápsulas de plata y confinado en un recipiente de duraluminio en cantidades que van de 100 a 300 mg., es la forma más comúnmente usada; la intensidad de la radiación varía directamente con la cantidad. El aparato con el cual se toma la radiografía “gamma” consiste simplemente en que el recipiente de material radiactivo es fijado frente a la probeta u objeto a inspeccionar, y la película a imprimir se coloca en un marco sujetado al respaldo de la probeta. En lugar de radio puede emplearse cobalto 60, un isótopo producido por irradiación neutrónica, cuyo costo de adquisición es considerablemente menor.

Finalmente para este tipo de ensayos se requiere poner especial atención a la interpretación de la radiografía, la cual como ya se ha dicho, se basa en el principio de que las porciones más oscuras (en el negativo) representan las partes menos densas del objeto, mientras que las más claras corresponden a las más compactas, y precisamente debido a esta falta de uniformidad y diferencias de tonalidad en la impresión de la película es que se pueden determinar aspectos generales de la conformación interna de un objeto o material, como son:

- ~ Diferencias de espesor derivadas de la forma
- ~ Diferencias de espesor causadas por vacíos
- ~ Diferencias de densidad de las partes componentes como en el caso de incrustaciones metálicas en piezas de plástico o las inclusiones de escoria en soldaduras

Asimismo diversos tipos de defectos pueden ser detectados; por ejemplo, en las fundiciones de acero los más comunes son los siguientes:

- ~ Cavidades de gas y sopladuras que aparecen como áreas oscuras circulares bien definidas
- ~ Porosidad por contracción que se ve como una región oscura fibrosa de contorno irregular
- ~ Grietas que se muestran como franjas oscurecidas de ancho variable
- ~ Inclusiones de arena las cuales quedan marcadas por medio de manchas grises o negras de forma y textura irregular o granular
- ~ Inclusiones de materiales extraños que generalmente son más densos que el metal básico por lo que dejan áreas más claras.

b) Exámenes magnéticos

De mucho tiempo atrás se sabe que las características magnéticas de un material están relacionadas con su composición y propiedades mecánicas, entonces al hacer mediciones magnéticas de un objeto sometido a ensaye y comparándolas con los valores correspondientes de algún material normalizado, es posible detectar diferencias estructurales, variaciones dimensionales, así como determinar diversas propiedades. Por otra parte, y al igual de lo que sucede en los ensayos de tipo destructivo, existen factores como pequeñas diferencias en la composición química, deformaciones internas, variaciones de temperatura y de las dimensiones mismas de una probeta u objeto, que pueden alterar algunas propiedades magnéticas, pero que conforme se ha avanzado en la aplicación de este tipo de pruebas se han determinado los rangos de tolerancia de tales alteraciones con respecto a los valores de un material normalizado. De acuerdo a lo anterior, en los usos industriales por ejemplo, para verificar la calidad de un material principalmente en lo que respecta a la uniformidad de su composición y presencia de defectos, basta con emplear un solo tipo de propiedad magnética que puede ser la “permeabilidad magnética”, la “inducción residual”, la “fuerza coercitiva” o la “forma ondular de un voltaje alterno inducido” que arroja la curva de histéresis. Las mediciones de las diferencias de voltaje o de las armónicas generadas entre la corriente resultante y la corriente inducida, preferentemente alterna, a través de un núcleo que a su vez es una muestra del material que se pretende examinar, es lo que permite conocer diversas características del mismo. Para el caso del análisis de barras y tubos con diámetros de $\frac{1}{4}$ a $3\frac{1}{2}$ pulg., el dispositivo consiste en el montaje de una densa bobina primaria que envuelve coaxialmente otra bobina llamada secundaria y a través de la cual se coloca la pieza a estudiar. Acto seguido, se energiza con corriente alterna la bobina secundaria a la cual están conectados tres circuitos independientes calibrados para captar distintas características del material en cuestión, así por ejemplo, uno de los circuitos utiliza el principio de la dispersión de flujo magnético haciendo pasar parte de la corriente a una red compensadora que se conecta a un amplificador, el cual por medio de un microamperímetro detecta al emitir un pequeño destello de luz, las deflexiones (variaciones de intensidad) originadas por defectos sobre todo superficiales y de corta extensión. Los otros dos circuitos que son del tipo analizadores de onda también pueden ser usados para detectar fallas, pero más bien son utilizados para hallar variaciones de composición, y basan su aplicación en registrar las variaciones de amplitud de ciertos puntos de fase de las curvas que corresponden a las fuerzas electromotrices inducidas en las bobinas. En la práctica este tipo de métodos se emplea para analizar barras rectas laminadas en caliente y estiradas en frío y varios tipos de tubo; la forma comercial de aplicar estos métodos es eligiendo una barra como prototipo de comparación verificando previamente que tenga la composición, dimensiones, carencia de defectos y otras propiedades deseadas; enseguida se hace pasar la barra por la bobina ajustando y compensando los circuitos de prueba para que arrojen una deflexión de cero; finalmente el operador pasa los lotes de barras a muestrear,

vigilando las deflexiones del medidor, así como los destellos de las luces indicativas.

Una variante de este tipo de exámenes es el “método de partículas magnéticas” cuyo funcionamiento se basa en el principio general ya explicado de que todo objeto o material ferroso que es magnetizado, si llega a tener defectos tales como grietas o impurezas que sean perpendiculares a la trayectoria de las líneas de fuerza que pasan a través del objeto, se producen cambios abruptos que a su vez originan interferencia y una dispersión local del flujo magnético. Finalmente dicha interferencia o discontinuidad es evidenciada y resaltada mediante la aplicación de un fino polvo de material magnético el cual tiende a apilarse alrededor de dichas discontinuidades. Resulta pertinente comentar que aunque este tipo de análisis magnético más bien es utilizado para la detección de grietas por templado, deformación o fatiga de partes de máquinas y motores de aviones, automóviles, trenes, turbinas, etc., consideramos que en lo que concierne al tema que motiva el presente trabajo, eventualmente podría aplicarse en edificaciones o estructuras hechas a base de perfiles estructurales que presenten deformaciones excesivas o cuando se sospeche que existan microfisuras en las zonas de momentos y cortantes máximos, así como en las áreas proximales a intersecciones viga-columna (nodos) y elementos de conexión ya sea en soldaduras o pernos.

c) Método ultrasónico

En la actualidad, por su eficacia, bajo costo y gran cantidad de aplicaciones, este método es utilizado para localizar pequeños defectos internos en objetos metálicos tanto ferrosos como no ferrosos, plásticos, cerámicas, etc. y estimamos que también puede ser de gran utilidad tratándose de estructuras de concreto y mampostería, para detectar con una aproximación aceptable y sin necesidad de recurrir a pruebas destructivas, la cantidad y ubicación de varillas de refuerzo, así como la falta de homogeneidad, ya sea por disgregación de los componentes pétreos o por presencia importante de oquedades. El principio se basa en que tanto las ondas sónicas comprendidas en un rango de 16 a 20,000 ciclos/seg, como las ultrasónicas, que para el ensaye de materiales se emplean en un rango que va de 10^5 a 2×10^7 ciclos/seg, se transmiten prácticamente a través de todo tipo de material, lo cual ocurre con mayor facilidad por los sólidos que por el aire, de modo que conociendo el tiempo o los períodos de oscilación en que las ondas tardan en ir de una cara y regresar por reflexión desde la cara opuesta de un objeto de espesor y composición determinados, es como pueden detectarse defectos o heterogeneidades, pues los períodos de oscilación se ven alterados en presencia de tales irregularidades. Para la aplicación en sí a ensayes, el método se vale del “efecto piezoeléctrico” mediante el cual las ondas ultrasónicas se producen por deformación mecánica en ciertos cristales como el cuarzo que al inducirles campos eléctricos generan oscilaciones que a su vez son transmitidas al objeto

a ensayar al ponerlo en contacto con un tanteador que lleva el cristal y que se emplea tanto para enviar como para recibir las ondas. La forma de operación e instrumentación del método consiste en usar una frecuencia ultrasónica de por ejemplo 5×10^6 ciclos/seg lo cual significa que en 10^{-6} segundos se generan y viajan 5 ondas desde la superficie al interior del objeto a una velocidad aproximada de 600,000 cm/seg, entonces el cristal deja de transmitir quedando listo para recibir las ondas reflejadas que al momento de regresar hacen vibrar al cristal produciéndose impulsos eléctricos que son captados por un osciloscopio de rayos catódicos. Este ciclo se repite 60 veces por segundo y el osciloscopio se ajusta y sincroniza a la par con el ciclo de transmisión para que el rayo emitido se desvíe a la derecha de la pantalla también 60 veces en un segundo, de modo que las ondas que salen de la superficie de transmisión forman un pico en el lado izquierdo del osciloscopio y las reflejadas lo plasman en el derecho con una distancia entre sí que varía en función del espesor del objeto y de la frecuencia o intervalo de emisión. Así pues, si el cristal emite ondas que pueden atravesar una distancia de hasta 5,000 cm. y recorrerla de regreso al ser reflejadas cada $1/60$ de segundo, es decir, antes de que un nuevo ciclo se inicie, entonces si la pieza sometida a ensaye presentara algún defecto, parte del rayo que se tope con él será reflejado antes de que se registre la reflexión de la parte que corresponde a la cara opuesta; en consecuencia el osciloscopio mostrará en los extremos de la pantalla picos o crestas tanto de las ondas producidas en la superficie de origen como de las reflejadas por la superficie opuesta, así como también picos intermedios en los puntos donde hay defectos.

Analizador sónico de materiales

Además de la aplicación cualitativa no destructiva para detectar fisuras en un objeto mediante la mera percepción auditiva de la clase de sonido originado por las vibraciones resultantes al golpear bruscamente al objeto, el fenómeno sónico puede ser aprovechado en el ensaye de materiales para determinar cuantitativamente alguna propiedad mecánica. Así por ejemplo, si tales vibraciones son perpendiculares al eje longitudinal del objeto, el “módulo de elasticidad” del material puede ser calculado empleando una fórmula de flexión en la que se conozca la distancia entre nodos o apoyos y la frecuencia de vibración. Tal frecuencia si se encuentra en el rango audible puede estimarse satisfactoriamente con la simple comparación con sonidos de frecuencias conocidas que un operador experimentado haga del tipo de sonido que resulte; pero también estando dentro de tal rango de audición o más allá de él, si se conecta un oscilógrafo a un circuito eléctrico de frecuencia de radio en sintonía con las vibraciones emitidas por el objeto, puede obtenerse con toda exactitud la frecuencia natural del mismo. Finalmente, una vez conocidas las variables anteriores se procede a determinar lo que se conoce como “módulo de elasticidad sónico o dinámico” mediante la expresión:

$$E = \rho \left(\frac{2\pi L 2N}{m^2 k} \right)^2 ; \text{ donde:}$$

E = módulo de elasticidad, kg/cm²

L = largo de la probeta, cm

N = frecuencia natural de vibrado, c/seg

$\rho = \omega/g$

ω = peso por unidad de volumen, kg/m³

g = aceleración de la gravedad

κ = radio de giro de la sección, cm

m = factor dimensional dependiente del modo y condiciones de fijación (para el modo fundamental de flexión de una barra delgada libremente apoyada, $m = 4.73$ aproximadamente).

Este módulo de elasticidad en materiales como el concreto, suele determinarse ensayando generalmente probetas de forma prismática montadas sobre cuchillas o apoyos de alambre ubicados aproximadamente a 1/4 de la longitud de la probeta desde cada extremo de la misma, siendo importante mencionar que la frecuencia del vibrador debe ajustarse para que esté en resonancia con la vibración del objeto en cada ensayo.

Una de las ventajas de este método es que al ser del tipo “no destructivo” ofrece la posibilidad de ensayar un mismo objeto varias veces pudiendo corroborar el grado de exactitud de los valores resultantes al compararlos entre sí, o bien con el que se obtenga por el método convencional lento de carga estática. Así también, probables variaciones en el módulo de elasticidad por factores extrínsecos como ciclos recurrentes de congelación y descongelación que se dan en regiones con clima extremo, y exposición prolongada a cargas dinámicas (fatiga), pueden ser registradas y utilizadas para determinar el deterioro progresivo de la resistencia de materiales como el concreto, cerámicas, acero y metales no ferrosos como el aluminio, entre otros. Adicionalmente, el método sónico ha sido empleado para determinar el módulo de elasticidad de elementos o partes estructurales bajo carga, es decir *in situ*, para lo cual un impulso ultrasónico es aplicado a una cara del elemento y recibido por una unidad sensitiva en el lado opuesto; finalmente midiendo y procesando con un circuito electrónico sincronizado el tiempo requerido por el pulso para atravesar el objeto, es como se calcula el módulo de elasticidad.

d) Ensayos de dureza.

Este tipo de pruebas no arrojan directamente valores de una cualidad mecánica en particular, sino que más bien establecen valores paramétricos que pueden ser vinculados a ciertas propiedades mecánicas; así pues la “dureza”, es decir, la capacidad que muestra un material para oponerse a la deformación superficial al intentar penetrársele aplicando una carga estática o dinámica, se

puede utilizar para determinar mediante correlaciones previamente establecidas y comprobadas, algunas propiedades mecánicas como son la resistencia a la tensión en el acero o a la compresión en el concreto. En el caso de los metales, para estimar su dureza, existe una gran variedad de instrumentos tanto en la modalidad de carga estática como en la dinámica. La primera consiste en que tales instrumentos aplican la carga a una cara de la probeta, cuya superficie debe ser plana y lisa, oprimiéndola durante un intervalo de tiempo de 15 a 30 seg. mediante un penetrador hecho de acero o diamante, con forma esférica, de cono o pirámide, con terminación trunca o en punta, y cuyo diámetro o anchura por lo regular es de 10 mm.; finalmente el valor de la dureza estará en función de la carga y la profundidad o diámetro de la huella. Algunos de los aparatos que por su facilidad de operación y rapidez en la obtención de resultados se usan con mayor frecuencia para el ensayo por penetración en metales son: el de "Brinell", de "Rockwell" y el de "Vickers", entre otros (ver fig. 1.3.2.3); sin embargo, no obstante su bajo costo y simplicidad de operación, debido a la exigencia de algunos requerimientos previos al ensayo, como son que el objeto o muestra y el aparato estén firmemente apoyados, y que la superficie a oprimir esté bien pulida, libre de polvo y de cualquier tipo de recubrimiento (esmalte, pintura, etc.) ya que los parámetros a medir como profundidad y/o diámetro de la huella son muy pequeños (fracciones de milímetros); todo ello hace que los ensayos estáticos no sean recomendables para ser realizados en elementos que ya forman parte de una estructura o edificación, y más bien resulten convenientes para efectuar el control de calidad de piezas hechas en centros de fabricación.



Fig. 1.3.2.3. Medidores estáticos de dureza superficial más comunes. Izq., aparato de Brinell. En medio, medidor Rockwell. Der., durómetro Vickers. Actualmente la mayoría de éstos aparatos están equipados con dispositivos electrónicos y programa de análisis, con los cuales se logran mediciones de gran precisión

Por lo que respecta a la forma dinámica de los ensayos de dureza, el cálculo de valores se efectúa dividiendo la energía utilizada por un penetrador para impactar súbitamente la superficie de un objeto, entre el volumen, diámetro o profundidad de la huella producida. Para este tipo de ensayos también se cuenta con una gran variedad de aparatos entre los que destacan el de “Pellin”, en el cual la penetración es producida por una varilla descendente de peso conocido que en su extremo inferior lleva una bola de 2.5 mm. de diámetro; el “Punzón Whitworth”, usado en partes para autos, y que en sí es una máquina manual de Brinell que libera un resorte que induce una energía normal de golpeo a un penetrador de bola; el aparato “Waldo”, el cual utiliza un penetrador cóncavo de acero de 0.453 kg. que cae de una altura de 30 cm., etc.; otros aparatos de tipo dinámico, pero de accionamiento pendular, son el “Durosokop” y el “Avery”, (variante de la máquina de impacto “Izod-Charpy”), que se usan generalmente en ensayos de partes móviles o sometidas a vibración continua (engranes, rieles, etc.). Por último, dentro de esta misma clasificación, se halla otro grupo de aparatos cuyo principio básico es la denominada “Dureza de rebote”, que consiste en que un percutor o martillo adosado a una guía vertical graduada, se deja caer para que golpee la superficie del objeto o probeta, y la altura a la que llegue el martillo después de rebotar, será el número de dureza. Entre estos dispositivos destaca el “Escleroscopio Shore”, que tiene un martillo normalizado de $\frac{1}{4}$ plg. de diámetro, $\frac{3}{4}$ plg. de largo, un peso de $\frac{1}{12}$ oz. y punta de diamante redonda de 0.01 plg. de radio. Independientemente de las versiones digitales (fig. 1.3.2.5), existen dos tipos básicos de escleroscopios: uno de lectura directa, en el que la altura de rebote se toma de una regla marcada en el exterior del tubo guía, y otro de carátula, cuya aguja indica la altura de rebote correspondiente (fig. 1.3.2.4).



Fig.1.3.2.4. Escleroscopios Shore convencionales (analógicos).
a) con tubo graduado; b) de carátula



Fig. 1.3.2.5. Escleroscopios Shore digitales. Izquierda, además de estar equipado con pantalla digital, cuenta con interfaz de transmisión de datos. Derecha, tiene la ventaja adicional de poderse desmontar de la bancada (portátil de bolsillo)

En este punto resulta oportuno citar, que en la actualidad la mayoría de los instrumentos de medición de dureza se puede hallar en versiones digitales, de tamaño y peso pequeños, permitiendo realizar pruebas “in situ”, lo que a su vez redundaría en que se agilice significativamente la fase de revisión y evaluación estructural. En seguida se muestra la imagen de un durómetro digital portátil para metales, sumamente pequeño (fig. 1.3.2.6).

Fig. 1.3.2.6. Durómetro universal dinámico portátil (de bolsillo), tipo LEEB. Tiene dispositivo de impacto integrado, pantalla LCD, capacidad de memoria para 99 pruebas, permite efectuar ensayos en cualquier ángulo, y la característica de ser universal significa que puede desplegar los valores de dureza que registre durante cada ensayo, en diversas escalas paramétricas como la de Brinell, Rockwell, Vickers, Shore, etc.



Para el caso del concreto y aunado al tipo de prueba anterior, también existe un ensayo de impacto no destructivo que resulta muy conveniente para evaluar la dureza y en consecuencia la resistencia a la compresión, que consiste en la utilización del llamado “Martillo Schmidt”, (ver fig. 1.3.2.7), el cual consta de un tubo de encamisado que se coloca a tope contra una superficie plana de la muestra o elemento a probar; en seguida al accionar un resorte previamente calibrado se dispara el martillo para que súbitamente golpee al concreto. El número de dureza al igual que ocurre con los escleroscopios, estará indicado por el nivel al que en la escala adosada al tubo, llega el rebote del martillo después de haber impactado la probeta; en seguida, situando dicho número en una curva de correlación es como finalmente se llega a encontrar un valor de resistencia a la compresión con muy buen grado de exactitud. La ventaja principal de este tipo de pruebas es que se puede realizar directamente sobre cualquier elemento que forme parte de la estructura en revisión, o bien sobre muestras extraídas estratégicamente (corazones).

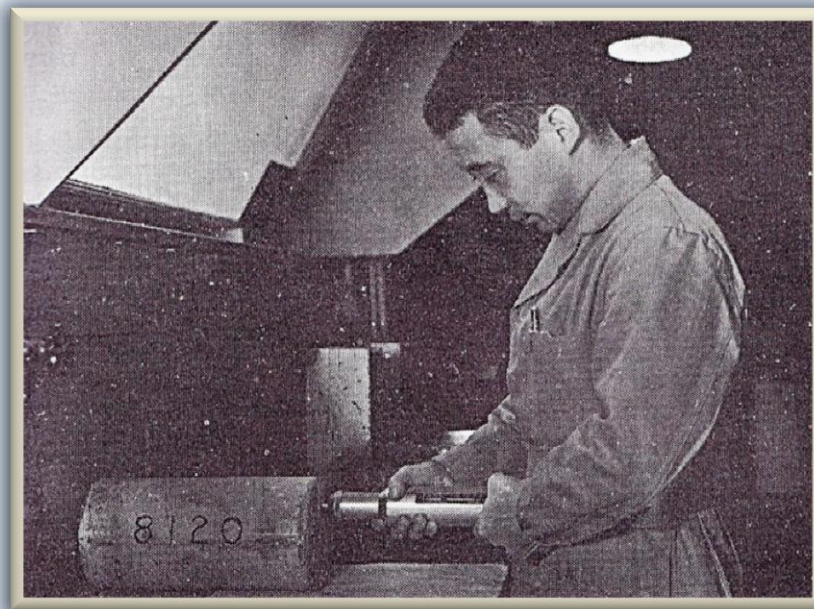


Fig. 1.3.2.7. Procedimiento de calibración de un martillo de ensayo Schmidt para concreto. El cilindro de ensayo debe apoyarse sólidamente para impedir que haya movimiento mientras se usa el martillo; su resistencia a la compresión se determina entonces mediante su correlación con la lectura del martillo

Cabe señalar que en este tipo de ensayo, también existen medidores de dureza analógicos y digitales (ver fig. 1.3.2.8). Finalmente, otro durómetro que hay expreso para concreto, es la “Pistola de Windsor”. Su funcionamiento radica en hacer penetrar dardos de acero en un elemento o probeta, precisamente mediante disparos, y posteriormente medir su profundidad en una escala de dureza. No está de más decir que deben normalizarse las características de los dardos y la carga de disparo (fig. 1.3.2.9).



Fig. 1.3.2.8. Versiones actuales de Martillos Schmidt. Izquierda, modelo analógico con energía máxima de impacto de 0.225 kgf-m, y longitud de rebote de martillo hasta 75 mm. Derecha, modelo digital con prácticamente la misma capacidad y características de la versión analógica, pero equipado con pantalla LCD de alta resolución, memoria para 20 ensayos completos, interfaz de comunicación para exportación de datos, programa de análisis numérico y estadístico, etc.



Fig. 1.3.2.9. Imágenes de una Pistola Windsor junto con sus principales aditamentos. Arriba izq., pistola y dardo o sonda de acero de alta resistencia. Arriba der., sonda típica de 8 x 40 mm., incrustada en muro de concreto. Abajo, placa guía y detector de pinza calibrada, utilizadas para medir la profundidad de penetración, cuyo valor se compara con los de una tabla de correspondencias para finalmente obtener un valor estimado de resistencia a la compresión. También se puede emplear un micrómetro digital para determinar la profundidad de penetración

1.4 REVISIÓN DEL PROYECTO ORIGINAL

Ésta propiamente es la etapa en la que se deben de realizar los cálculos conducentes a determinar la capacidad de la estructura para resistir todos los tipos de carga a que está expuesta, tanto en condiciones normales de servicio, como en extraordinarias. Dentro de las primeras, tenemos que básicamente actúan dos clases de fuerza: “carga muerta”, es decir, el peso propio de la construcción mas el peso del mobiliario, maquinaria y demás objetos inertes que permanecen en ella, y “carga viva”, que corresponde al peso de las personas por unidad de área de la estructura y que se establece como un valor estadístico que varía de acuerdo al uso que se le dé al inmueble, ya sea habitacional, comercial, industrial, etc. En cuanto a las condiciones extraordinarias, en estas quedan incluidas las de tipo accidental como son sismos y rachas de viento de gran velocidad, cuya magnitud para fines de análisis y diseño se toma como un factor o porcentaje del peso de la estructura, que es estimado por métodos dinámicos y/o estáticos.

Consecuentemente, además de las mencionadas en el párrafo anterior, deben hacerse todas las consideraciones pertinentes como son: el saber con certeza la composición y tipo de suelo sobre el cual está desplantada la estructura, la capacidad de carga del mismo, la posible existencia de fallas locales como hundimientos diferenciales o asentamientos debidos a consolidación o socavación del subsuelo a causa de corrientes subterráneas, fallas geológicas, etc., así que una vez que se tienen previstos todos los factores que pudieren haber causado y seguir causando daños a la estructura, inclusive por posibles deficiencias en el diseño o proceso de construcción de la misma, entonces el siguiente paso en esta etapa de **evaluación definitiva** será efectuar una recopilación lo más completa posible de toda la información inherente al edificio de que se trate, debiendo incluirse desde la documentación relativa al diseño original, hasta los registros que tuvieren que ver con el proceso de construcción que se siguió e información concerniente a los usos y modificaciones que haya tenido; justamente aquí es donde también habrán de incorporarse los datos obtenidos de cualesquiera de los ensayos y métodos de inspección descritos en subcapítulos anteriores, referentes a las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos de la estructura y a otros aspectos relevantes como la ubicación, dimensiones y defectos del armado en elementos de concreto reforzado, detección de huecos, ductos e instalaciones, etc.; de esta manera, si se cuenta con la mayor información posible del inmueble en cuestión, es de esperarse que el dictamen final que se emita resulte bastante apegado a la realidad, y por ende, la propuesta de reparación y/o reforzamiento sea la más conveniente.

Así pues, en el subcapítulo siguiente se muestra de manera resumida la información y los datos esenciales que se requieren para continuar con el procedimiento de revisión que nos ocupa.

1.4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Con el fin de tener un manejo ordenado y ágil, toda la información relativa al edificio en estudio se puede clasificar de la siguiente manera:

- a) Planos arquitectónicos
- b) Planos de instalaciones
- c) Planos estructurales
- d) Estudio de mecánica de suelos anterior a la construcción
- e) Reglamento de construcciones y normas de diseño utilizadas para la elaboración del proyecto original
- f) Reglamento de construcciones vigente al momento de la reparación si fuese el caso
- g) Memorias de cálculo
- h) Bitácora de construcción
- i) Reportes de control de calidad de los materiales empleados
- j) Planos, croquis, memorias de cálculo y notas de modificaciones o remodelaciones efectuadas
- k) Fecha y tiempo de uso o usos que ha tenido el inmueble

Como es de esperarse, en la práctica es muy poco probable que se disponga en su totalidad de tal compendio de documentos, sobre todo tratándose de edificaciones con una antigüedad de 30 años o más, las que comúnmente carecen de la información correspondiente a los 4 primeros incisos, así como del g) al i), llegando incluso a no contar con ningún tipo de documentación, es por ello que habrán de realizarse en campo todos los levantamientos, mediciones, estudios de suelos, muestreos y ensayos de laboratorio que sean necesarios; además, aunque se contara con información parcial constituida por algunos planos, estudios de suelo, reportes de laboratorio, etc., es recomendable que ésta sea verificada toda vez que, tanto la estructuración como las propiedades mecánicas de los materiales, pueden verse modificadas en el transcurso de la vida útil de la estructura.

Verificación de la información de origen

Los principales rubros y aspectos que se deben revisar para saber la concordancia existe entre la estructura y los planos, características de materiales, especificaciones de diseño y demás elementos inherentes al proyecto original, son:

- a) Existencia, ubicación y geometría de cada uno de los elementos estructurales
- b) Disposición del armado en tales elementos
- c) Existencia, ubicación y tipo de elementos no estructurales
- d) Identificación de acabados, recubrimientos y elementos de fachada
- e) Corroboración de magnitud de cargas muertas
- f) Usos anteriores y actual de la estructura
- g) Localización de instalaciones ocultas, principalmente las de tipo voluminoso como son: sanitarias, de aire acondicionado, cajas y registros eléctricos, etc.
- h) Propiedades índice de los materiales
- i) Nivelación de la estructura
- j) Propiedades índice del suelo.

Una vez que se ha revisado la información disponible de origen con la que se proyectó y construyó la estructura, así como la que pudiera haber surgido de alguna modificación y/o cambios de uso efectuados a la misma, y complementando dicha compilación con la información generada por el propio proceso de evaluación, se prosigue con la revisión del proyecto original, apoyada en un riguroso análisis que arroje elementos de juicio suficientes para poder realizar la evaluación definitiva y la consecuente resolución de la problemática que resultara.

1.4.2 ANÁLISIS-DISEÑO ESTRUCTURAL

Esta fase, además de darnos a conocer la capacidad real de la estructura para soportar las diversas sollicitaciones a las que normal y extraordinariamente está y pudiera estar sometida, principalmente cargas gravitacionales, sismo o cualquier otra fuerza de magnitud importante como el viento, asimismo constituye un recurso que permite describir el comportamiento que ha tenido durante su vida útil, y al mismo tiempo se vuelve un auxiliar en la identificación de causas de daños que eventualmente haya sufrido. En base a lo anterior, es pertinente señalar que para pretender hacer un dictamen acertado y confiable, es necesario hacer las siguientes consideraciones:

- a) Se deben utilizar siempre el Reglamento de Construcciones y las normas de diseño que rijan en la zona geográfica donde está ubicada la edificación y que estén vigentes al momento de la evaluación
- b) Los valores relativos a las propiedades mecánicas de los materiales constitutivos como son: módulos de elasticidad, esfuerzos (de compresión, tensión o cortante), límites elástico y plástico, etc., así como las concernientes al suelo: capacidad de carga (resistencia a compresión y corte), estratigrafía, granulometría, deformabilidad, plasticidad, contenido de humedad, etc., se tomarán preferentemente de estudios realizados en laboratorios
- c) En caso de que la estructura haya tenido un uso o usos diferentes al actual, se emplearán para el análisis las cargas estáticas y dinámicas que resulten del caso más desfavorable, por lo que en la etapa de inspección debe tomarse en cuenta todo indicio que sugiera algún cambio de uso e indagar al respecto.
- d) Por la condición crítica que suelen tener ciertos aspectos de la estructuración para la elaboración de un dictamen, debe ponerse especial énfasis en los que a continuación se enlistan:
 - ~ Columnas cortas debidas a muros de media altura o altura incompleta
 - ~ Variación de la rigidez en un mismo elemento estructural por cambios abruptos de sección
 - ~ Asimetría en la distribución de rigideces en planta de cada entepiso, causante de problemas de torsión en la estructura
 - ~ Conexiones entre elementos estructurales
 - ~ Incompatibilidad de comportamiento entre marcos y muros diafragma
 - ~ Interacción de comportamiento entre elementos de materiales no homogéneos

Después de haber atendido las previsiones anteriores y retomando el principal objetivo planteado al inicio de este subcapítulo, es decir, saber si la estructura es capaz de resistir los tipos y magnitudes de cargas ya mencionadas, y por tanto ofrece las condiciones de seguridad suficientes para continuar en servicio, o bien presenta daños significativos cuyas causas requieren ser precisadas para así poder determinar las alternativas de restauración y/o reforzamiento o en su defecto se contemple una eventual demolición; entonces deberá proseguirse con la aplicación del método de “análisis estructural” más conveniente, de entre los que a continuación se describen brevemente y que nuestra normatividad en materia estructural indica:

a) Análisis aproximado

Este método se aplica a estructuras regulares, de poca altura, y básicamente consiste en comparar la fuerza cortante de cada entrepiso, calculada como lo indican las normas técnicas, contra la resultante o promedio de fuerza cortante resistente.

b) Análisis convencional

En esencia, el análisis convencional se basa en determinar las fuerzas actuantes e ir comparando las fuerzas internas en los sitios de apoyo, nodos de marcos y demás puntos críticos de la estructura, con los valores de resistencia aplicables de acuerdo a las normas, partiendo de una esquematización simplificada de las frecuencias naturales y modos de vibrar originados por cargas laterales, principalmente por sismo, y que se traducen en espectros de aceleración. Es por ello que a éste método se le conoce como Análisis modal, que a su vez es un tipo de análisis dinámico.

c) Análisis no-lineal

La característica principal que tiene ésta herramienta de cálculo, es que emplea los valores máximos de resistencia y de otras propiedades que los materiales estructurales experimentan en el rango plástico, lo que a su vez permite predecir con muy buena aproximación el alcance y tipo de daños que la estructura puede llegar a tener bajo la acción de cargas dinámicas de gran intensidad, cuyos efectos se ven reflejados en desplazamientos lineales y angulares, así como en la cedencia y otros comportamientos no-lineales de sus elementos. Así pues, dentro de éste tipo de análisis existen métodos como el de “paso a paso” con el que se puede determinar la cantidad de energía disipada a través de deformación elástica y la que es absorbida mediante deformación plástica, que es propiamente la causante de daños. De lo anterior, se puede inferir que el Análisis no-lineal está indicado en los casos de edificaciones irregulares, con varios niveles y/o de gran complejidad en lo que a conformación se refiere.

1.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON REGLAMENTOS

Básicamente esta fase consiste en confrontar los resultados que arroja el Análisis, con los parámetros permisibles contenidos en los Reglamentos de Construcciones y sus Normas Técnicas de Diseño que, como ya se dijo anteriormente, estén vigentes y rijan en la zona donde esté localizada la estructura, siendo el caso que para el presente trabajo, serían aplicables el “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal expedido el 29 de enero de 2004 y sus “Normas Técnicas Complementarias”. Los principales conceptos y parámetros indicados en dichas normatividades, con cuyos valores-límite máximos y/o mínimos de magnitud, tolerancias, y escalamientos resultantes de aplicar coeficientes y factores de seguridad, se ha de verificar si la estructura en su conjunto o localmente cumplen o no, son los siguientes:

- a) Estados límite de falla
 - ~ Hipótesis de diseño de acuerdo al material y tipo de estructura

- b) Estados límite de servicio
 - ~ Desplazamientos, agrietamientos y vibraciones, principalmente

- c) Acciones permanentes
 - ~ Carga muerta
 - ~ Empuje Estático de tierras o líquidos
 - ~ Desplazamientos que varían poco respecto al tiempo como por ejemplo los debidos a presfuerzos o movimientos diferenciales de apoyos

- d) Acciones variables
 - ~ Carga viva
 - ~ Cambios volumétricos por variaciones de temperatura
 - ~ Deformaciones y hundimientos diferenciales cuya magnitud varíe significativamente respecto del tiempo
 - ~ Efectos dinámicos de fuerzas, como por ejemplo los debidos al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los causados por vibraciones, impacto y frenado

- e) Acciones accidentales
 - ~ Sismo
 - ~ Viento
 - ~ Explosiones, incendios, o cualquier fenómeno de ocurrencia instantánea

- f) Intensidades de diseño en combinaciones de acciones
 - ~ Acciones permanentes y variables
 - ~ Acciones permanentes, variables y accidentales

- g) Fuerzas internas de diseño
 - ~ Fuerzas Axiales
 - ~ Fuerzas Cortantes
 - ~ Momentos flexionantes
 - ~ Momentos torsionantes

- h) Factores de carga aplicados sobre el resultado de acciones para las distintas combinaciones de carga, y su subsecuente comparación con la resistencia de diseño de los estados límite correspondientes

- i) Valores de diseño para carga muerta, tanto máximos probables en la generalidad de los casos, como mínimos probables cuando sean más desfavorables, como en el caso volteo, flotación, succión debida a viento, etc.

- j) Intensidades de diseño para carga viva de acuerdo al tipo de acción y/o combinaciones de acciones supuestas
 - ~ Carga viva máxima W_m
 - ~ Carga viva instantánea W_a
 - ~ Carga viva media W
 - ~ Sustitución del valor de la intensidad máxima para carga viva W_m por el de cargas concentradas en la posición más crítica de áreas tributarias, en caso de ser más desfavorable
 - ~ Cargas vivas transitorias debidas al proceso de construcción como son el peso de materiales y equipo que se utilicen, así como el de la cimbra, andamiaje y trabajadores, del entrepiso inmediato superior

k) Diseño por sismo

Estará basado en un análisis de la estructura sometida a la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del subsuelo, y para lo cual deben considerarse los siguientes procedimientos y conceptos:

- ~ Método simplificado
- ~ Método estático
- ~ Métodos dinámicos
- ~ Elementos de análisis: Fuerzas sísmicas, desplazamientos laterales y angulares, entre otras deformaciones de la estructura en su conjunto, así como efectos de segundo orden, es decir, los de fuerzas gravitacionales actuando sobre la estructura deformada
- ~ Coeficiente sísmico “ c “ , que varía de acuerdo a la clasificación de zona geosísmica y tipo de edificación establecidos por las normas técnicas correspondientes, en las que esté comprendida la estructura
- ~ Factores de carga y resistencia, dependiendo del método de análisis de que se trate, así como otros criterios de reducción y amplificación como el factor de comportamiento sísmico “ Q “
- ~ Capacidad de la estructura y su cimentación para resistir las fuerzas cortantes, momentos flexionantes, torsionantes y de volteo, que se originen por sismo y su combinación con otras sollicitaciones
- ~ Desplazamientos laterales relativos de entrepisos y separaciones del edificio en estudio de linderos de predios y construcciones vecinas

l) Diseño por viento

Se efectuará considerando a dicha acción proveniente de cualquier dirección horizontal, y los efectos a revisar tanto en la estructura en su conjunto como en elementos directamente expuestos a él, son:

- ~ Estabilidad general de la edificación ante volteo, y en particular de la cubierta y sus anclajes
- ~ Presiones interiores en edificaciones donde existan aberturas significativas
- ~ Determinación de cargas, ya sea a través de presiones estáticas equivalentes derivadas de la velocidad de diseño, o bien mediante modelos basados en más características dinámicas; dependiendo su elección de la esbeltez y período natural de vibración de la edificación
- ~ Velocidades y presiones de diseño en función del tipo de edificación, flujo del viento y de la altura sobre el suelo del área expuesta al viento

m) Diseño de cimentación

Éste atenderá inicialmente al tipo de suelo sobre el que se encuentra desplantada la estructura, estará sustentado en los métodos previstos en las normas técnicas, y deberá partir considerando la ubicación que el predio tenga en el mapa de zonificación indicado en las mismas, para posteriormente verificar:

- ~ Fuerzas y desplazamientos inducidos al suelo por acciones de diseño
- ~ Resistencia y deformaciones máximas admisibles del suelo
- ~ Aplicación de los factores de carga y factores de resistencia respectivos
- ~ Estabilidad y estados límite de cada uno de los elementos de la cimentación, siguiendo los criterios de las normas técnicas aplicables a la superestructura, y adicionalmente:
 - ~ Estado límite de falla por:
 - Flotación
 - Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación
 - Fractura de pilotes, pilas y demás elementos de cimentación
 - ~ Estado límite de servicio por:
 - Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión
 - Inclinación media
 - Deformación diferencial
 - ~ Tipo de efecto a calcular para cada uno de los casos de estado límite anteriores de acuerdo a la forma de ocurrencia de las solicitaciones
 - Inmediato bajo carga estática
 - Accidental principalmente por sismo
 - Diferido por consolidación
 - Combinatorio de algunos o todos
 - ~ Cargas a considerar deben ser las que señale el Reglamento para la superestructura, mas el peso propio de los elementos de cimentación, descargas por excavación, efectos del hundimiento regional como la fricción negativa, empujes laterales de rellenos, pesos de lastres y la aceleración de la masa del suelo originada por sismo, así como toda acción que se genere sobre la cimentación y su vecindad
 - ~ Afectaciones por hundimientos, emersiones, desplomes, inestabilidad y agrietamientos del suelo ocurridas en la cimentación de construcciones colindantes, así como los efectos si fuere el caso, del proceso de hundimiento regional, como ocurre en las zonas de transición y lacustre del valle de México

Los apartados del Reglamento de construcciones y las Normas técnicas que corresponden a excavaciones profundas, como son el diseño de taludes, muros de contención, aplicación de bombeo, etc., y las indicaciones estipuladas para sus respectivos procedimientos de construcción, no han sido abordados en el presente trabajo por ser aplicables solamente a edificaciones nuevas, cuando inicia su construcción, a menos de que se trate de un proyecto de modificación o reforzamiento de la cimentación existente o por tratamiento del suelo subyacente a ésta, y siempre y cuando las condiciones tanto de espacio como del entorno de la edificación lo permitan, sólo entonces se atendería a lo dispuesto por tales apartados.

Así, después de haber revisado mediante el análisis y diseño estructural, los conceptos establecidos en el Reglamento y las Normas técnicas que básicamente tienen que ver con la seguridad, estabilidad y comportamiento tanto de la estructura en general como de cada una de sus partes, y de los cuales se hizo un esbozo a través de la relación de rubros previamente descrita, con la finalidad de tener presentes los aspectos centrales en que debe fundamentarse dicha revisión, entonces el siguiente paso consiste en la interpretación de resultados, la cual debe ir más allá de meramente ver si se cumple o no con los valores permisibles de cada precepto y parámetro fijados en las normatividades, sino que de manera cuidadosa y ordenada debe hacerse una lectura de la forma en que los estados de esfuerzos y deformaciones, provocados por los distintos tipos de solicitaciones y sus combinaciones, han afectado la resistencia y comportamiento de cada elemento, conjunto de estos, y de toda la estructura, principalmente al estar sometida a la acción de fuerzas sísmicas de magnitud importante, aún y cuando no estuviesen presentes daños ostensibles al momento de la revisión.

Finalmente, el proceso de revisión y en sí, toda la fase de evaluación culminan con la emisión del “Dictamen Estructural”, el cual debe explicar de manera clara y concisa, el estado general que guarda la estructura, así como las causas de los daños que eventualmente haya llegado a presentar, pero sobre todo y con base en los resultados derivados de la revisión estructural, el dictamen debe indicar si la edificación cumple con los requerimientos de seguridad y estabilidad que marca la normatividad vigente, y dependiendo del caso de que se trate, será menester que también precise la viabilidad y tipo de rehabilitación requerida o si sería más conveniente realizar una demolición. A continuación se muestra una guía con los puntos que consideramos que el Dictamen Estructural esencialmente debe incluir.

DICTAMEN ESTRUCTURAL

- ~ Datos y croquis de localización del inmueble en cuestión
- ~ Fecha de inicio y terminación de la construcción original
- ~ Fecha y descripción de remodelaciones, ampliaciones, modificaciones y/o cambios en el uso y operación del inmueble, si fuere el caso
- ~ Identificación del o los sistemas estructurales empleados en la edificación en general y en sectores específicos de la misma
- ~ Relación de tipo y nivel de daños inicialmente estimados en la evaluación preliminar
- ~ Método de análisis estructural utilizado en la Revisión
- ~ Conclusiones:
 - Causas de daños y grado de afectación sobre la estructura
 - De ser necesario, implementar medidas de contingencia, como son: delimitación y acordonamiento de áreas circundantes, señalización y avisos de precaución, desocupación y suspensión de operación parcial o total del edificio en cuestión, etc.
 - Propuesta de criterios y procedimientos de Reparación y/o Reforzamiento (Proyecto)

Aquí propiamente finaliza la etapa de Evaluación estructural, de modo que en el siguiente capítulo se aborda todo lo concerniente al proceso de Rehabilitación, como lo son los criterios, técnicas, etapas y alcances de ésta, entre otros aspectos. Así pues, y como se mencionó anteriormente, lo que en última instancia determinaría pasar a dicha fase, sería el hecho de que ésta resultase costeable o no costeable, según como se desprendiera de las mismas conclusiones vertidas en el Dictamen.

2. REHABILITACIÓN

Si bien es cierto que en la etapa de Evaluación se requiere contar con preparación y experiencia suficientes en materia estructural para llevarla a cabo satisfactoriamente, asimismo en la cuestión de Rehabilitación es necesario que el o los ingenieros encargados de elaborar el proyecto respectivo, también estén familiarizados con el diseño de estructuras que comprendan elementos o grupos de elementos constituidos por diferentes sistemas y/o materiales, como por ejemplo, el caso de un edificio de mampostería que pudiese quedar expuesto a la prevalencia de daños importantes como consecuencia de haber experimentado grandes deformaciones, y entonces se opte por reestructurarlo suministrándole rigidez y resistencia adicionales para de éste modo mejorar su comportamiento ante las diferentes demandas; otro ejemplo podría ser una estructura construida con el sistema de marcos rígidos, y en tal caso se pretendiera incrementar su capacidad para soportar cargas laterales debidas a sismo, utilizando contravientos hechos a base de perfiles de acero; otro caso que a menudo se presenta es el reforzamiento de columnas de concreto armado empleando el sistema de “encamisado” de acero, que a su vez podría tener diversas variantes como la del encofrado con placas soldadas a todo lo largo del elemento, quedando completamente forradas sus caras, o bien la conformada con ángulos dispuestos en las esquinas, unidos entre sí por medio de segmentos de solera o placa. En estos dos últimos ejemplos resulta que sin importar la forma o clase de reforzamiento, el o los elementos que se pretendieren rehabilitar cambiarían a sección compuesta.

Como habrá podido percibirse en lo que se acaba de mencionar, definir los criterios y métodos de rehabilitación no es una labor sencilla aún para expertos en la materia, sobre todo en los casos en que la estructura presenta daños importantes generalizados, además de que la revisión del proyecto original pudiera arrojar que la estructura se encuentra por debajo de la normatividad, de modo que la línea que hay entre optar por rehabilitarla o decidir su demolición, a veces resulta ser muy delgada. Por ello, ante tales supuestos y como ya se dijo antes, quien o quienes estén a cargo de elaborar el proyecto de rehabilitación, además de conocer ampliamente los dispositivos y métodos de restauración y reforzamiento, habrán de cuidar los aspectos importantes de la vinculación entre ambos proyectos, así como de cerciorarse que el acoplamiento de los elementos o dispositivos de refuerzo con los miembros integrantes de la estructura original, garantice un comportamiento adecuado del sistema.

2.1 MEDIDAS Y ELEMENTOS DE SEGURIDAD

El objetivo primordial de implementar medidas, dispositivos y procedimientos de construcción de carácter provisional, es proporcionar protección y seguridad a la estructura, a construcciones vecinas y a personas, durante un período de tiempo determinado y suficiente para proseguir con la revisión y efectuar los trabajos de rehabilitación indicados, en su caso.

En concordancia con la premisa anterior, la forma de funcionamiento de tales elementos y dispositivos esencialmente consiste en aliviar la carga vertical de los elementos estructurales dañados, así como proveer de capacidad adicional a la estructura para resistir cargas laterales, debiendo ponerse especial atención en los elementos y puntos críticos de los cuales depende la estabilidad de la construcción, ya que, como es ampliamente sabido, a menudo se producen réplicas en número de veces y magnitud importantes después de la ocurrencia de un sismo fuerte. Ahora bien, en virtud de que comúnmente dichas réplicas se presentan al poco tiempo de haberse suscitado el sismo principal, a veces algunos días después y otras en tan sólo unas horas, se vuelve más que evidente que la elección y diseño de los sistemas y elementos de protección y aseguramiento debe hacerse lo más pronto posible, razón por la cual no resulta factible aplicar métodos precisos de análisis y dimensionamiento. En su lugar, lo recomendable es utilizar métodos aproximados y modelos simplificados de análisis y representación de cargas, siendo pertinente insistir una vez más en lo que se ha mencionado a lo largo del presente trabajo, que el buen juicio y la experiencia, además de una preparación adecuada, a falta de un análisis detallado por la limitante de tiempo, resultan fundamentales para identificar los puntos críticos de la estructura y definir acertadamente la forma de protegerla provisionalmente.

Asimismo, para la ciudad de México y de manera análoga para el resto del país, una disposición importante que debe considerarse como punto de partida para la implementación de medidas de protección y apuntalamiento independientemente del tipo de elementos que se elijan, es la que a la letra dice: “Antes de iniciar las obras de refuerzo y reparación, debe demostrarse que la edificación dañada cuenta con la capacidad de soportar las cargas verticales estimadas y 30% de las laterales que se obtengan aplicando las presentes disposiciones, así como las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras”, según consigna el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente (del 2004) en su Título Sexto “De la Seguridad Estructural de las Construcciones”, Capítulo X “De las Construcciones Dañadas”, Artículo 182; y como decíamos, tal precepto se aplica de forma análoga a otras zonas geográficas de acuerdo a sus respectivos reglamentos, observándose que, en todos los casos, los valores de diseño para cargas verticales pasivas prácticamente son los mismos en cualquier circunstancia, pero que en cuanto al porcentaje de cargas laterales que debe soportar se refiere, este sí puede variar según la zona geográfica de que se trate.

2.1.1 LINEAMIENTOS DE SEGURIDAD Y PROTECCIÓN CIVIL

En principio resulta pertinente precisar que, considerando el contexto y las implicaciones vinculados a la seguridad de las edificaciones, es indudable el hecho de que éste subcapítulo representa en sí, un tema relevante que amerita ser tratado ampliamente desde diversas áreas del conocimiento y el quehacer humano, así como por distintas instancias del orden gubernamental, institucional y social, que son las encargadas del establecimiento, regulación e implementación de Protocolos y Programas de Contingencia ante la ocurrencia de fenómenos naturales de alto impacto, entre los que están, claro está, los sismos. Así pues, dicha complejidad, deriva en el involucramiento de grupos multidisciplinarios de profesionistas y académicos, como es el caso de Geólogos, Meteorólogos, Arquitectos, Ingenieros mecánico-electricistas, Ingenieros civiles (particularmente especialistas en mecánica de suelos y estructuras), etc.; también de profesionales del área de la salud y atención de emergencias (Médicos, Paramédicos, Bomberos, Rescatistas, etc.), así como de organizaciones civiles e Instituciones sociales (Universidades e Institutos de Investigación). Por tales razones, es que el presente apartado solamente incluye algunos lineamientos y recomendaciones generales (desde el punto de vista de Protección Civil), que se aplican para salvaguardar la integridad y vida de los ocupantes, rescatistas y trabajadores, que requieren hacer incursiones en inmuebles siniestrados, tanto para el rescate de posibles víctimas, como para la realización de trabajos de apuntalamiento y soporte provisional, que tienen por objeto que se puedan seguir efectuando operaciones de rescate, así como el permitir que se continúe con el proceso de revisión y evaluación de la estructura, a fin de determinar las acciones de carácter permanente que se habrán de aplicar a la misma.

➤ PROCEDIMIENTOS DE SEÑALIZACIÓN DE EMERGENCIA

Los procedimientos eficaces para la señalización de emergencia, son esenciales para una operación segura del personal de rescate que trabaje en el sitio del siniestro. Estas señales deben ser claras y entendidas universalmente por el personal involucrado en la operación.

➤ SISTEMA DE MARCADO DE EDIFICIOS DE “FEMA”

Para éste trabajo se eligió el del Sistema Nacional de Respuesta para Búsqueda y Rescate Urbano, de “FEMA” (siglas en inglés de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias), que es un organismo del gobierno de EE.UU. que tiene amplio reconocimiento y presencia a nivel internacional en materia de programas de rescate y atención de emergencias, establecidos para el caso de fenómenos de alto impacto como huracanes, inundaciones, terremotos, etc., y cuyas guías y lineamientos están siendo adoptados cada vez más por diversas instancias de gobierno en varias partes del mundo, dando lugar a la creación de protocolos de actuación casi universales, como los que se verán a continuación.

- MÉTODO GENERAL

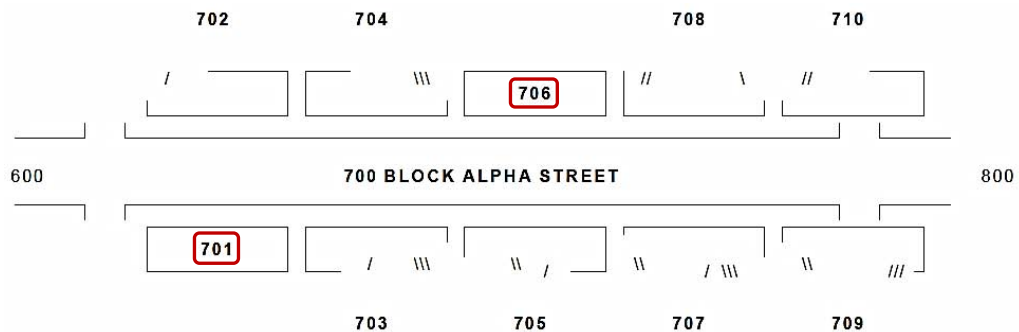
El Sistema Nacional de Respuesta para Búsqueda y Rescate Urbano de FEMA ha desarrollado un sistema uniforme de marcado de edificios, dentro del cual existen cuatro categorías:

- ~ Marcado de Identificación de Estructuras
- ~ Marcado de Evaluación de Estructura/Peligros
- ~ Marcado de Ubicación de Víctimas
- ~ Marcado de Evaluación de Búsqueda

Así pues, dicho sistema se ha establecido con el fin de garantizar una plena identificación de las estructuras dentro de un área geográfica determinada, así como para saber la condición y estado en que se hallan las operaciones de búsqueda y rescate en cada una de ellas. Se acostumbra hacer los marcados con pintura en aerosol (o crayón) color Naranja Internacional, sobre la superficie del edificio. En casos donde muchas estructuras están involucradas o se obliga a evitar el uso de pinturas en aerosol, debe utilizarse un sistema de “Rotulación Adhesiva”. Los marcados deben colocarse en el lado sobre el cual está referido el domicilio del edificio.

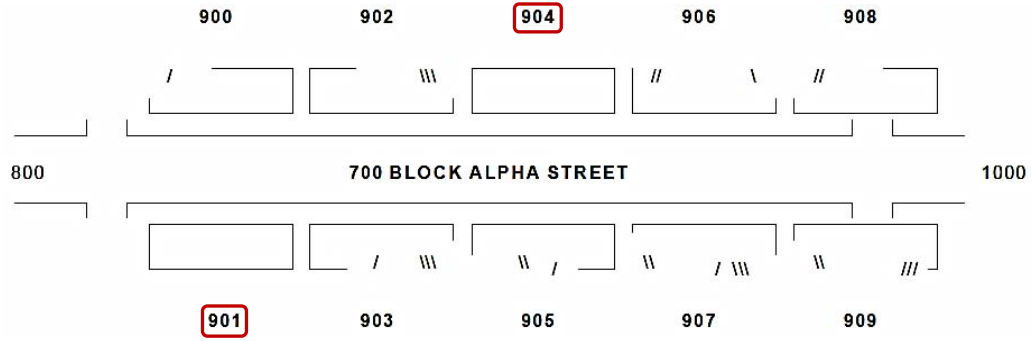
- ~ MARCADO DE IDENTIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS

Cada vez que sea posible, se usarán el nombre de la calle y el número del edificio existentes. En caso de que algunos números se hayan borrado, se debe intentar restablecer la numeración basándose en la numeración de las estructuras más próximas. Cuando no sea posible identificar ningún número en una cuadra determinada, el personal de búsqueda y rescate deberá identificar y asignar el nombre de la calle y los números faltantes, tomando como referencia otras estructuras cercanas. La enumeración se hará utilizando pintura o crayón del tipo que ya se indicó. Ver figs. 2.1.1.1.a y 2.1.1.1.b.



CASO 1 - SI SE CONOCEN ALGUNOS NÚMEROS, COMPLETAR LOS VACÍOS

Fig. 2.1.1.1.a



CASO 2 - SI NO SE CONOCE NINGÚN NÚMERO, COMPLETAR USANDO NÚMEROS PEQUEÑOS

Fig. 2.1.1.1.b

También es importante identificar lugares dentro de una estructura. El lado correspondiente al domicilio de la estructura se definirá como LADO A. Otros lados deben ser designados alfabéticamente en el sentido de las agujas del reloj, comenzando por el LADO A. Véase fig. 2.1.1.2.a.

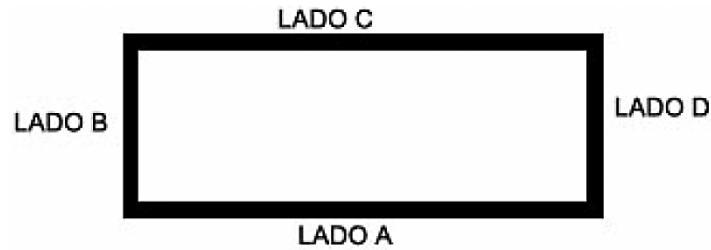


Fig. 2.1.1.2.a

El interior de la estructura se dividirá en CUADRANTES, los cuales serán identificados ALFABÉTICAMENTE de nuevo en el sentido de las agujas del reloj, comenzando en la unión del LADO A con el LADO B. El núcleo central donde los cuatro cuadrantes se unen, será identificado como Cuadrante E. Ver fig. 2.1.1.2.b.

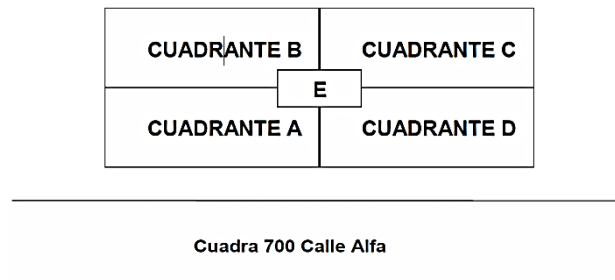


Fig. 2.1.1.2.b

Los edificios de varios niveles deben tener cada piso identificado claramente, si no es así, los pisos serán numerados tal como se les denomina desde el exterior, de manera que el Piso correspondiente al Nivel de Calle sería designado Piso 1, luego en forma ascendente el Segundo Piso sería el Piso 2, y así sucesivamente. En cambio, el Primer Piso por debajo del nivel de Calle sería el B-1, el Segundo B-2 y así sucesivamente. En el caso de que una edificación tenga líneas de columnas estructurales, deberán marcarse con letras/números de 2' de alto, pintados de color naranja, y entonces proceder a identificar las áreas cerradas. En caso de existir planos, se utilizará el sistema de numeración indicado en ellos; si no se cuenta con ellos, se deberá colocar una LETRA en las columnas que ocupan el LADO LARGO, comenzando desde la izquierda, y NUMERANDO las columnas que se encuentran sobre ejes paralelos al LADO CORTO, empezando desde el frente. Asimismo se agregará el número de piso a cada columna, colocándolo debajo de la Marca de identificación. La fig. 2.1.1.3 ilustra lo anterior.

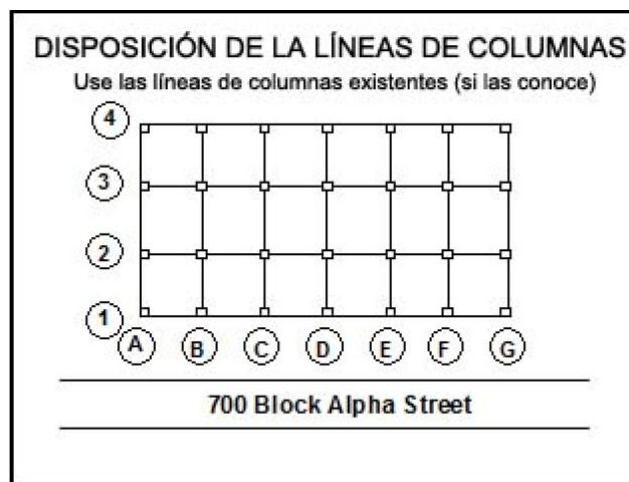


Fig. 2.1.1.3

~ MARCADO DE EVALUACIÓN DE ESTRUCTURA/PELIGROS

Aunque quizá haya muchos y muy efectivos sistemas de identificación de riesgos en estructuras en caso de contingencias, el presente protocolo, como ya se dijo, es de los más seguidos en el mundo. A continuación se exponen sus principales lineamientos para marcado de identificación de estructuras y riesgos.

- Los Especialistas en Estructuras, u otro miembro de equipos afines, delinearán un cuadro de 2' X 2' en cada entrada principal de toda estructura riesgosa. Se podrán usar embarnizaduras, crayones para madera o pintura en aerosol (color Naranja Internacional) para dicho sistema de marcado. También se tiene la opción de utilizar etiquetas autoadhesivas o carteles de papel rígido.

MARCADO DE EVALUACIÓN DE ESTRUCTURA/PELIGROS (Continuación)

- Los materiales y métodos utilizados para el marcado se coordinarán con FEMA IST y con la Autoridad Local correspondiente, a fin de evitar confusión en la búsqueda y con otros marcados.
- Es importante tratar de marcar todos los posibles puntos de ingreso, sobre todo del lado principal, de un edificio que esté bajo evaluación, con el fin de que el personal de las distintas Fuerzas de Tareas pueda saber que ya ha sido evaluado.
- La condición que prevalezca en un edificio determinado AL MOMENTO DE LA EVALUACIÓN, se indicará dentro del cuadro mediante una marca específica. Asimismo, todo peligro identificado se anotará fuera del cuadro, en el lado derecho. (Los carteles cuentan con suficiente espacio para plasmar comentarios acerca de peligros).
- En general, las marcas y cartelones deberán quedar inmediatamente adyacentes al punto de ingreso considerado de menor riesgo. En caso de que un cuadro de marca quede alejado de la entrada, se dibujará una flecha al lado de dicho cuadro, indicando hacia qué dirección se encuentra la entrada.
- Todo el personal de las Brigadas de Emergencia debe tener ubicadas las marcas de Evaluación de Estructura/Peligros hechas en el interior de la edificación.
- Cada vez que se realice una incursión al inmueble durante la fase crítica de la emergencia, se hará un nuevo registro debajo del registro anterior, o se sustituirá completamente éste si ya la información ya no corresponde a la situación actual. Los datos básicos que deberán actualizarse son:

IDENTIFICACIÓN DE BRIGADA DE TRABAJO
HORA
FECHA

La metodología y lineamientos para el marcado de evaluación de estructuras y peligros, se representan mediante una simbología simple, la cual se muestra en la fig. 2.1.1.4, acompañada de una breve explicación de cada uno de los símbolos.

	<p><u>Bajo Riesgo</u> para Operaciones de Búsqueda y Rescate Urbano con poca probabilidad de colapso futuro. Las víctimas podrían estar atrapadas por los materiales, o el edificio podría estar derrumbado completamente o con el Piso 1 debilitado.</p>
	<p><u>Riesgo Medio</u> para Operaciones de Búsqueda y Rescate Urbano donde la estructura está significativamente dañada. Tal vez necesitaría apuntalamiento, arriostramiento, remoción y/o control de peligros. La estructura puede estar derrumbada parcialmente.</p>
	<p><u>Alto Riesgo</u> para Operaciones de Búsqueda y Rescate Urbano donde la estructura puede sufrir un colapso repentino. Es posible que las operaciones de búsqueda a distancia se lleven a cabo con un riesgo significativo. Si se llevan a cabo operaciones de rescate, deben desarrollarse tareas de mitigación importantes que consumen mucho tiempo.</p>
	<p>Una flecha ubicada cerca del cuadro de marcas indica la dirección de la entrada con menor riesgo de la estructura si el cuadro de marcas se hizo alejado de la entrada indicada.</p>
HM	<p>Esto indica que existe una condición de Material Peligroso adentro o cerca de la estructura. El personal puede estar en peligro. Se deben considerar las operaciones conjuntamente con el Especialista en Materiales Peligrosos. Debe indicarse también el tipo de peligro.</p>

Fig. 2.1.1.4. Simbología para el marcado de evaluación de nivel de riesgos en estructuras

A manera de ejemplo, la fig. 2.1.1.5 muestra un cuadro típico de evaluación de riesgos de estructuras. La HORA, FECHA e IDENTIFICACIÓN DE BRIGADA DE TAREAS se escriben fuera del cuadro, a la derecha de éste. La información debe ser escrita con pintura y brocha o crayón para madera. Asimismo, aunque en la mayoría de los casos se emplean formatos impresos en cartelones hechos con material adhesivo, habrá ocasiones en que adicionalmente deberá usarse cinta adhesiva para garantizar su fijación. El ejemplo de la figura corresponde a un edificio de Riesgo Medio, y la flecha indica la dirección en la que se localiza la entrada con menor riesgo (posiblemente una ventana, un acceso de un piso superior, etc.). En éste caso la evaluación se realizó el 15 de julio de 1991 a la 1:10 p.m., y en su registro se agregó la indicación de la presencia de gas natural en la estructura. La evaluación fue realizada por la Fuerza de Tareas No.1 del Estado de Oregón. Con base a dicha información, se determinó no ingresar al edificio hasta que no se eliminara o redujera el material peligroso encontrado. En el caso de que se hubiere llevado a cabo dicha mitigación, la marca se habría modificado colocando una línea horizontal sobre el renglón de material peligroso, y agregando la hora y Fuerza de Tareas que realizó esa labor, o bien, pudo haberse puesto un nuevo cuadro. Así pues, para indicar un cambio en las condiciones de evaluación de una estructura cuando se emplean rótulos o cartelones, se puede tachar el peligro si este es eliminado, o bien, reemplazar el cartelón o rótulo.

Adicionalmente, pueden colocarse cuadros de marcado específicos en diversas áreas dentro de la estructura (habitaciones, vestíbulos, escaleras, etc.) para advertir de condiciones peligrosas en dichas zonas en particular. Por último cabe señalar que la Marca de Evaluación de Estructuras/Peligros podría no ser necesaria en muchas ocasiones, como en el caso de:

- Estructuras que están de pie en todo momento durante la emergencia y no muestra daños importantes
- Estructuras pequeñas y aisladas que aunque estuvieren severamente afectadas, no representan riesgos reales para la población en general



Fig. 2.1.1.5. Cuadro típico de evaluación de estructuras-nivel de riesgo establecido por "FEMA"

Aunque éste, y la gran mayoría de los protocolos internacionales de emergencia que se aplican en casos de desastres naturales, incluyen sistemas de marcado y señalización referentes a operaciones de rescate de víctimas, en el presente trabajo no se abordarán debido a que no son materia del mismo; únicamente se presentará un extracto del sistema “INSARAG” (desarrollado por las Naciones Unidas), ya que engloba los lineamientos y elementos principales, contenidos en los demás sistemas con mayor uso en el mundo. Ver fig. 2.1.1.6.



- Dentro del cuadro:
- “GO” si se estima seguro entrar al edificio
 - “NO GO” si se considera no seguro
- Fuera del cuadro:
- Información de situación de peligro (arriba)
 - Número de personas desaparecidas (abajo)
 - Número de víctimas rescatadas (izquierda)
 - Número de víctimas fallecidas (derecha)
- ~ Una vez finalizadas las labores de rescate, se dibujará un círculo alrededor de la marca
- ~ Luego de confirmarse que ya no hay víctimas, se trazará una línea horizontal a todo lo ancho de la marca

Fig. 2.1.1.6. Sistema de marcado para rescate de víctimas, de “INSARAG”

Volviendo al sistema de “FEMA”, la fig. 2.1.1.7 muestra una lista de símbolos de marcado para apuntalamiento, contenidos en dicho protocolo.

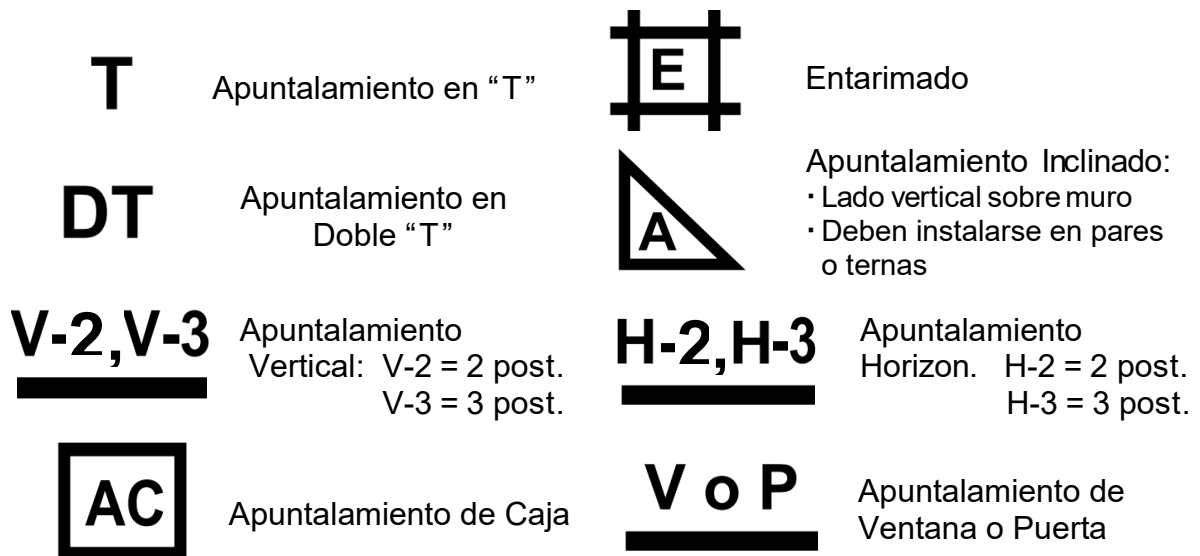


Fig. 2.1.1.7. Simbología para marcado de apuntalamiento, de “FEMA”

Por lo que respecta a las acciones que específicamente se aplican en el rubro de seguridad, se considera que los apuntalamientos son los medios inmediatos utilizados para proporcionar seguridad y estabilidad a construcciones que se encuentran ostensiblemente dañadas o que presumiblemente adolecen de importantes deficiencias estructurales. De éste modo, se puede decir que en una primera fase (después de la ocurrencia de un sismo) los apuntalamientos que se instauran son “AE” (de emergencia), o sea, soportes temporales usados para que se puedan efectuar las faenas de Búsqueda y Rescate, sobre todo en áreas con alta probabilidad de colapso, como las que estuvieren próximas a muros fracturados o debajo de pisos con losas colgando. Para que el AE sea efectivo, los materiales a utilizar deben ser resistentes, livianos y ajustables, considerándolos con amplios márgenes de seguridad para fines de diseño, que debe basarse en el simple principio de que: en todo sistema de apuntalamiento, la carga que se ejerce en un área extendida, se recoge a través de un elemento receptor (cabezal), el cual la transmite al puntal (supliendo a la columna) que a su vez la transmite a un elemento de distribución (base). Por último, una vez que ha pasado la fase de emergencia, los AE pueden convertirse en apuntalamientos provisionales “AP” mediante la ampliación, sustitución y/o reforzamiento de los mismos (Rehabilitación de la estructura); pero independientemente del tipo de apuntalamiento de que se tratase, las consideraciones y recomendaciones básicas para su implementación serían las siguientes:

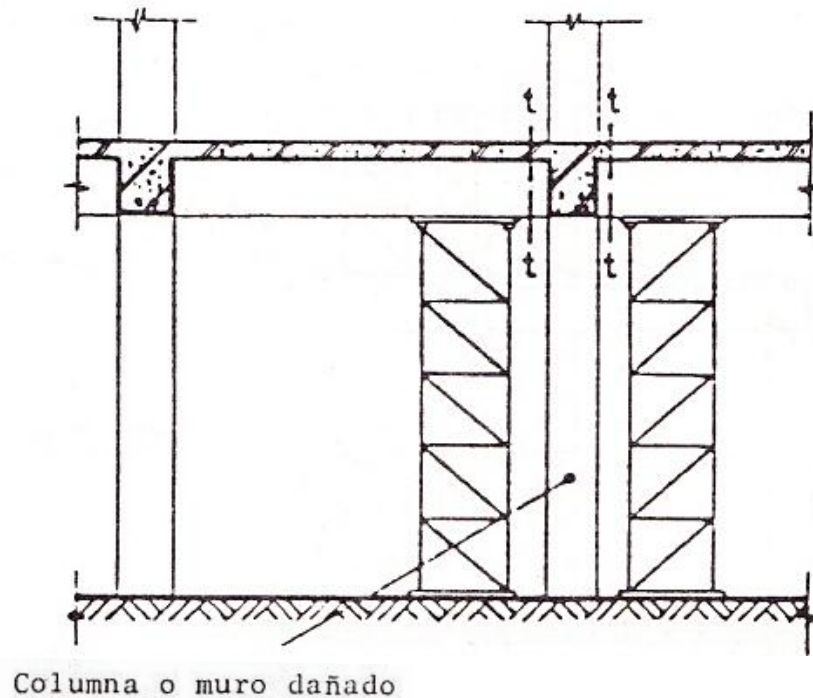
- Los objetivos esenciales que hacen necesario un apuntalamiento son:
- ~ Mantener la integridad de todos los elementos estructurales, iniciando por los más inestables.
 - ~ Redireccionar las cargas con un riesgo de colapso alto, a elementos estructurales sanos, capaces de recibir las sobrecargas, y si es posible, transmitir las hasta la cimentación. En base a ambas premisas:
 - Preferentemente, los apuntalamientos deben ser dimensionados por ingenieros estructuristas, junto con constructores expertos en la materia
 - Debe evaluarse el estado en que se encuentra cada nivel del edificio (sus cuatro lados, más arriba y abajo), sobre todo en áreas colapsadas, y no realizar labores de rescate hasta tener estabilizada la estructura.
 - Es indispensable tener ubicados todos los elementos estructurales a fin de tener una idea precisa de los puntos vulnerables del edificio.
 - Las operaciones de apuntalamiento en estructuras de concreto armado deben comenzar dos niveles abajo (mínimo), de cada nivel dañado.
 - La instalación de los “AE” sobre los elementos que habrán de soportar, deberá hacerse suavemente para no aumentar los riesgos de colapsos.
 - Cuando los trabajos de búsqueda y rescate de víctimas lo requieran, podrá modificarse el punto de inicio del apuntalamiento, a la vez que se cuidará que no haya detrimento en la estabilidad de la estructura.
 - Por último, las zonas de riesgo se delimitarán con cinta de precaución y al ingresar al edificio en cuestión, se usará siempre equipo de protección.

Con estas y otras consideraciones, se podrá elegir el apuntalamiento indicado, de los muchos tipos que hay, como se verá en el siguiente subcapítulo.

2.1.2 APUNTALAMIENTO VERTICAL

Como el mismo nombre lo indica, este es el conjunto de elementos o dispositivos destinados a proporcionar contra la acción de la gravedad, capacidad auxiliar de carga a miembros estructurales verticales, básicamente columnas y muros de carga, o bien para funcionar como elementos directos para sustentar miembros horizontales como traveses y sistemas de piso/techo, que presenten daños importantes o que simplemente no cumplan con los requerimientos de la reglamentación vigente.

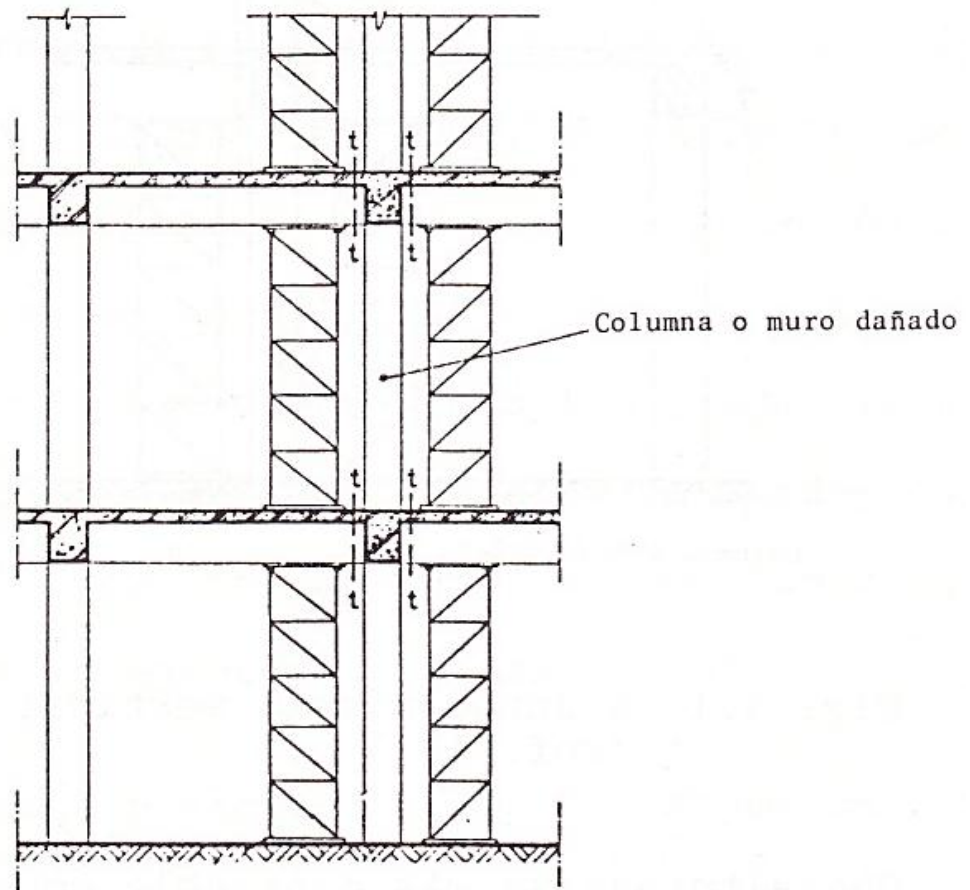
En ocasiones el apuntalamiento puede limitarse a realizarse en el nivel donde se localice algún o algunos elementos dañados y considerando por separado el área tributaria de carga que le corresponde a cada uno de ellos, siempre y cuando los daños representen un porcentaje reducido en dicho nivel y en general en toda la estructura. En estos casos adicionalmente deberán revisarse por cortante las secciones transversales de los puntos de apoyo de las traveses o largueros con los puntales, tal y como se puede apreciar en la fig. 2.1.2.1, previendo posibles daños conexos.



Apuntalamiento vertical en un piso

Fig. 2.1.2.1

En otros casos, cuando el número de elementos estructurales verticales afectados es importante, lo más recomendable según se puede apreciar en la fig. 2.1.2.2, es extender el soporte auxiliar a todos los niveles alineando el apuntalamiento desde el piso más alto hasta el nivel de desplante, implementando incluso un cimiento provisional si fuese necesario, de este forma se reducen considerablemente las fuerzas cortantes en las secciones transversales cercanas a los puntos de conexión con elementos horizontales como trabes, cerramientos o losas. En el caso de que los elementos de soporte provisional se apoyen sobre losas, debe tenerse cuidado de evitar problemas de penetración, por lo que se recomienda utilizar tablonces o segmentos de viga colocados horizontalmente, quedando las caras de mayor extensión en la superficie de contacto entre losa y puntal, lográndose incrementar de este modo el área de distribución de la carga y pudiendo además combinar dichas piezas con placas de acero cuando se trate de cargas demasiado grandes o sistemas de piso débiles.



Apuntalamiento en varios pisos

Fig. 2.1.2.2

a) Soportes de madera

Estos son los más comúnmente utilizados para el apuntalamiento vertical debido a su gran funcionalidad, pues la madera es un material que muestra un nivel de resistencia bastante aceptable tanto a tensión como a compresión, exhibiendo los elementos elaborados con ella, un comportamiento por demás satisfactorio ya sea soportando carga axial pura o bien trabajando a flexocompresión, lo cual los convierte en magníficos auxiliares para compensar la pérdida de soporte de elementos verticales (muros, columnas, etc.) o sustentar directamente elementos horizontales (trabes, losas, techos), que resultan dañados por la ocurrencia de un sismo u otro tipo de evento, o que simplemente presentan baja capacidad de carga. Otros de los motivos por los que más se emplean, son: su bajo costo en comparación con perfiles estructurales, andamios tubulares u otro tipo de piezas metálicas y materiales, su ligereza y facilidad de transportación, la variedad de formas y tamaños, así como la versatilidad que ofrecen para confeccionar sistemas de soporte complejos de manera rápida; por todas éstas razones es que hoy en día la madera sigue siendo el material utilizado por excelencia en obras falsas y cimbrado para estructuras de concreto. Las fig. 2.1.2.3 y 2.1.2.4 muestran la configuración típica de un apuntalamiento vertical de madera.

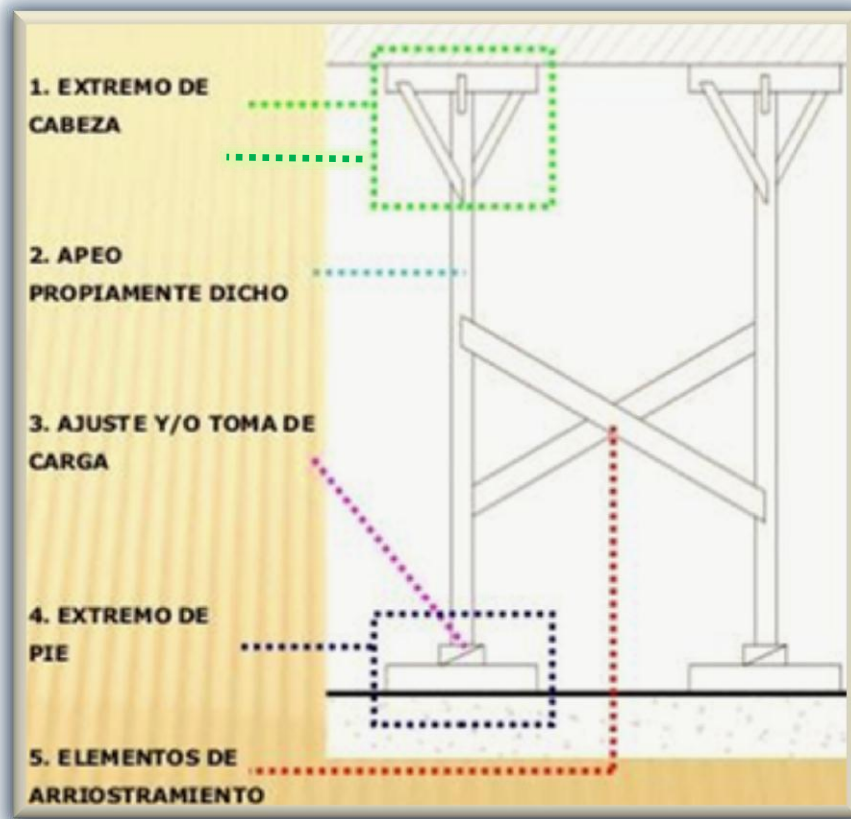


Fig. 2.1.2.3 Elementos básicos que componen un apuntalamiento vertical de madera

1) Apuntalamiento vertical:



>> EXTREMO DE CABEZA

ESTACON

FLECHADO

PUNTAL



Elemento mas importante

Se debe verificar si se ha desacuñado

1 o 2 dias antes de llenar

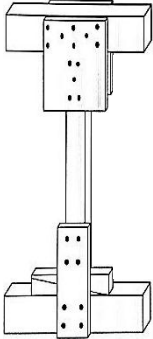
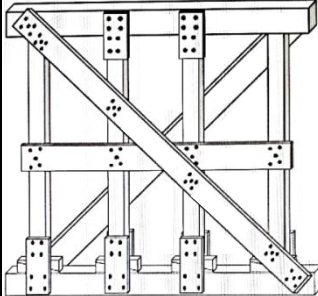
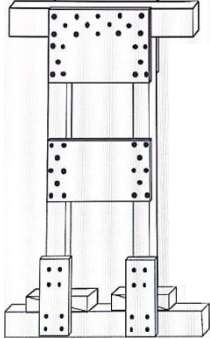
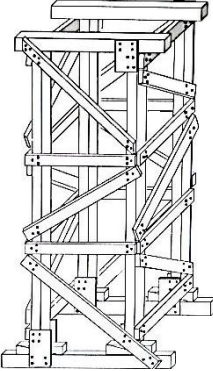
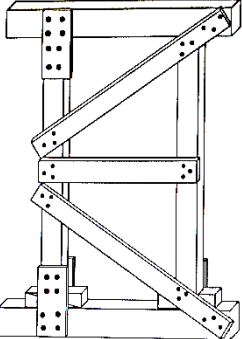
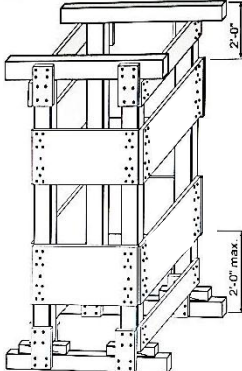
Cuña móvil

Cuña fija



Fig. 2.1.2.4 Configuración típica de un apuntalamiento vertical de madera

Asimismo, la tabla 2.1.2.A muestra una clasificación con una breve descripción y capacidades de carga promedio, de apuntalamientos verticales de madera, basada en el número de componentes esenciales y planos en los que trabajan. El uso de una clasificación como ésta puede ser muy útil para el diseño de todo el sistema de apuntalamiento, como se verá en seguida de dicha tabla.

TIPO	DESCRIPCIÓN	CAPACIDAD DE CARGA (*)	TIPO	DESCRIPCIÓN	CAPACIDAD DE CARGA (*)
INDIVIDUAL EN " T " (CLASE 1) 	Es el tipo más simple, su instalación es rápida, y generalmente se utiliza sólo hasta que se pueda instalar un sistema de apuntalamiento completo. Puede ser inestable si no está centrado debajo de la carga.	4,000 lb (1,800 kg) H.máx.: 11 pies (3.30 m)	DE MÁS DE DOS POSTES (CLASE 2) 	Lo normal es que se arme en el área en que será colocado, por lo que se sugiere instalar apuntalamientos individuales previamente	8,000 lb (3,500 kg) <u>por puntal.</u> 8 pies (2.40 m); 5,000 lb (2,000 kg) <u>por puntal.</u> 10 pies (3.00 m); 3,500 lb (1,500 kg) <u>por puntal.</u> 12 pies (3.60 m)
DOBLE " T " (CLASE 2) 	También es del tipo simple, pero más estable, por lo que si las condiciones de la estructura lo permiten, se recomienda que sea instalado en vez del apuntalamiento " T ", que es menos estable. Puede ser parcialmente pre armado.	16,000 lb (7,500 kg) 8 pies (2.40 m); 10,000 lb (4,500 kg) 10 pies (3.00 m); 7,000 lb (3,000 kg) 12 pies (3.60 m)	DE CAJA (CLASE 3) 	Sistema de cuatro puntales de alta capacidad de carga. Su construcción se hace de manera análoga a la de un par de apuntalamientos de dos postes, pero totalmente unido.	32,000 lb (14,500 kg) H.máx.: 17 pies (5.10 m)
DE DOS POSTES (CLASE 2) 	Apuntalamiento igual a un lado de un apuntalamiento de caja. Se caracteriza por tener puntales con mayor separación a los de un doble T, además de contar con arriostros diagonales. También puede pre armarse parcialmente.	16,000 lb (7,500 kg) 8 pies (2.40 m); 10,000 lb (4,500 kg) 10 pies (3.00 m); 7,000 lb (3,000 kg) 12 pies (3.60 m)	DE CAJA, MADERA CONTRACHAPADA (CLASE3) 	Sistema de cuatro puntales de alta capacidad de carga, similar al apuntalamiento de caja estándar, pero unido con madera contrachapada.	32,000 lb (14,500 kg) H.máx.: 17 pies (5.10 m)

(*) Valores para puntales de sección 4"x4". Para secciones mayores y alturas iguales o similares, la capacidad aumenta.

Tabla 2.1.2.A

Aspectos clave de diseño para un apuntalamiento vertical de madera:

- El apuntalamiento debe tener Modo de Falla inicial predecible y lento.
- Se recomienda el uso de una Clasificación inicial para elegir el Tipo de apuntalamiento en función del número de componentes principales y planos en que actúa:
 - Clase 1 = 1 Componente, 1 Dirección
 - Clase 2 \geq 2 Componentes, 1 Dirección
 - Clase 3 \geq 2 Componentes, 2 Direcciones
- Se necesita definir una secuencia de construcción del apuntalamiento que implique mínimos riesgos. La siguiente es una secuencia básica:
 1. De inicio, instalar Apuntalamientos Clase 1 (individuales), tomando como puntos de partida las áreas de mayor peligro para poder disminuir riesgos rápidamente, pudiendo luego convertirlos y/o complementarlos con apuntalamientos de mayor capacidad.
 2. En seguida proceder con Apuntalamientos Clase 2 (de dos o más puntales), no obstante si el riesgo de colapso no es tan elevado, pueden colocarse directamente desde el inicio.
 3. Por último, arriostrar todos los apuntalamientos, de preferencia en dos direcciones (como los de Clase 3), para lo cual se recomienda:
 - Colocar apuntalamientos en “ T ” o “ Doble T ” inicialmente.
 - Seguir con apuntalamientos de 2 postes, con 4 pies de separación.
 - Finalmente, unir los apuntalamientos de 2 postes por pares (como apuntalamientos de Caja).

Las secciones que mayormente se usan para apuntalamiento son:

- ~ Polín de 4 x 4 o 6 x 6 pulg.
- ~ Viga de 6 x 8 pulg.
- ~ Listón de 2 x 4 pulg.
- ~ Tablón de 2 x 8 pulg. y más anchos
- ~ Tablas y duelas de 3/4 a 1 y 1/2 pulg., en varios anchos

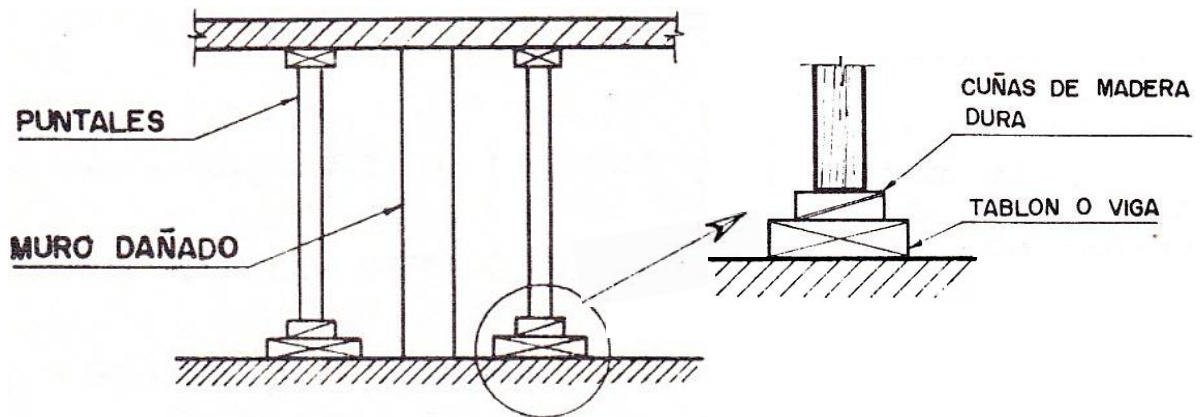
También aunque es menos común, pueden conseguirse sin mucha dificultad, elementos aún más robustos como son aquéllos destinados a utilizarse de postes para tender líneas de transmisión de energía eléctrica o de telefonía. Cabe señalar por otra parte, que las medidas de secciones anteriores son nominales, pudiendo éstas tener en realidad variaciones de hasta 1/8 de pulg. o incluso un poco más, lo cual es importante tener presente al momento de efectuar los cálculos para dimensionar los elementos de apuntalamiento, así como la variedad de madera de que se trate, teniéndose normalmente que para obra negra la que predomina es de pino.

A continuación, en la fig. 2.1.2.5 se presentan imágenes que ilustran las formas, dimensiones de secciones transversales y características en general, de algunos de los elementos de madera que mayormente se utilizan en trabajos de apuntalamiento.



Fig. 2.1.2.5 Polines y tablas (arriba), tablones y vigas (en medio), bases y postes (abajo)

Algunas consideraciones adicionales que valen la pena destacarse respecto a las variantes más comunes de apuntalamientos hechos con elementos de madera, son entre otras, que cuando las cargas a tomar resultan ser ligeras, bastará con emplear polines o vigas simples sin arriostramiento para efectuar el apuntalamiento, tal como se muestra en la fig. 2.1.2.6a, siendo aconsejable que complementariamente se coloquen tablones o vigas acostadas en los puntos de apoyo, con la finalidad de repartir adecuadamente las cargas y evitar problemas de penetración. No olvidar revisar a menudo el ajuste de cuñas.

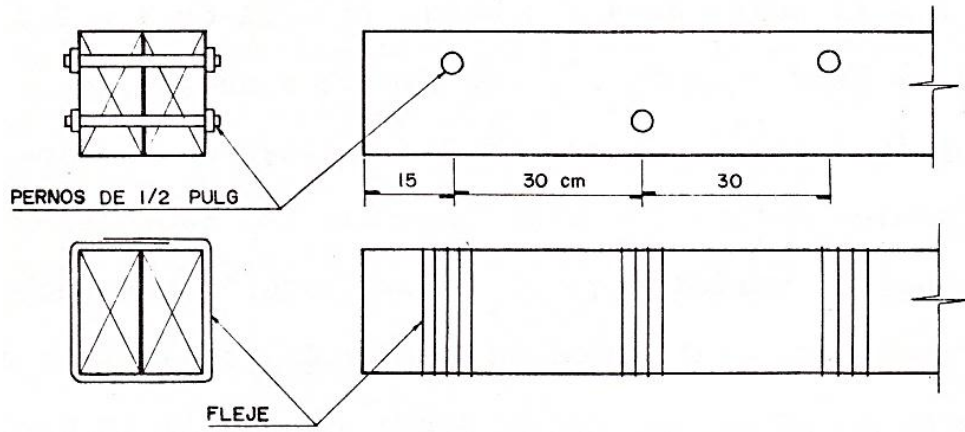


a) Puntales simples

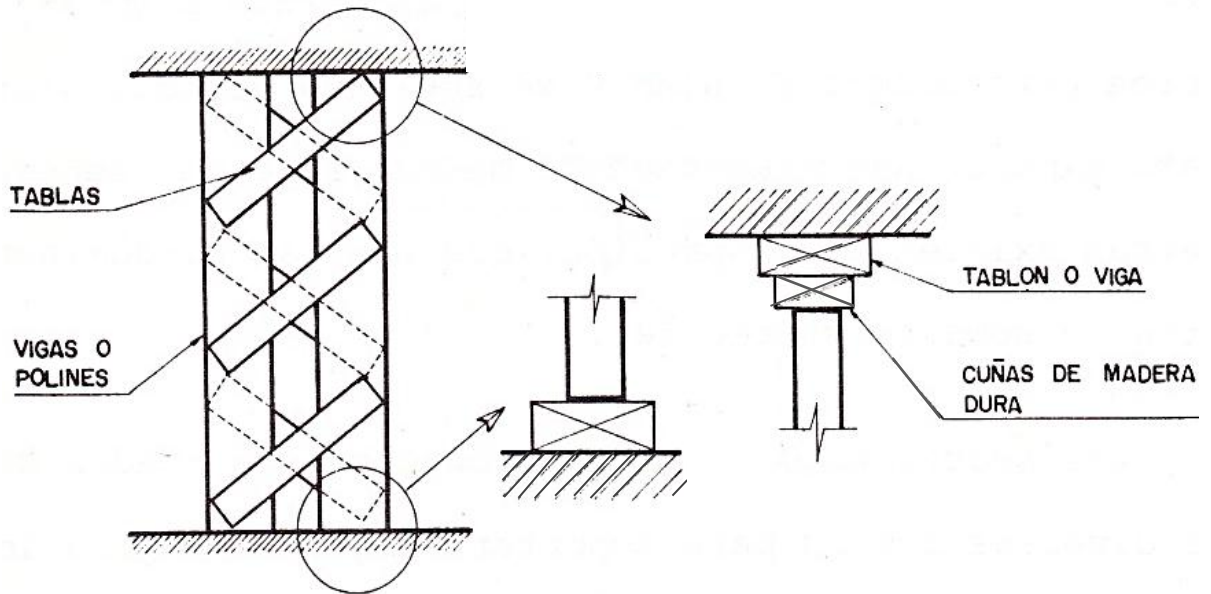
Fig. 2.1.2.6 a)

En los casos en que los requerimientos de apuntalamiento demandan mayor capacidad de carga que la que pueden proporcionar elementos con secciones comerciales como las anteriormente mencionadas, es posible recurrir a diversas combinaciones para incrementar dicha capacidad. Pueden formarse elementos compuestos compactos o en paquete uniendo dos vigas por medio de clavos, pernos o zunchándolos con flejes, tal como se puede apreciar en la fig. 2.1.2.6b.

Para alturas de entrepiso grandes (mayores a 8 pies o 2.50 m.), son indispensables los arriostramientos, es decir, elementos diagonales los cuales además de disminuir la longitud efectiva de pandeo, proporcionan soporte lateral a los puntales, tal como puede verse en la fig. 2.1.2.6c. Si los puntales son de sección rectangular, como ocurre con las vigas, el arriostramiento se efectúa únicamente en la dirección más desfavorable; en el caso de secciones cuadradas como las de los polines, es necesario hacer el arriostramiento en ambas direcciones. Así pues, las piezas que comúnmente se emplean para éste fin, son tablas, las cuales deben tener un grosor de 1 pulg. y un ancho de 4 pulg. como mínimo, y deben unirse a los puntales con clavos de 2 1/2 pulg., empleando el mayor número posible de éstos en el espacio disponible en cada unión, pero respetando los espaciamientos que establecen las normas aplicables.



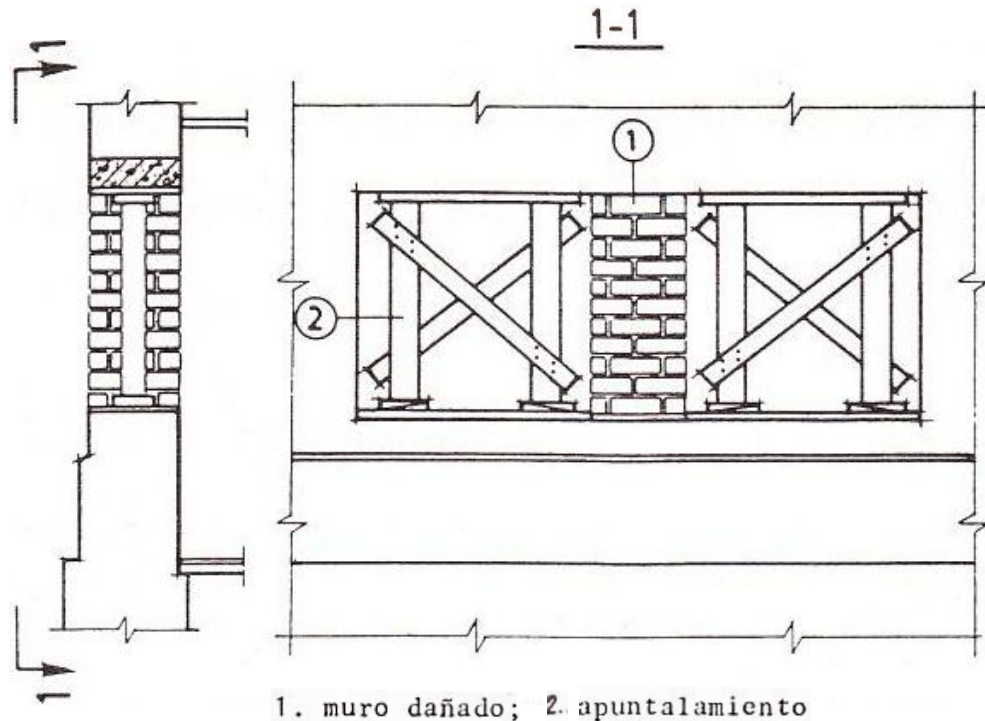
b) Puntales formados por dos vigas



c) Puntales arriostrados

Figs. 2.1.2.6 b), c)

Adicionalmente, cuando se da el caso de que en medio de aberturas o vanos grandes se encuentran situados muretes o elementos verticales que presentan severos daños de modo que su capacidad de carga y estabilidad lateral se encuentran por demás comprometidas, entonces se requerirá que los apuntalamientos y sus respectivos arriostramientos cubran la mayor parte de los claros, como se ilustra en la fig. 2.1.2.7.



Apuntalamiento de aberturas

Fig. 2.1.2.7

Siguiendo con lo anteriormente citado y a fin de poder realizar el diseño de un sistema de apuntalamiento con piezas de madera, de manera práctica, pero a la vez lo suficientemente confiable para garantizar la estabilidad de los elementos dañados así como de la estructura en general, a continuación se presenta la tabla 2.1.2.B, en la cual se indican valores permisibles conservadores para los principales tipos de esfuerzos y los módulos de elasticidad aplicables, correspondientes a madera de pino, y de acuerdo a la medida de sección transversal de que se trate. En seguida de la tabla, se describe un método simplificado recomendado para el dimensionamiento de elementos de apuntalamiento de madera sometidos básicamente a cargas axiales de compresión, que son las que principalmente imperan en elementos de soporte vertical.

ESFUERZOS PERMISIBLES Y MÓDULOS DE ELASTICIDAD DE MADERA DE PINO PARA APUNTALAMIENTO

SECCIÓN TRANSVERSAL	FLEXIÓN f_{bp} (Kg/cm ²)	TENSIÓN f_{tp} (Kg/cm ²)	COMPRESIÓN PARALELA A LAS FIBRAS f_{cp} (Kg/cm ²)	COMPRESIÓN TRANSVERSAL A LAS FIBRAS f_{np} (Kg/cm ²)	CORTANTE f_{vp} (Kg/cm ²)	MÓDULO DE ELASTICIDAD PROMEDIO E_p (Kg/cm ²)	MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO $E_{mín}$ (Kg/cm ²)
Piezas de hasta 2 pulg. de espesor y hasta 6 pulg. de ancho	95	70	80	25	10	90,000	60,000
Polines 4 X 4 pulg.	85	65	75	25	10	85,000	55,000
Vigas 4 X 8 pulg. o mayores	75	60	70	25	10	80,000	50,000

Tabla 2.1.2.B

NOTA: Esfuerzos válidos siempre y cuando sea el caso de que existan nudos que no ocupen más del 25% del área seccional del elemento y el contenido de humedad sea menor a 18%. En caso de que este último sea mayor al 18% el esfuerzo cortante f_{vp} debe reducirse 15%, el de compresión paralela a las fibras f_{cp} 20% y el de compresión perpendicular f_{np} 50%.

MÉTODO SIMPLIFICADO PARA DIMENSIONAMIENTO DE PUNTALES SOMETIDOS A CARGA AXIAL PURA DE COMPRESIÓN

Capacidad de carga:

$$P = f_{cd} A \dots \dots \dots (1)$$

donde:

P = Capacidad de carga axial de compresión
Admisible (kg)

f_{cd} = Esfuerzo de compresión de diseño (kg/cm²);
según Ecuación (2)

A = Área de sección transversal del puntal (cm²)

Esfuerzo permisible de compresión:

$$f_{cd} = \frac{0.3 E_{mín}}{(kl/b)^2} \leq f_{cp} \dots \dots \dots (2)$$

donde:

$E_{mín}$ = Módulo de elasticidad mínimo (kg/cm²); de
la tabla 2.1.1.A

kl = Longitud efectiva (cm)

b = Dimensión de la sección transversal en la
dirección crítica (cm)

f_{cp} = Esfuerzo permisible de compresión paralela
a las fibras sin incluir efecto de esbeltez
(kg/cm²); de la tabla 2.1.2.B

Longitudes efectivas

Considerando: $k = 1$ y $l =$ longitud total del puntal sin arriostramiento

Considerando: $k = 1$ y $l =$ longitud entre nudos o puntos de intersección con elementos de arriostramiento. Fig. 2.1.2.8

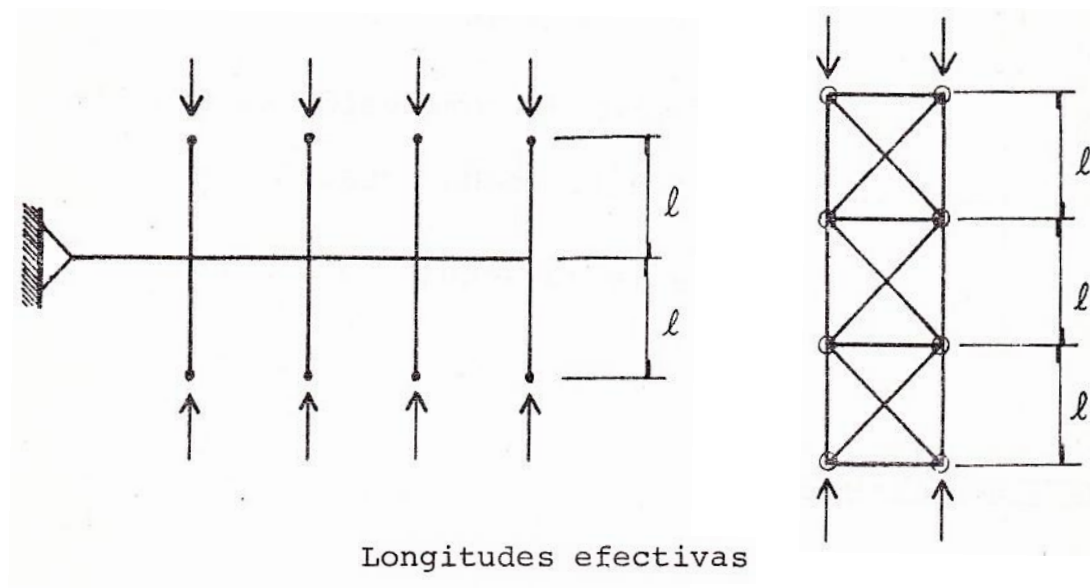


Fig. 2.1.2.8

Asimismo para el diseño de los elementos de apuntalamiento de configuración prismática (torres), debe hacerse una revisión por esbeltez en las dos direcciones principales, considerando el caso más desfavorable.

Finalizaremos este apartado con las imágenes de la fig. 2.1.2.9, que muestran los principales elementos y opciones de diseño que intervienen en una adecuada conformación de apuntalamientos verticales de madera, así como con las de la fig. 2.1.2.10, que ponen de manifiesto los errores y vicios más comunes en que se incurre al instalarlos.



Fig. 2.1.2.9.a) Apuntalamientos tradicionales con pies derechos de sección rectangular. Arriba, arriostamiento horizontal en las dos direcciones ortogonales principales. Abajo, arriostamiento también en ambas direcciones, pero combinando arriostamiento horizontal con diagonal en una de las direcciones



BRIDA O BRAGA.

Pieza metálica para unir o encajar varios tablonos que constituyen un elemento de apuntalamiento o apeo.

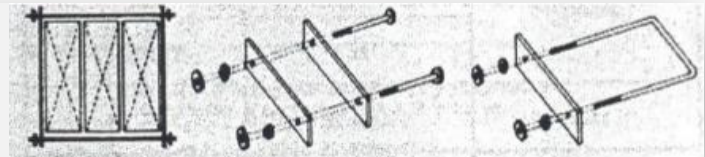


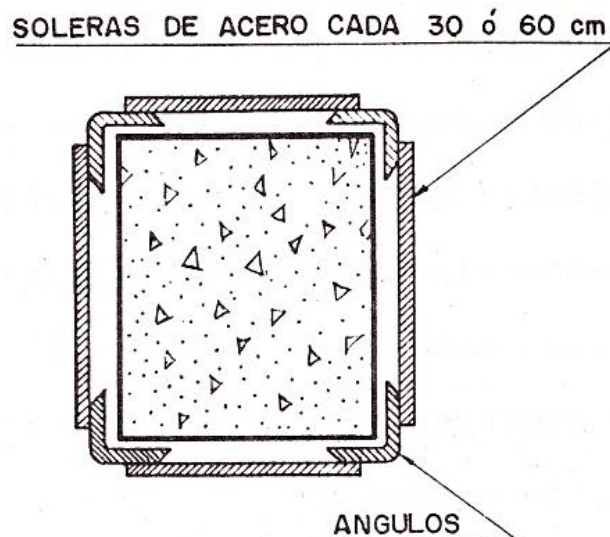
Fig. 2.1.2.9.b) Apuntalamiento robusto conformado por elementos en paquete (viguetas o tablonos), unidos mediante abrazaderas o bridas de acero, lo cual permite incrementar significativamente la capacidad de carga de los puntales



Fig. 2.1.2.10 Formas incorrectas de apuntalar. Arriba a la izquierda, se infringe el primer principio básico de todo apuntalamiento: estar firmemente apoyado. Arriba a la derecha, el arriostamiento no remata en el nodo. Abajo a la izquierda, el aparente arriostamiento horizontal no es equidistante, y el acuñaamiento de los puntales es defectuoso. Abajo a la derecha, el apuntalamiento de un balcón debe efectuarse al centro para que la losa de éste continúe trabajando en voladizo

b) Soportes a base de perfiles estructurales

Se recomiendan cuando las cargas que deban recibir o las alturas que se requieran alcanzar sean demasiado grandes, asimismo, además del uso de carácter provisional que pueden tener, en no pocas ocasiones son incorporados a la estructura como elementos permanentes de reforzamiento y rehabilitación. En el caso de apuntalamientos, al igual que ocurre con los de madera, los soportes de acero deben contener placas de apoyo para prevenir problemas de penetración, así como cuñas de ajuste que garanticen un adecuado contacto con las losas o trabes que sustenten y en las que se apoyen. Como se mencionó al principio, una de las ventajas de este tipo de soportes es que en el caso de que los elementos dañados sean columnas de concreto, estas pueden ser reforzadas mediante la colocación de ángulos en las esquinas unidos a su vez con placas o soleras perimetrales, tal como se muestra en la fig. 2.1.2.11, de modo que además de cumplir con la función de proporcionar soporte provisional, pueden ser aprovechados para una posterior rehabilitación simplemente con adicionarles algunas piezas, elementos de conexión y anclaje, y aplicándoles un acabado final, cuidando únicamente que los extremos no queden desprovistos de collarines de placas de acero para así evitar eventuales fallas en las proximidades de los nodos; finalmente es importante mencionar que los espacios formados entre los ángulos y las superficies de contacto de la columna que se va a reforzar, deben ser rellenados con morteros expansivos, garantizando de este modo una adecuada unión entre la columna original y su refuerzo.



Apuntalamiento con ángulos y soleras de acero

Fig. 2.1.2.11

En seguida, en las figs. 2.1.2.12 a 2.1.2.14 se presentan algunas imágenes que ejemplifican el uso de perfiles estructurales, tanto como medios de soporte provisional, como elementos de reforzamiento y rehabilitación.

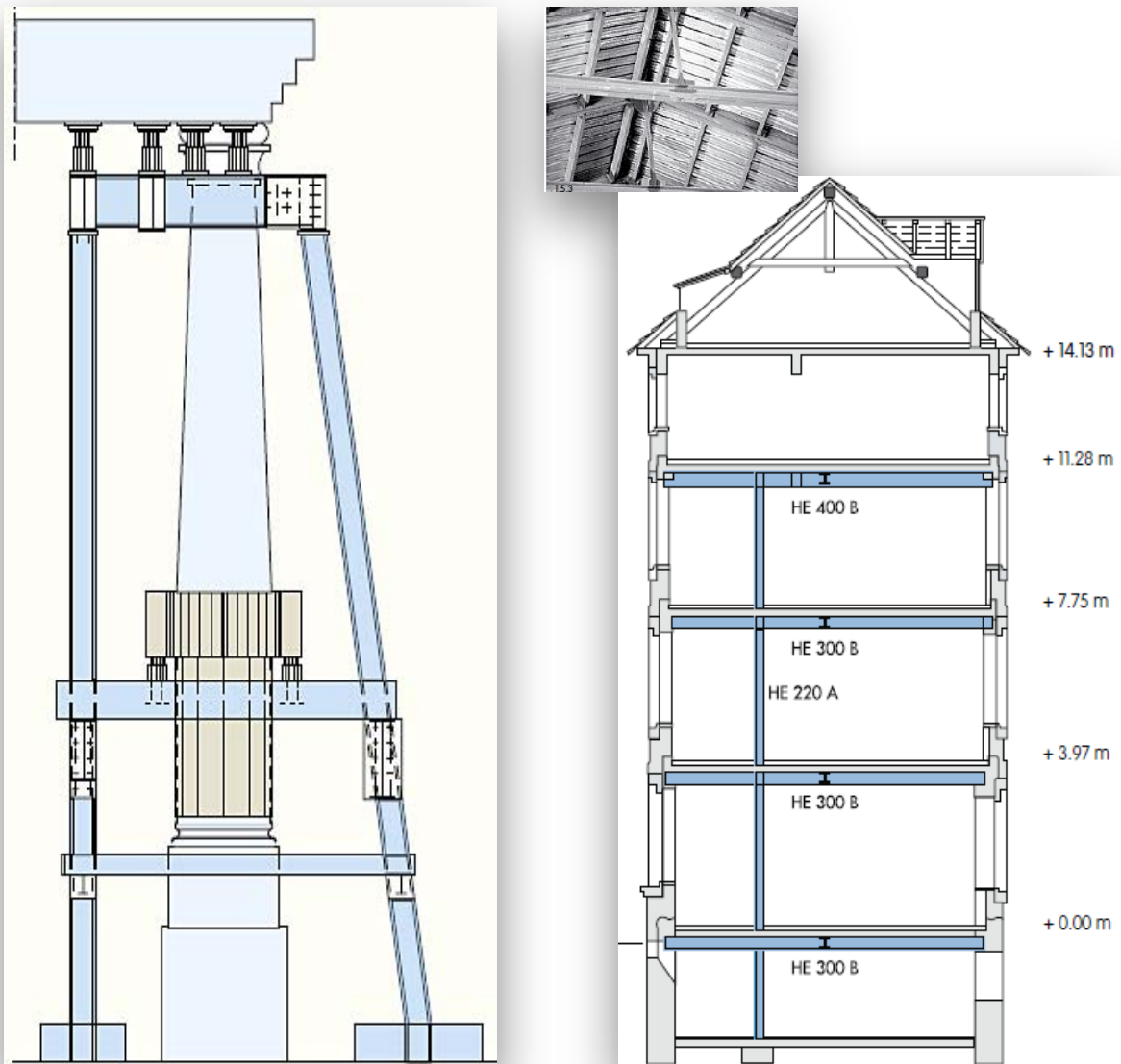


Fig. 2.1.2.12 Esquemas de apuntalamientos verticales mediante perfiles de acero. A la izquierda: Vista lateral de una estructura temporal para sujeción de columnas de un monumento histórico. A la derecha: Corte en altura de un edificio antiguo con apuntalamiento en todos los niveles desde la cimentación, el cual se complementó con elementos horizontales nuevos para sustituir la estructura interior en su totalidad



Fig. 2.1.2.13.a) Edificio de concreto armado y mampostería después de un sismo. En el exterior no se notaba muy afectado, pero en el interior presentó daños muy severos, principalmente en varias columnas de la planta baja, las cuales se decidió reforzar, implementándose primeramente un apuntalamiento a base de perfiles de acero (fig. siguiente)



Fig. 2.1.2.13.b) Arriba a la izquierda: apuntalamiento de emergencia alrededor de columna fallada por cortante. Arriba a la derecha: misma columna en reparación, sustituyendo apuntalamiento de emergencia por provisional de perfiles de acero. Abajo: modelación de la estructura (parte del proceso de rehabilitación).

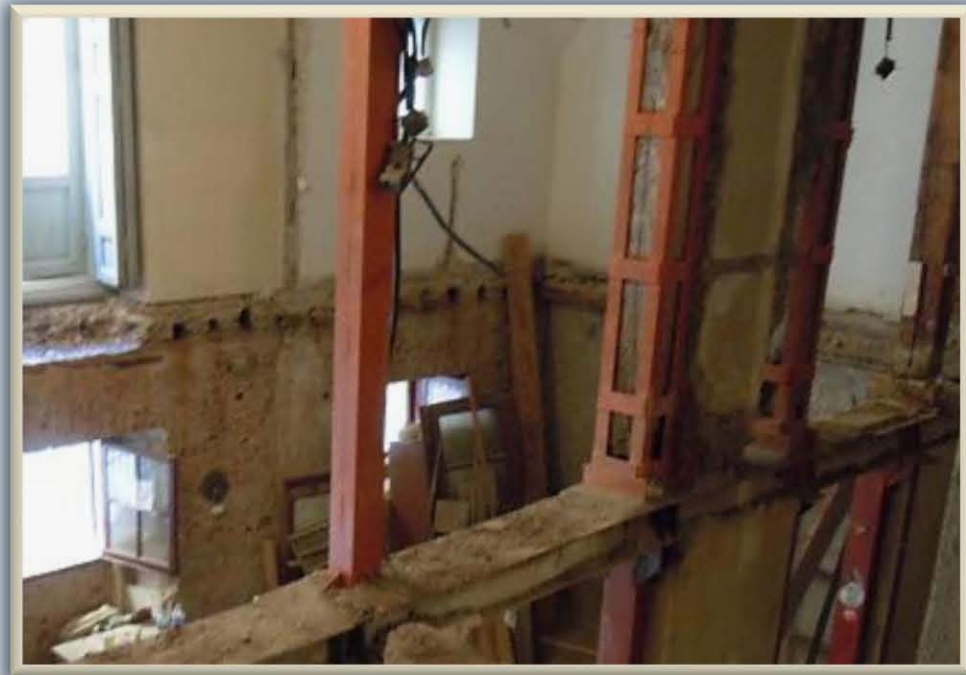


Fig. 2.1.2.14 Edificio antiguo de mampostería apuntalado con perfiles metálicos que fueron aprovechados para incorporarlos a la estructura, tanto en sustitución de columnas completas, como en reforzamiento de otras mediante la técnica de encamisado

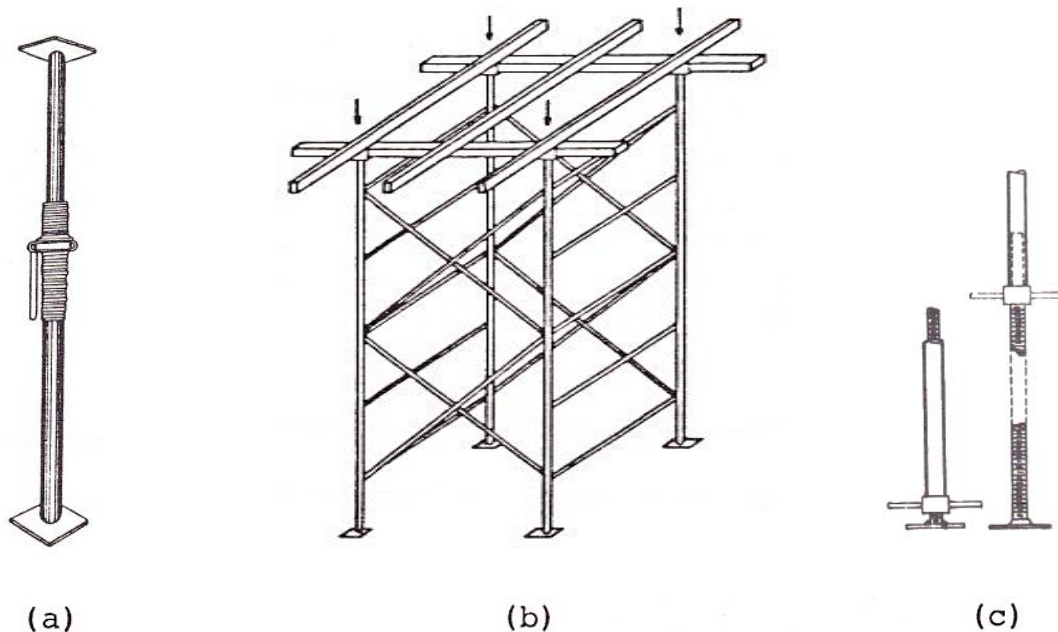


Fig. 2.1.2.15 Apuntalamientos “estabilizadores” a base de perfiles metálicos con arriostramientos horizontales coplanarios y oblicuos, que cuando se colocan interiormente, como en estos ejemplos, al diseñarlos debe preverse que no interfieran con los trabajos de rehabilitación

c) Puntales telescópicos y tubulares en general

Comercialmente existe una gran variedad de diseños y medidas de este tipo de elementos producidos de forma industrial principalmente con el fin de soportar obras falsas y cimbras de estructuras de concreto.

Asimismo, por lo esbelto y compacto de su conformación que hace demandar relativamente poco espacio, tales piezas resultan muy convenientes para obras de rehabilitación, empezando por los soportes individuales de tipo telescópico como el que se muestra en la fig. 2.1.2.16.a, recomendado para cargas ligeras o medias, con una capacidad de carga vertical promedio de 2 ton. para una altura de alrededor de 3 m., pudiéndose hallar comercialmente aún con mayores capacidades de carga y longitudes. Su característica principal como el nombre lo indica, es que la altura puede ser ajustada mediante una extensión tubular perforada y/o roscada que se desplaza a través de un tubo perimetral, rematándose ambos extremos con placas de apoyo. En otros casos, como cuando se requiere soportar extensas áreas de sistemas de piso o cubiertas, se puede recurrir a la combinación de varios soportes individuales así como al empleo de armazones tubulares fabricados en varios tamaños y modelos, los cuales, según se ilustra en las figs. 2.1.2.16.b y 2.1.2.16.c, pueden ser complementados con múltiples aditamentos como crucetas de arriostramiento, cabezales para largueros, dispositivos de nivelación y sujeción, mecanismos de seguridad, etc.



Puntales telescópicos y elementos tubulares diversos

Fig. 2.1.2.16

Las siguientes figs. 2.1.2.17 y 2.1.2.18, muestran datos y detalles técnicos a propósito de la conformación y características generales de puntales tubulares de tipo telescópico.

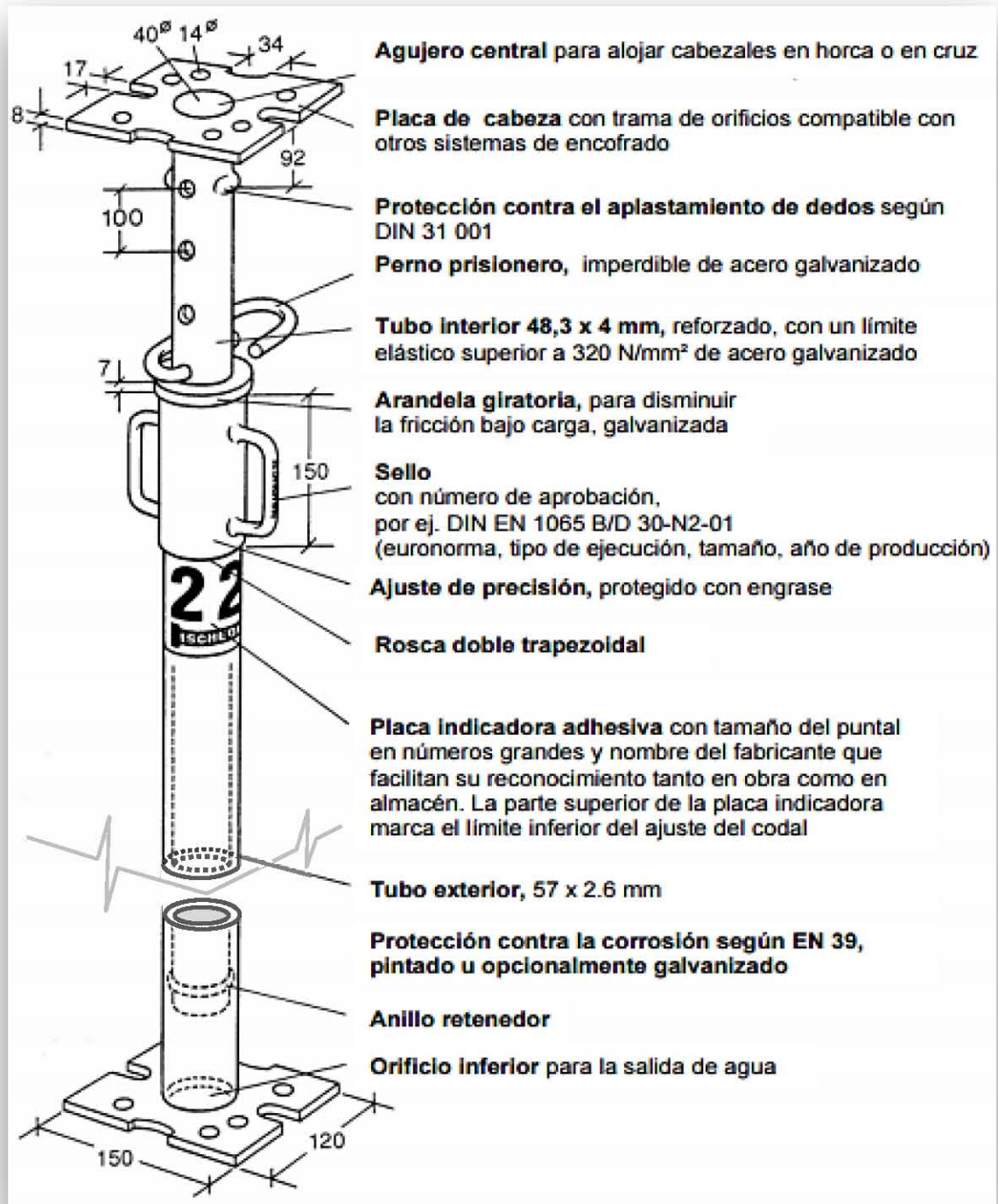


Fig. 2.1.2.17 Esquema detallado que muestra los principales componentes y especificaciones de un puntal tipo telescópico de acero

Cargas admisibles en kN (DIN EN 1065)

Altura en m	Tamaño 2 Clase B/D 30 1.80-3.00 m		Tamaño 3 Clase B/D 35 2.30-3.50 m	
	B 30	Fijación sistema ext.	B 35	Fijación sistema ext.
	D 30		D 35	
1,80	30,0	39,0		
1,90	30,0	36,0		
2,00	30,0	33,0		
2,10	27,2	31,0		
2,20	24,8	29,0		
2,30	22,7	28,0	26,5	35,0
2,40	20,8	27,0	24,3	34,0
2,50	20,0	26,0	22,4	32,0
2,60	20,0	25,0	20,7	31,0
2,70	20,0	24,0	20,0	29,0
2,80	20,0	23,0	20,0	28,0
2,90	20,0	22,0	20,0	27,0
3,00	20,0	21,0	20,0	26,0
3,10			20,0	25,0
3,20			20,0	24,0
3,30			20,0	23,0
3,40			20,0	22,0
3,50			20,0	21,0

Altura en m	Tamaño 4 Clase C/D 40 2.60-4.10 m		Tamaño 7 Clase C/D 55 4.00-5.50 m	
	C 40	Fijación sistema ext.	C 55	Fijación sistema ext.
	D 40		D 55	
2,60	35,0	39,0		
2,70	33,8	38,0		
2,80	31,4	37,0		
2,90	29,3	36,0		
3,00	27,3	35,0		
3,10	25,6	33,0		
3,20	24,0	31,0		
3,30	22,6	30,0		
3,40	21,3	29,0		
3,50	20,0	28,0		
3,60	20,0	27,0		
3,70	20,0	26,0		
3,80	20,0	25,0		
3,90	20,0	25,0		
4,00	20,0	24,0	20,6	22,5
4,10	20,0	23,0	20,0	22,0
4,20			20,0	21,8
4,30			20,0	21,4
4,40			20,0	21,2
4,50			20,0	21,0
4,60			20,0	20,0
4,70			20,0	20,0
4,80			20,0	20,0
4,90			20,0	20,0
5,00			20,0	20,0
5,10			20,0	20,0
5,20			20,0	20,0
5,30			20,0	20,0
5,40			20,0	20,0
5,50			20,0	20,0

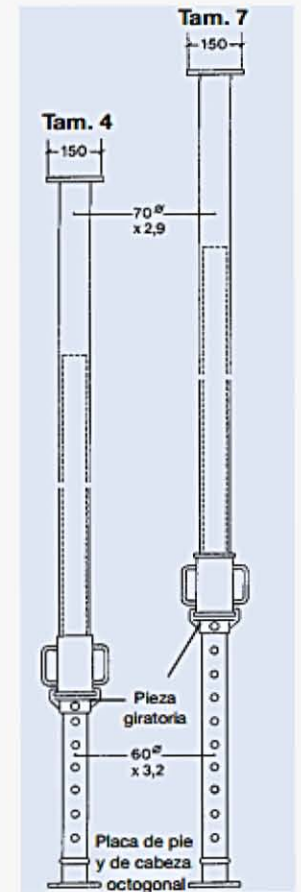
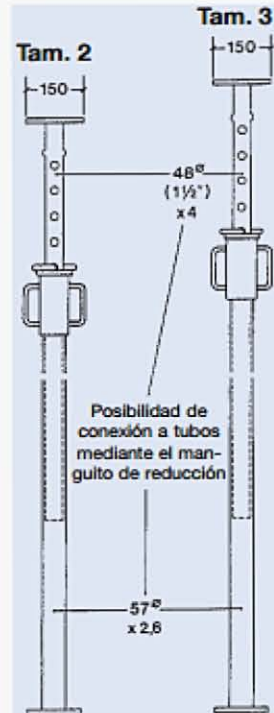


Fig. 2.1.2.18 Cargas permisibles para diferentes tamaños de puntales tubulares

En seguida, de entre una amplia variedad de marcas y modelos de puntales tubulares de tipo telescópico que existen en la actualidad, se muestran algunas imágenes representativas de su uso.



Fig. 2.1.2.19 Apuntalamiento de emergencia rápido y eficaz, alrededor de columna colapsada. Mismo edificio de las figs. 2.1.2.13.a y 2.1.2.13.b



Fig.2.1.2.20 Edificio con estacionamiento de 2 niveles, los que fueron copiosamente apuntalados con elementos tubulares simples para poder efectuar subsecuentemente, la rehabilitación de secciones de losas, traveses y columnas dañadas.

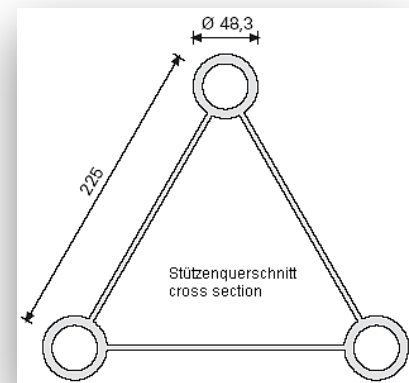


Fig. 2.1.2.21 Puntales telescópicos de mayor capacidad de carga y altura que los tubulares convencionales. Los amarillos son de aluminio, muy ligeros, con peso de 19 kg. y capacidad portante de 90 kN, así como una longitud máxima extensible de 6.25 m. Los de color rojo son de muy elevada capacidad de carga, la cual se encuentra en el rango de los 180 a 200 kN, también son

ligeros, de aluminio, con un peso aproximado de 29 kg, teniendo como desventaja que están diseñados para alturas no mayores a 3 m.

Las variantes de puntales metálicos tubulares de última generación, además de los convencionales de tipo mecánico, incluyen a los que son de accionamiento neumático e hidráulico, con niveles de soporte muy elevados, del orden de 10 Ton, cuyos alcances y aplicaciones van más allá de la mera utilización en apuntalamientos para la construcción o rehabilitación de edificaciones, igualmente han resultado ser muy eficaces en situaciones apremiantes como son el levantamiento y/o estabilización de vehículos accidentados, así como en las labores de remoción y apuntalamiento de emergencia de estructuras colapsadas, durante operaciones de rescate, etc. A continuación, la fig. 2.1.2.22 presenta una gráfica en la que se puede observar la variación de la capacidad de soporte axial de este tipo de puntales, en función de su longitud. Asimismo, la fig. 2.1.2.23, acompañada de una sinopsis técnica, así como la 2.1.2.24 y 2.1.2.25, muestran las características y usos en general de dichos elementos.

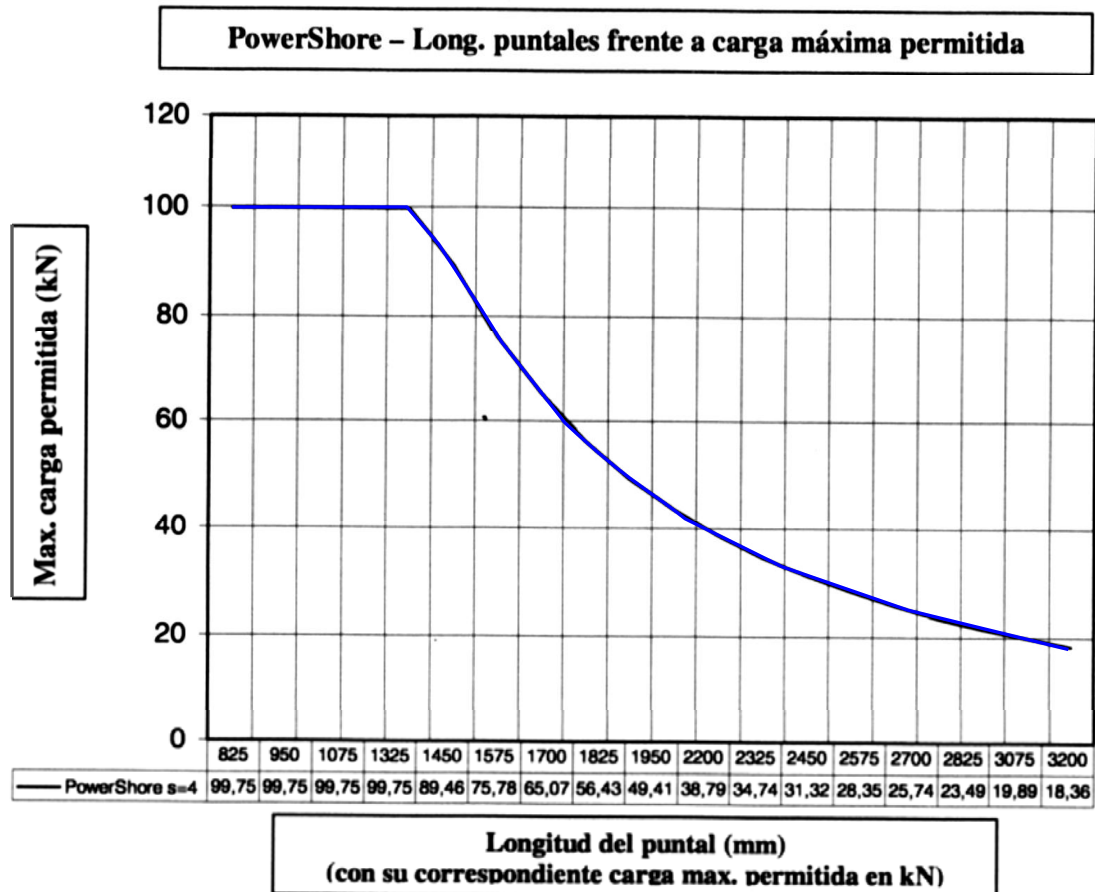


Fig. 2.1.2.22 Variación de la capacidad de carga en relación a la longitud, en puntales de elevado nivel de soporte



- (a) Puntal mecánico.- Su diseño esencialmente reside en un sistema de modulación de longitud que emplea tubos extensores acoplables. Es ligero, con un peso entre 3.5 y 6.7 kg y un rango de longitud desplegable de 0.25 a 1.09 m. La eyección y retracción del extensor se efectúa de forma manual, operación que al igual que la conexión de los componentes y accesorios, resulta rápida y fácil de ejecutar. La carga queda asegurada por medio de un dispositivo de bloqueo roscado y puede ser sustentada en diversos ángulos sin que haya pérdida de la capacidad portante nominal, pues para tal efecto existen accesorios especiales como cabezales y bases giratorias.
- (b) Puntal neumático.- En principio cuenta con el mismo sistema de modulación y acoplamiento que el puntal mecánico, aunque no es tan ligero, pues su peso varía entre 7.3 y 11.2 kg para un rango de longitudes equiparable. Su característica principal es que tiene un mecanismo de elevación a base de aire comprimido, proveído ya sea por medio de envases portátiles o por un compresor, a una presión de trabajo no mayor a 116 psi que a su vez proporciona una resultante de empuje máximo de 4 kN.
- (c) Puntal hidráulico.- Tiene las mismas características, en cuanto a diseño se refiere, de los otros dos tipos de puntales, y al igual que el neumático, la fuerza de elevación la suministra un fluido a presión, sólo que en éste caso, el fluido es un aceite de alta viscosidad bombeado a una presión de trabajo máxima de 10,443 psi, que deriva en una fuerza de empuje equivalente a la capacidad nominal de soporte del puntal, de 100.2 kN. Cabe mencionar que una gran ventaja tanto de éste, como del puntal neumático, es que se pueden accionar remotamente utilizando mangueras de varios metros de longitud para el suministro del fluido a presión, lo cual resulta ser bastante útil en los casos de estructuras muy inestables con alto riesgo de derrumbes o colapso.

Fig. 2.1.2.23 Ilustración y breve descripción de puntales modernos de elevada capacidad de carga



Fig. 2.1.2.24 Usos de puntales mecánicos modernos. Arriba izq., apuntalamiento de vano de puerta de edificio antiguo. Arriba der., empleo combinado con puntales tubulares convencionales. Abajo, puntal de corta longitud utilizado para elevación de losa de concreto



Fig. 2.1.2.25 Imágenes de usos de puntales neumáticos e hidráulicos. Arriba izq., soportes neumáticos apuntalando edificio parcialmente colapsado. Abajo izq., puntales hidráulicos para soporte de losa en descanso de escalera. Arriba y abajo der., soportes hidráulicos de corta longitud con capacidad de elevación remota, utilizados sobre todo para operaciones de rescate en espacios reducidos

Finalmente, resulta oportuno mencionar los elementos tubulares prefabricados de andamiaje, compuestos básicamente por bastidores o marcos unidos entre sí mediante crucetas, conformando cuerpos de cuatro apoyos que se pueden sobreponer para formar torres de gran altura (10 m. o más) sin perder estabilidad, a pesar de estar hechos de perfiles de menor calibre y resistencia que los puntales individuales. Por lo anterior, no es difícil suponer que este tipo de elementos es muy útil para apuntalar construcciones antiguas como iglesias, que suelen tener techos o bóvedas de 5 m. o más de altura, así como edificios con alturas de entrepiso de más de 3.50 m., aunque su mayor inconveniente es que requieren de áreas despejadas amplias para poder ser instalados y realizar su función adecuadamente. Actualmente existe una amplia variedad de diseños, medidas y accesorios para tales estructuras prefabricadas, pero en esencia se componen de las mismas partes. Las figs. 2.1.2.26 y 2.1.2.27 ilustran lo anterior.

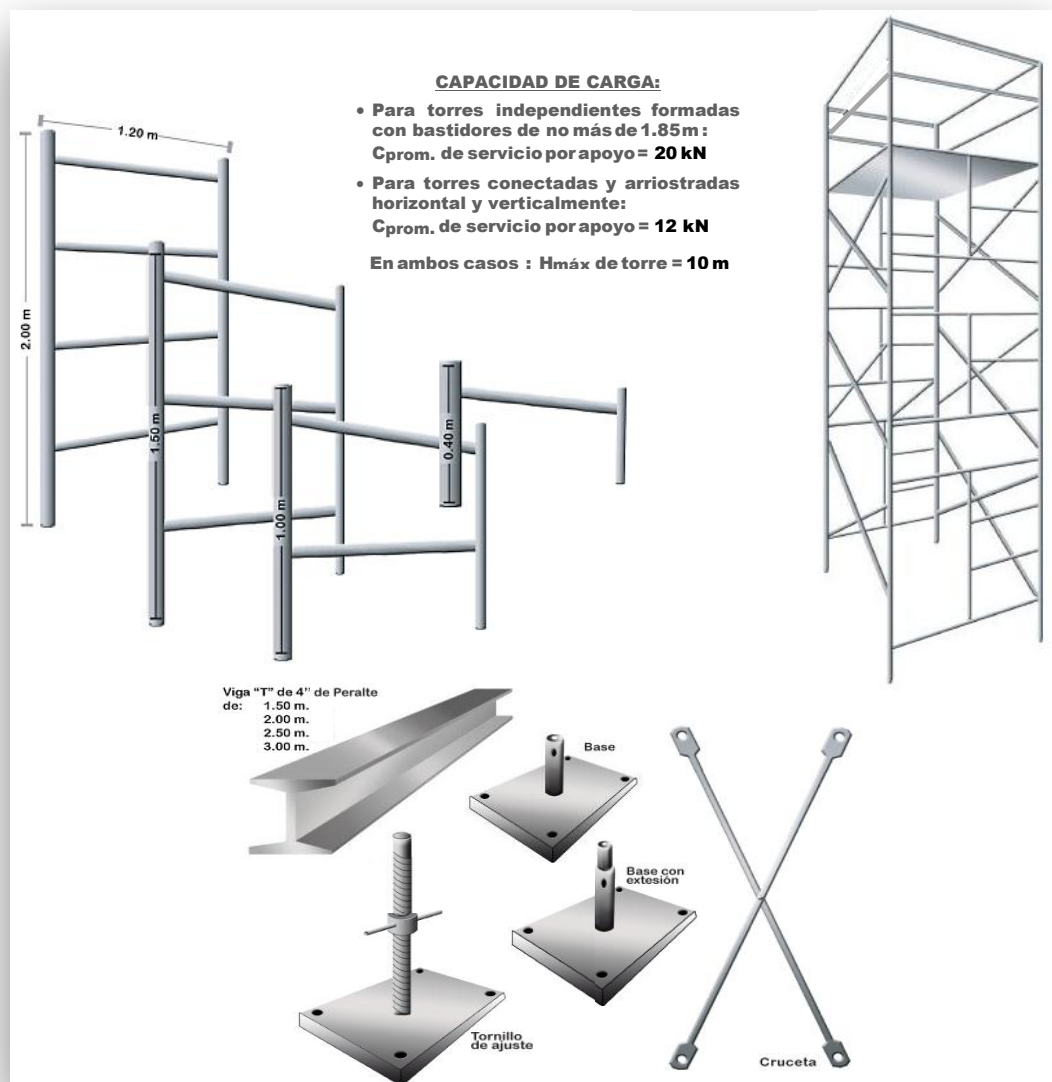


Fig. 2.1.2.26 Componentes y accesorios principales de estructuras tubulares de andamiaje



Fig. 2.1.2.27 Uso de diversos sistemas de andamiaje en obras de rehabilitación de construcciones con alturas considerables. Arriba izq., conjunto de andamios conectados y arriostrados para el soporte de plataforma de mantenimiento de bóvedas a más de 10m de altura. Arriba der., torres de andamiaje bajo cúpula de más de 20 m. de altura.

Abajo, imagen y esquema de modulación de torres de andamios para trabajos de rehabilitación de campanario de 92 m. de altura, de una iglesia medieval

2.1.3. SOPORTE LATERAL

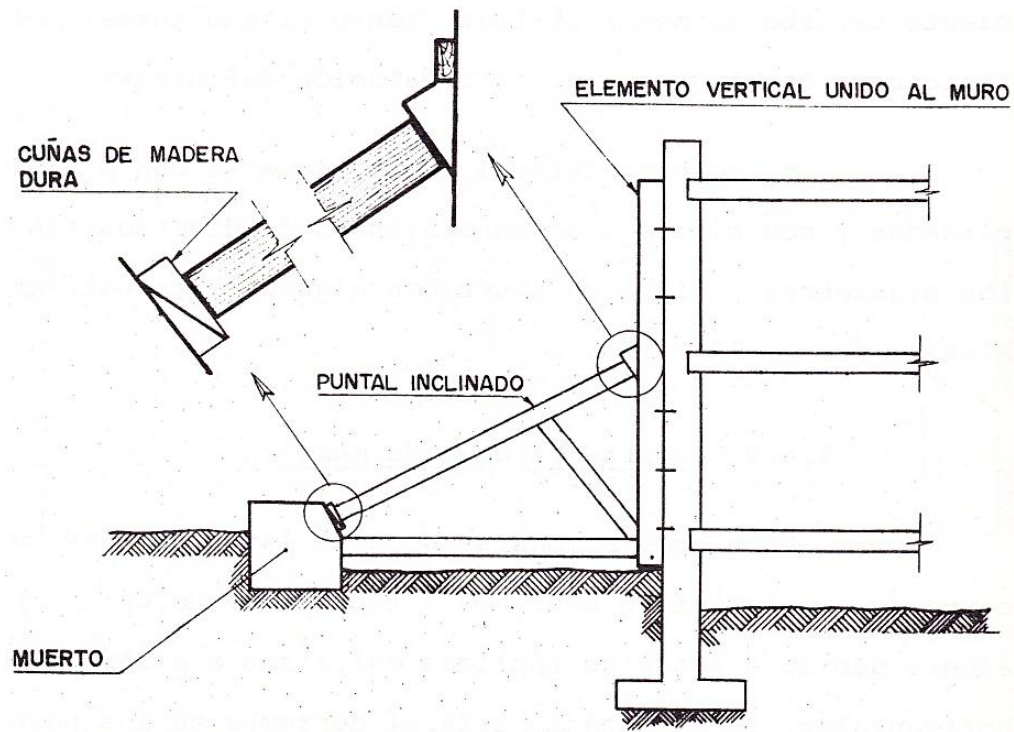
Por lo general, tal y como lo prevén los reglamentos de construcción y normas técnicas actuales, la mayoría de las estructuras que han sufrido daños significativos por sismo, requieren de soportes laterales que les proporcionen estabilidad y seguridad provisionales en tanto se realizan los trabajos de reparación y reforzamiento, siendo pertinente señalar que a diferencia de lo que ocurre con el dimensionamiento, ubicación y selección del tipo de elementos para apuntalamiento vertical que normalmente no representa mayor problema, en el caso de los soportes laterales, su definición y diseño reviste mayor grado de dificultad y precisa hacerse con mucho más cuidado, entre otras razones, porque al ser utilizados principalmente para evitar incrementos en desplomes, agrietamientos o incluso colapsos en muros de carga perimetrales, que posteriores réplicas de sismo pudiesen provocar, generalmente el espacio disponible para la colocación de este tipo de elementos es mucho menor que para puntales verticales, lo que incide para que el número de los primeros sea mucho menor en relación al de los segundos, lo cual a su vez repercute en que las cargas que eventualmente deban resistir sean bastante mayores que las correspondientes a puntales verticales, debiendo finalmente agregar a tales consideraciones, la de cerciorarse que los sectores o puntos de apoyo elegidos para el apuntalamiento no presenten daños importantes y tengan la capacidad suficiente para la sobrecarga que deberán soportar, además de procurar que el sistema de apuntalamiento estorbe lo menos posible el uso y operación normal del inmueble, así como las actividades inherentes a las obras de rehabilitación.

De acuerdo al tipo de elemento estructural al que se destine, se tienen dos formas principales de dar soporte lateral, la primera que es para muros y columnas, se puede efectuar mediante puntales inclinados y tirantes o tensores, y la segunda se hace adosando elementos de contraventeo a marcos o pórticos. A continuación se describen algunas modalidades de estos dispositivos.

a) Soporte lateral de muros

Este se implementa principalmente en estructuras cuyos elementos de transmisión de carga vertical están conformados en gran parte, por muros de mampostería o concreto que al presentar desplomes o fisuras importantes, deben ser apoyados lateralmente para evitar que se incrementen tales efectos e incluso se logre revertir en la medida de lo posible el grado de desplome, y así prevenir eventuales derrumbes a causa de réplicas de sismo u otras cargas horizontales. En lo concerniente al tipo de apuntalamiento que en específico debe emplearse, éste obedece entre otros factores, al tipo de muro y a su ubicación dentro de la estructura, es decir, interior o perimetral, así como a las limitaciones de espacio prevalecientes, llevando tales condiciones a elegir de entre las variantes con puntales inclinados o con tirantes, que mencionamos previamente, la que resulte más apropiada en cada caso.

Así por ejemplo, si el elemento en cuestión es un muro perimetral y se cuenta con espacio suficiente alrededor de éste, puede dársele el soporte requerido mediante un apuntalamiento externo en posición inclinada como el que se ilustra en la fig. 2.1.3.1, también conocido como tornapunta, el cual dependiendo de las fuerzas que deba resistir, puede estar conformado por vigas simples o conjuntas, unidas por pernos o flejes si son de madera, cuidando que el punto de apoyo principal en el muro quede situado al nivel de las losas de entrepiso, sin olvidar que para evitar concentraciones excesivas de esfuerzos, siempre hay que colocar sobre el muro piezas verticales adicionales como polines o barrotes, fijándolas a éste con elementos de conexión adecuados para resistir la fuerza cortante originada por la componente vertical del puntal. También debe verificarse que el extremo inferior tenga a su vez como apoyo, un empotramiento que sea suficientemente capaz de resistir tanto fuerzas verticales como horizontales, lo cual puede conseguirse colando "in situ" un atraque o muerto de concreto. En cuanto a la inclinación del puntal, se acostumbra que ésta sea de 45° a 60° , aunque lo ideal es que sea de 30° , y al igual que en el caso del apuntalamiento vertical, es recomendable ajustar los puntos de apoyo mediante cuñas. Finalmente no está de más decir que para ésta forma de apeo también se pueden utilizar perfiles laminados, tubos de acero, e incluso puntales más sofisticados como los hidráulicos y neumáticos.



Apuntalamiento exterior

Fig. 2.1.3.1

Abundando sobre los elementos de madera, normalmente se recurre a ellos de primera mano en tareas de proporcionamiento de soporte provisional, debido principalmente a su gran versatilidad para adaptarse a múltiples requerimientos y condiciones como pasa precisamente con los apuntalamientos de tipo oblicuo, lo cual queda de manifiesto en las figs. 2.1.3.2 y 2.1.3.3, con la esquematización e imágenes de apuntalamientos a varios niveles de altura, reiterando de nueva cuenta que pueden efectuarse utilizando perfiles de acero e incluso puntales tubulares, en cuyo caso deberá ponerse especial cuidado en los apoyos, tanto de los cabezales como de las bases.

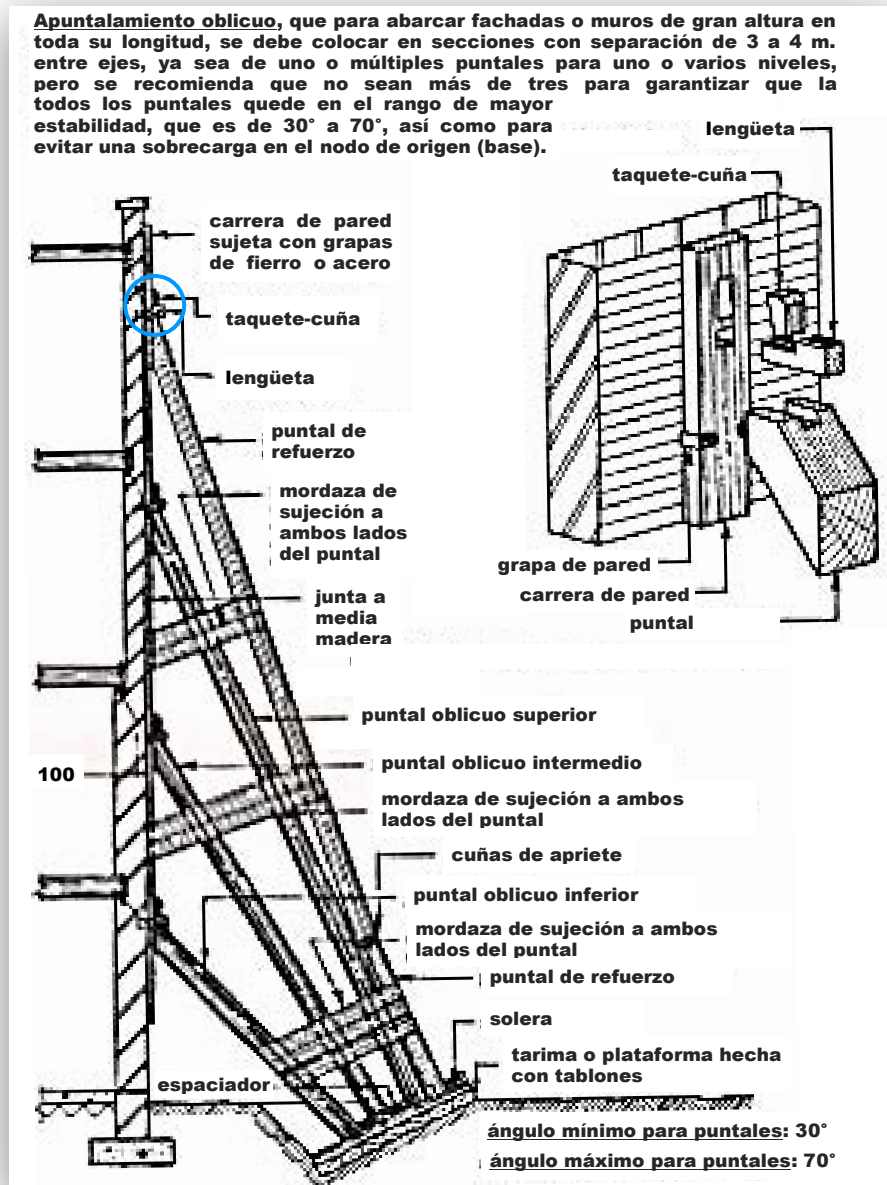


Fig. 2.1.3.2 Esquema y detalle tipo de un apuntalamiento para varios niveles de altura



Fig. 2.1.3.3. Apuntalamientos inclinados de madera. Arriba izq., 3 puntales en abanico dando soporte a una fachada. Arriba der., muro de doble altura sostenido con puntales paralelos. Abajo, barda de más de 5 m. de altura apuntalada en secciones equidistantes de 2 tablones en abanico

De manera análoga a lo descrito en el subcapítulo de apuntalamiento vertical, a continuación se muestra la tabla 2.1.3.A que contiene una clasificación general de apuntalamientos inclinados de madera, acompañada de un resumen referente a las principales características de los mismos.

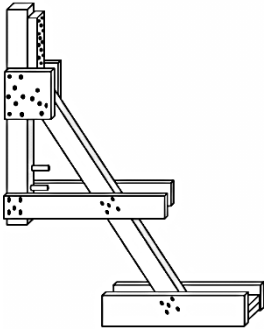
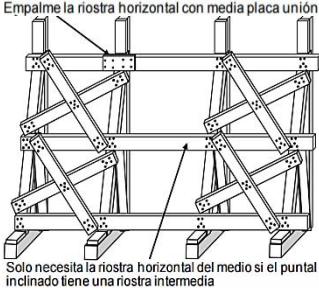
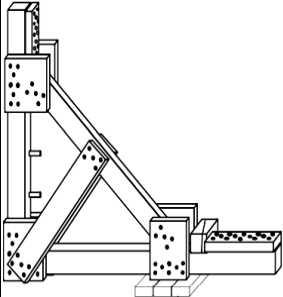
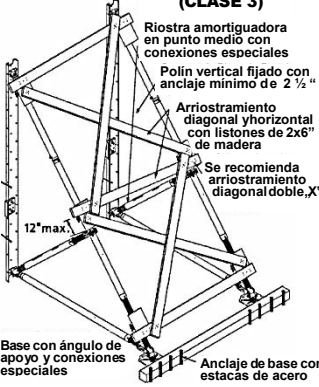
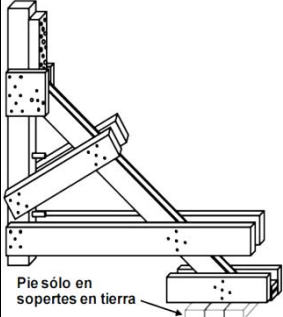
TIPO	DESCRIPCIÓN	CAPACIDAD DE CARGA (*)	TIPO	DESCRIPCIÓN	CAPACIDAD DE CARGA (*)
<p>AÉREO O DE FRICCIÓN (CLASE 1)</p> 	<p>Es de rápida instalación, por lo regular se emplea como opción inicial, hasta que se pueda colocar un sistema de apuntalamiento más confiable, y su principal ventaja es que normalmente puede erigirse sin necesidad de remover escombros.</p>	<p>1,000 lb (450 kg)</p> <p>H. prom.: 11 pies (3.30 m)</p>	<p>MÚLTIPLE. CUATRO POSTES O MÁS (CLASE 3)</p>  <p>Empalme la riostra horizontal con media placa unión</p> <p>Solo necesita la riostra horizontal del medio si el puntal inclinado tiene una riostra intermedia</p>	<p>Los puntales se unen a lo largo por medio de riostras horizontales, y se suele poner arriostamiento cruzado en los extremos, con lo que se logra alcanzar alturas de apuntalamiento considerables (de más de 20 pies), sin perder capacidad de carga.</p>	<p>3,600 lb (1,600 kg) <u>por puntal.</u></p> <p>H. prom.: 16 pies (4.90 m)</p> <p>Puntales: S_{máx} = 8 pies</p>
<p>BASE SÓLIDA O TRIÁNGULO COMPLETO (CLASE 2)</p>  <p>Pie sólo en sopertes en tierra</p>	<p>Es el tipo de apuntalamiento inclinado más estable y se construye preferiblemente con un ángulo de 45°, formando grupos de dos o más secciones conectadas o arriostradas lateralmente, como sistema clase 3.</p>	<p>2,500 lb (1,135 kg)</p> <p>H. prom.: 11 pies (3.30 m)</p>	<p>DE DOBLE TRIÁNGULO COMPLETO CON BARRAS AMORTIGUADORAS (CLASE 3)</p>  <p>Riostra amortiguadora en punto medio con conexiones especiales</p> <p>Polín vertical fijado con anclaje mínimo de 2 1/4"</p> <p>Arriostamiento diagonal y horizontal con listones de 2x6" de madera</p> <p>Se recomienda arriostamiento diagonal doble, X"</p> <p>12" max.</p> <p>Base con ángulo de apoyo y conexiones especiales</p> <p>Anclaje de base con estacas de acero</p>	<p>Este es un dispositivo de apuntalamiento que está conformado por elementos tubulares mecánicos, neumáticos o hidráulicos, ya sea en su totalidad, o en combinación con piezas de madera como son los polines verticales de apoyo con el muro, los de base para anclaje en el terreno, los de arriostamiento horizontal y diagonal, etc. Alcanzan alturas de entre 14 y 30 pies y su capacidad de carga es muy superior a la de los sistemas tradicionales.</p>	
<p>COMBINADO (CLASE 3)</p>  <p>Pie sólo en sopertes en tierra</p>	<p>Este resulta de combinar un apuntalamiento aéreo con uno de base sólida, su peculiaridad más notoria es que el brazo estabilizador horizontal está separado del suelo, una distancia no mayor a 1/3 de la altura total del sistema.</p>	<p>2,500 lb (1,135 kg)</p> <p>H. prom.: 11 pies (3.30 m)</p>			

Tabla 2.1.3.A

Como es muy amplio el universo de configuraciones de armado de apuntalamientos inclinados, extendiéndose aún más considerando elementos metálicos, se hizo una selección de los tipos más representativos, incluyendo los más novedosos, según se puede apreciar en las figs. 2.1.3.4 a la 2.1.3.8.



Fig. 2.1.3.4. Apuntalamientos de triángulo completo de fachada de mampostería, constituidos por 2 hileras de 3 puntales inclinados paralelos, con riostras de apoyo y cruzadas. Abajo, acercamiento para apreciar el anclaje de la base



Fig. 2.1.3.5. Apuntalamientos constituidos por elementos de grandes dimensiones. Arriba, 2 líneas de puntales en paralelo dando soporte en dos niveles de portal de mampostería. Abajo, puntales dobles largos conformados con vigas unidas con bridas de acero y tablillas. En ambos, nótese dado de concreto que se forja para empotrar la base de los puntales.



Fig. 2.1.3.6. Apuntalamientos oblicuos con puntales metálicos de gran capacidad de carga. Arriba, sistema triangular de 3 puntales paralelos soportando cimbra inclinada. Abajo, puntales telescópicos de acero alcanzando 14 m. de altura

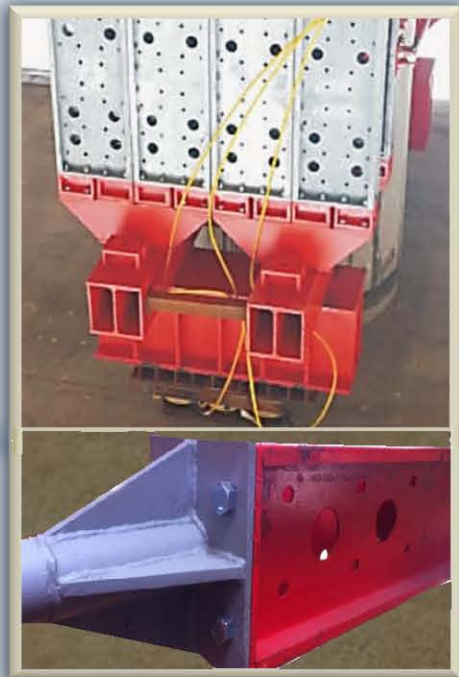


Fig. 2.1.3.7. Apuntalamientos a base de perfiles estructurales especiales. Arriba, entibado de muros de cimentación mediante puntales individuales de gran longitud y resistencia. Abajo izq., misma clase de puntales pero dispuestos en bloques, reteniendo un pesado pórtico de concreto. Abajo der., acercamiento de bases y accesorios de conexión

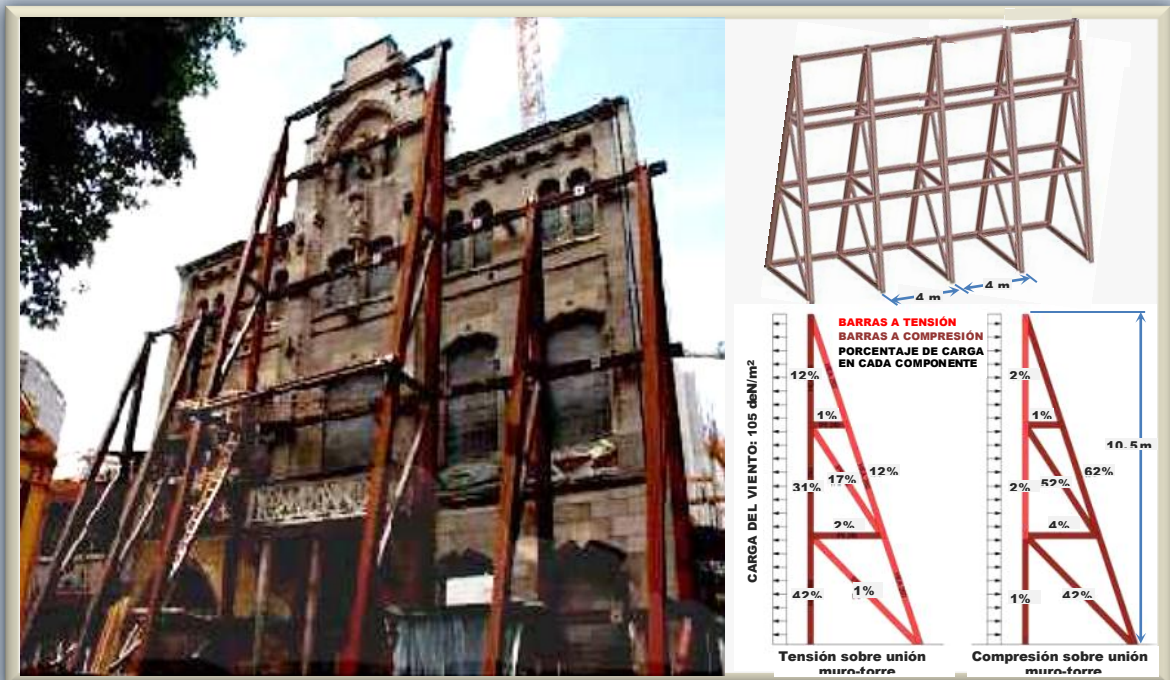
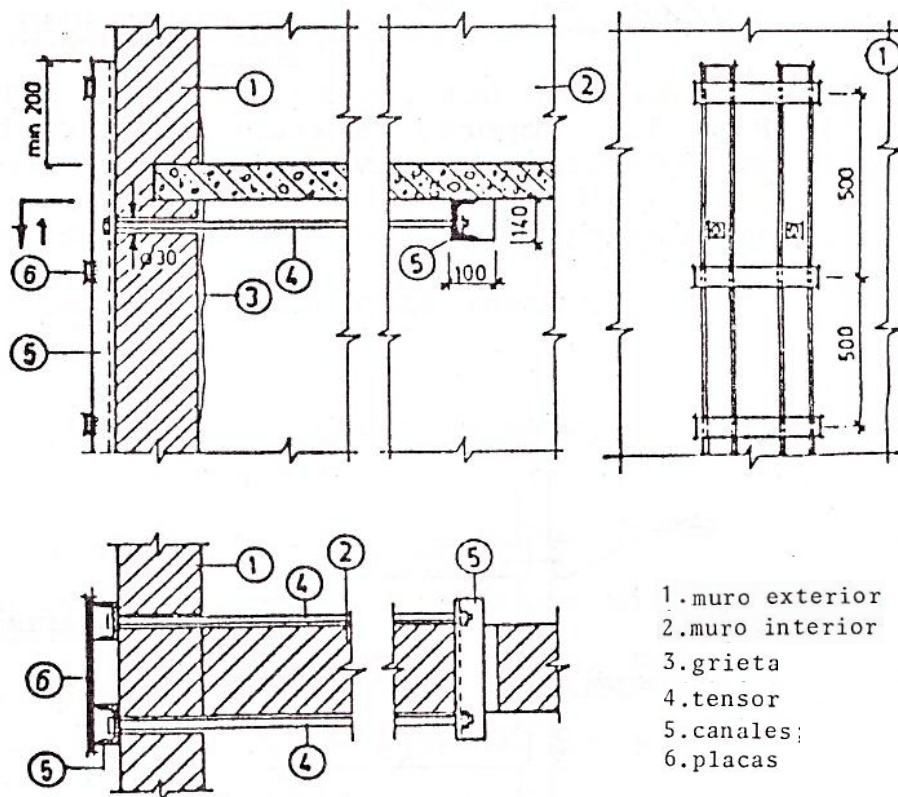


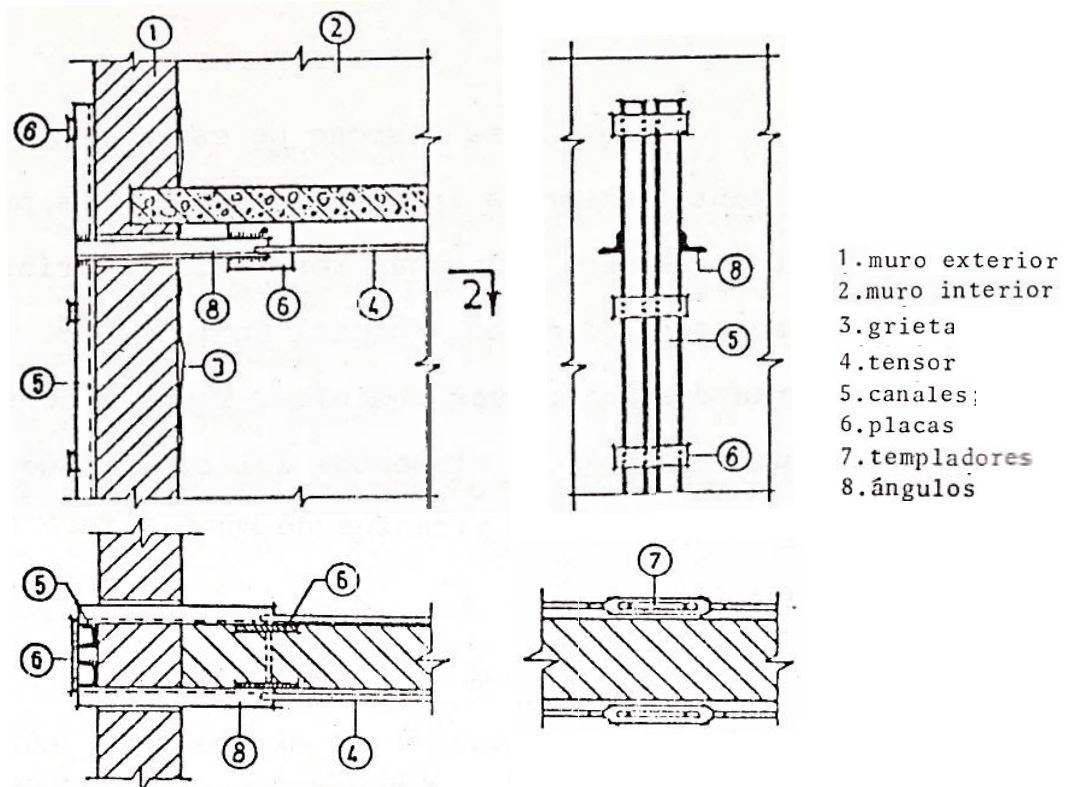
Fig. 2.1.3.8. Sistemas de soporte lateral denominados “estabilizadores”, contruidos con perfiles de acero. Arriba, estabilizadores y esquema con datos de cálculo, de una fachada de más de 10 m. de altura. Abajo, edificio de 7 niveles con estabilizadores asentados en basamentos de concreto (contrapesos)

En el caso de que no se disponga de suficiente espacio para colocar puntales y recordando lo mencionado al inicio de este subcapítulo respecto a las formas básicas de dar soporte lateral, se puede recurrir al uso de tirantes de acero rígidos o flexibles, que unan los muros dañados a muros o elementos que hallen en buen estado. Los de tipo rígido (tensores) pueden ser implementados con diversas variantes dependiendo de las piezas de sujeción y apoyo que se utilicen como: canales, ángulos, placas, pernos, etc., y de la forma de acoplarse con ellos para que realicen su función, según puede apreciarse en los incisos “a” y “b” de la fig. 2.1.3.9, debiendo hacerse notar que cualquiera que sea la variante utilizada, es muy importante verificar que los puntos de unión de los tirantes con los muros estén firmes y bien afianzados. Otra opción sería valerse de partes o elementos del sistema de piso para anclar los tensores, ya sea adosándolos con placas y pernos a una corta distancia de la intersección entre el muro dañado y dichos elementos, o a todo lo largo de ellos para ligar los tirantes a otro muro que se encuentre en buen estado, tal como se ilustra en los incisos “c” y “d” de la misma figura. Como se verá enseguida, adicionalmente al sistema de atirantado rígido, se tiene una amplia gama de posibilidades de atirantado a través de cables de acero y bandas o fajas para zunchado, e incluso combinarlos con perfiles estructurales o dispositivos de contraventeo.



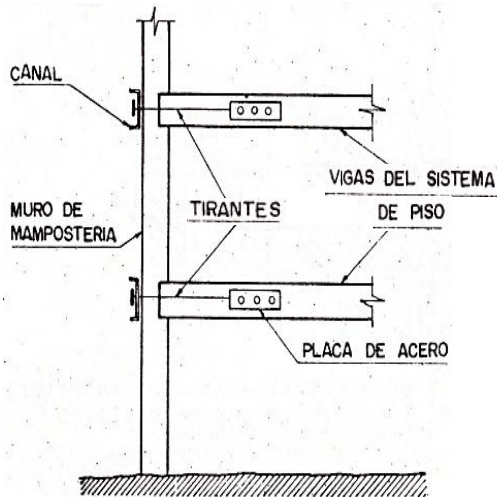
Alternativa A. Soporte interior con tirantes

Fig. 2.1.3.9.a



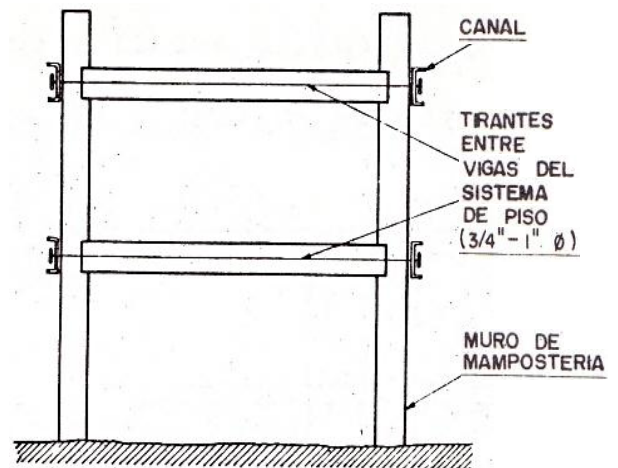
Alternativa B. Soporte interior con tirantes

Fig. 2.1.3.9.b



Anclaje de muro exterior a vigas de los sistemas de piso

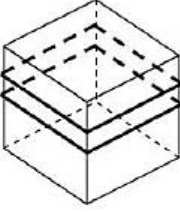
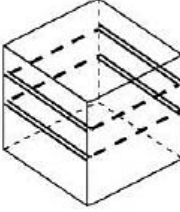
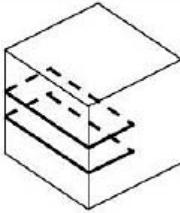
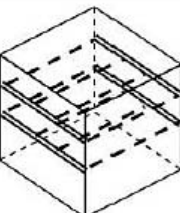
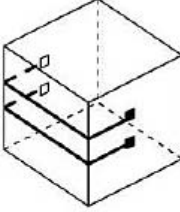
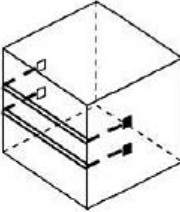
Fig. 2.1.3.9.c



Anclaje de muro a muro

Fig. 2.1.3.9.d

Por lo que respecta al atirantado con cables, la tabla 2.1.3.B muestra algunas formas de colocación y aplicación de dicho sistema, asimismo contiene una breve descripción de las principales características y condiciones de aplicación de los mismos. En seguida de la tabla, las figs. 2.1.3.10 a la 2.1.3.14, muestran esquemas que contienen detalles específicos de algunas de las formas de implementación de éste sistema de atirantado.

TIPO	DESCRIPCIÓN	TIPO	DESCRIPCIÓN
	A: FAJADURA TOTAL EXTERIOR Posibilidad de envoltura completa Longitud de las paredes a retener no muy extensas		D: TRANSVERSAL CON TIRANTES PASANTES LATERALES Paredes paralelas contrapuestas sobre las cuales poder apoyar los transversales Presencia de muros transversales a los cuales acercar los tirantes
	B: FAJADURA PARCIAL PASANTE Presencia de aberturas laterales alineadas (o posibilidad de practicar agujeros) a distancia no cercana de la pared a retener o posibilidad de practicar agujeros pasantes en zonas en concreto armado o en bloques de piedra		E: TRANSVERSAL CON TIRANTES DIFUNDIDOS INTERNOS Paredes paralelas contrapuestas sobre las cuales poder apoyar los transversales Presencia de elemento o sistema a distanciar en correspondencia de tirantes (vigas/losas, etc.)
	C: FAJADURA VINCULADA (*) Presencia de paredes laterales sobre las cuales poder vincular el cable a distancia no cercana de la pared a retener en zonas en concreto armado o en bloques de piedra		F: TRANSVERSAL CON TIRANTES LATERALES VINCULADOS (*) Presencia de paredes laterales sobre las cuales poder vincular el cable a distancia no cercana de la pared a retener en zonas en concreto armado o en bloques de piedra

Advertencia: los tirantes se tienen que posicionar siempre cerca de (o en pareja con) elementos (muros ortogonales, losas rígidas, vigas principales) en grado de cumplir la función de espaciador así de evitar que, sometidos a tensión o por acción sísmica, sus extremos puedan acercarse.

(*) Este símbolo indica que la solución está permitida solo si el anclaje se efectúa sobre zonas en concreto armado o en bloques de piedra cuadrados.

Tabla 2.1.3.B

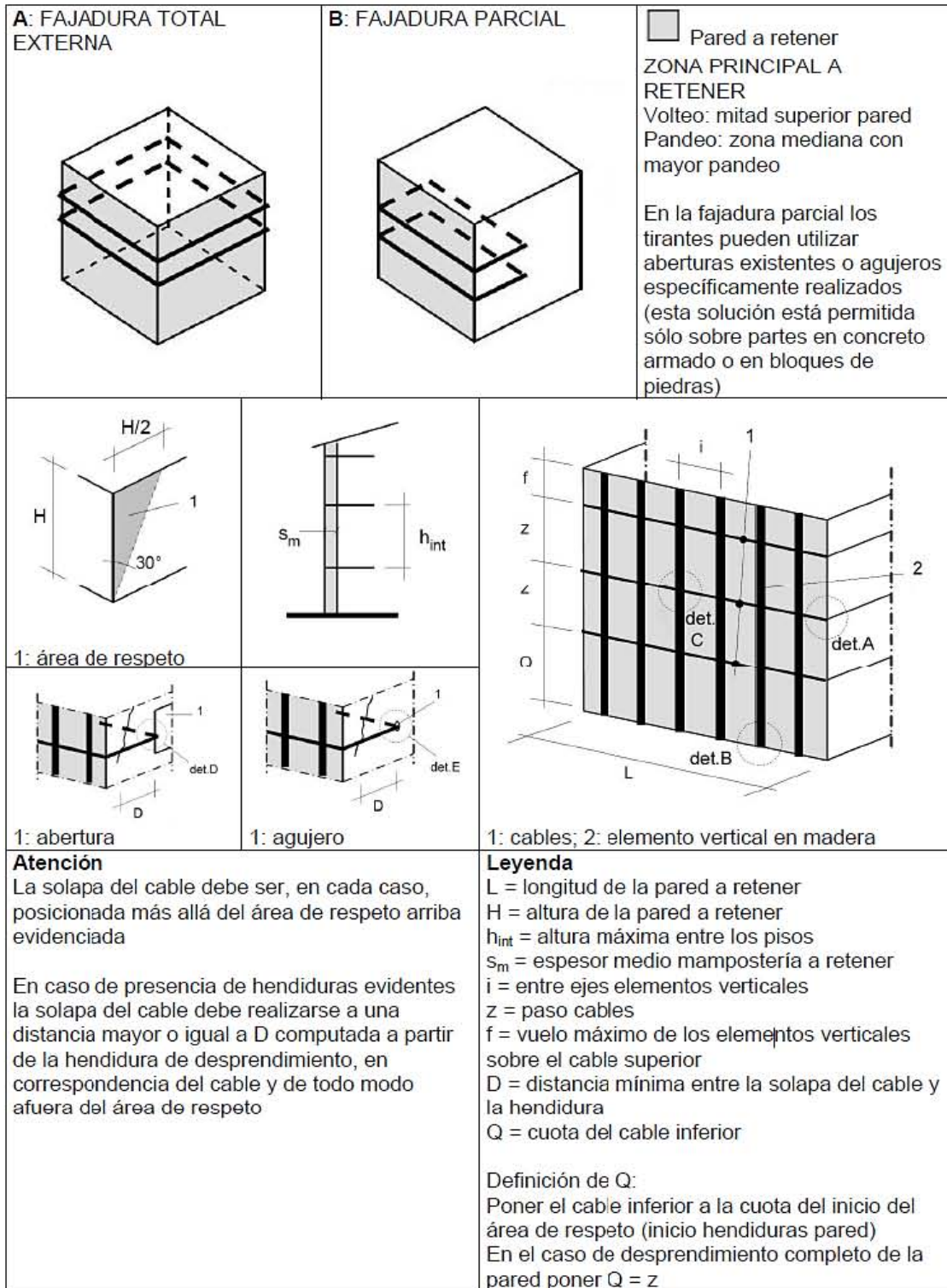


Fig. 2.1.3.10

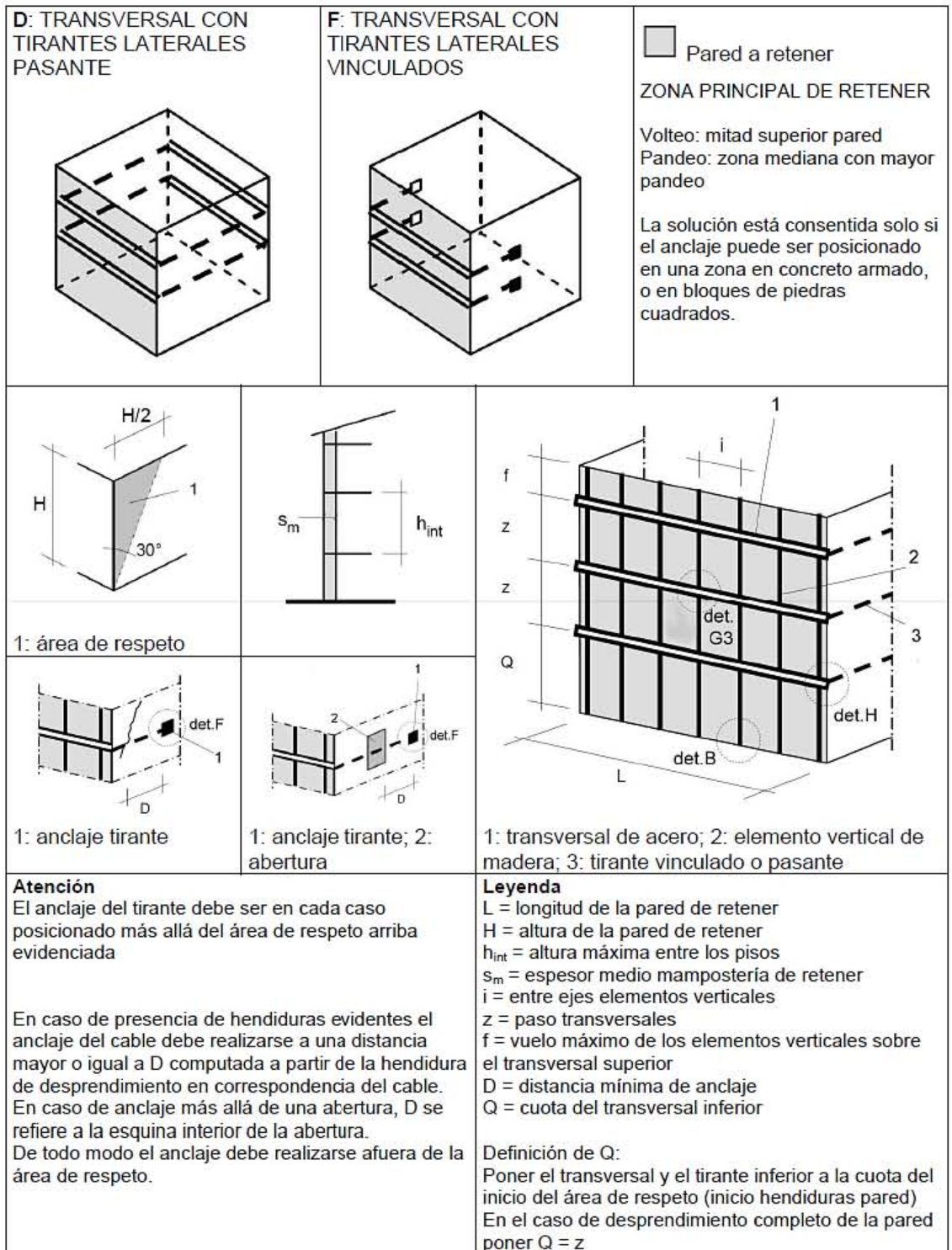
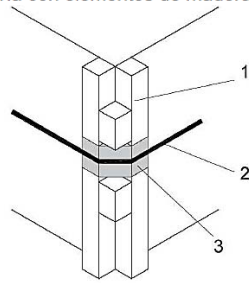


Fig. 2.1.3.11

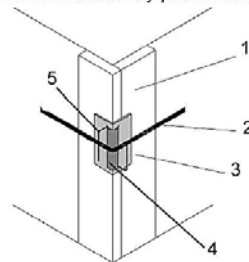
Detalle A: paso de cable por intersección (esquina) de muros de mampostería

Solución A1: elemento angular para esquina en mampostería con elementos de madera y chapa



- 1: elementos de madera 8x8 cm clavados o atornillados entre ellos y sostenidos o anclados al muro para evitar la caída del sistema en caso de aflojamiento del cable
- 2: cable
- 3: chapa metálica espesor 2 mm

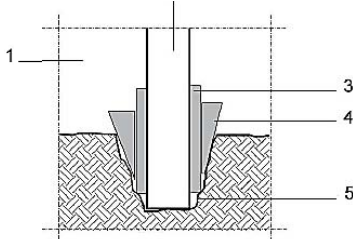
Solución A2: elemento angular esquinero en mampostería con tabloncillos y placa redondeada



- 1: tabloncillos 5x20 cm clavados o atornillados entre ellos y sostenidos o anclados al muro para evitar la caída del sistema en caso de aflojamiento del cable
- 2: cable
- 3: angular metálico a L 4 mm
- 4: medio tubo en acero soldado sobre el angular metálico
- 5: seguros en varilla de acero ϕ 6 mm

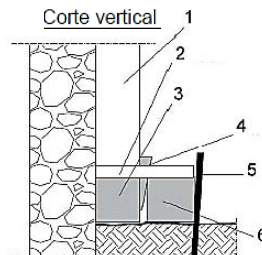
Detalle B: basamento del elemento vertical

Solución B1: anclaje a la base con excavación en el suelo



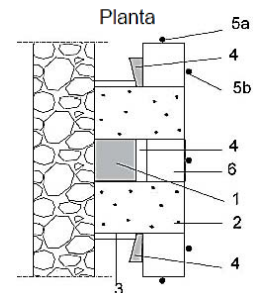
- 1: muro
- 2: elemento vertical en madera
- 3: tablón
- 4: cuña
- 5: excavación

Solución B1: anclaje a la base con contraste fuera del suelo



- 1: elemento vertical en madera
- 2: tablón de conexión 5x20 cm
- 3: elemento de contraste lateral
- 4: cuña
- 5: 3 varillas de acero frontales y 2 varillas de acero a los extremos ϕ 26
- 6: viga de contraste frontal

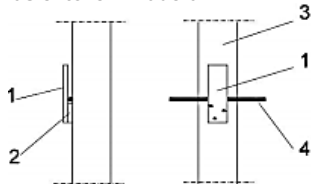
Nota: los elementos de contraste laterales y la viga de contraste frontal son de dimensiones iguales a la de los elementos verticales



- 1: elemento vertical en madera
- 2: tablón de conexión 5x20 cm
- 3: elemento de contraste lateral
- 4: cuña
- 5a: varilla de acero a los extremos ϕ 26
- 5b: varilla de acero frontal ϕ 26
- 6: viga de contraste frontal

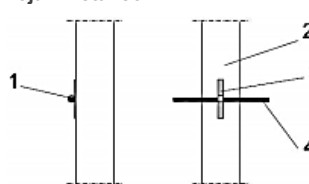
Detalle C: cruce cable – elemento vertical

Solución C1: Soporte con asiento en madera



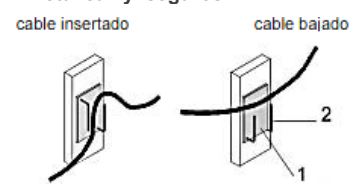
- 1: tabla en madera atornillada sobre el elemento vertical
- 2: espesor
- 3: elemento vertical en madera
- 4: cable

Solución C2: Soporte con ojal metálico



- 1: ojal metálico realizado con parte de tubo soldado sobre placa metálica
- 2: elemento vertical en madera
- 3: ojal metálico atornillado sobre el elemento vertical
- 4: cable

Solución C3: Soporte con placa metálica y seguros



- 1: placa metálica
- 2: seguros en varilla de acero ϕ 6

Cada elemento se sostiene o es anclado al muro para evitar la caída del sistema en caso de aflojamiento del cable

Fig. 2.1.3.12

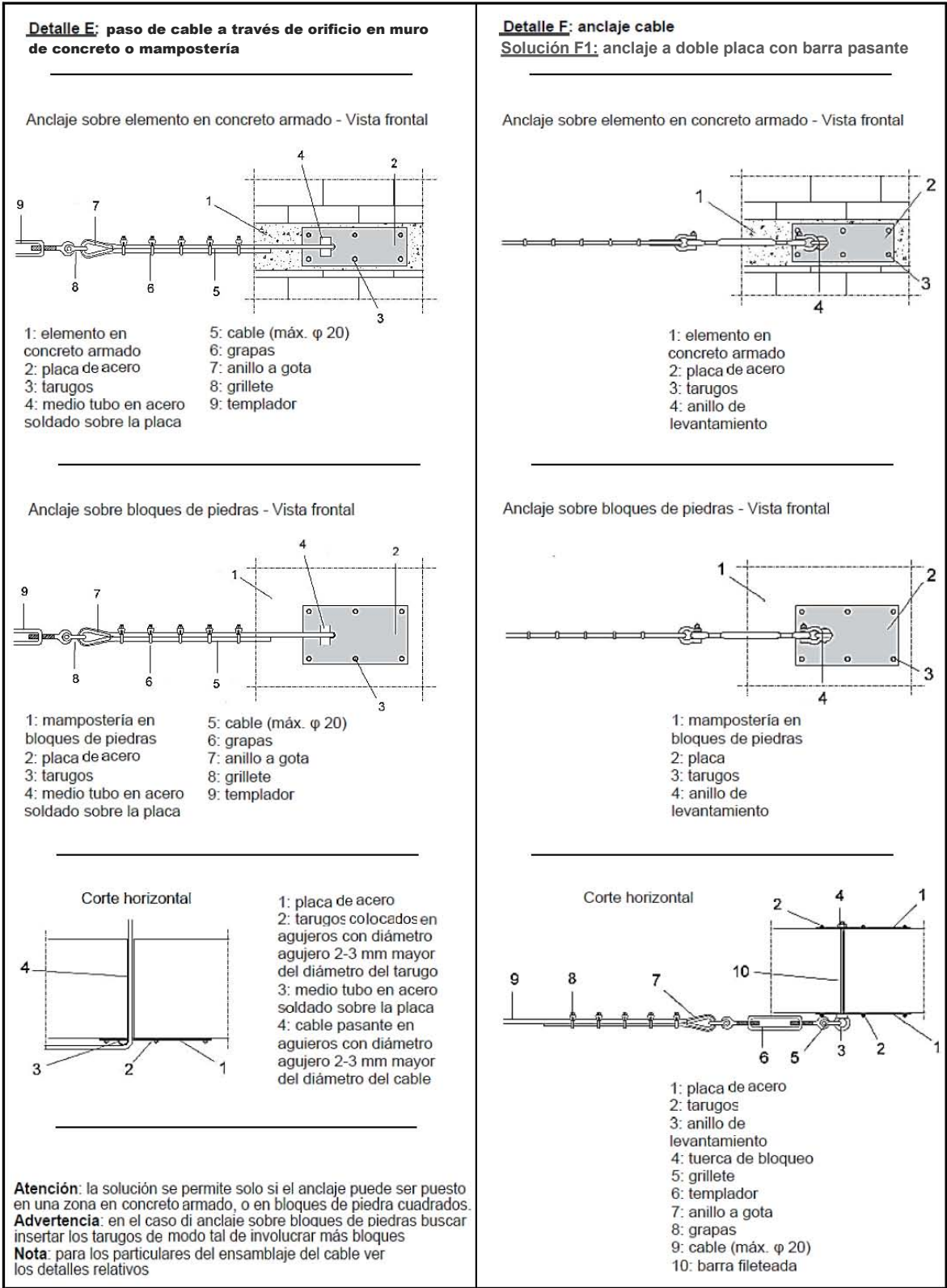


Fig. 2.1.3.13

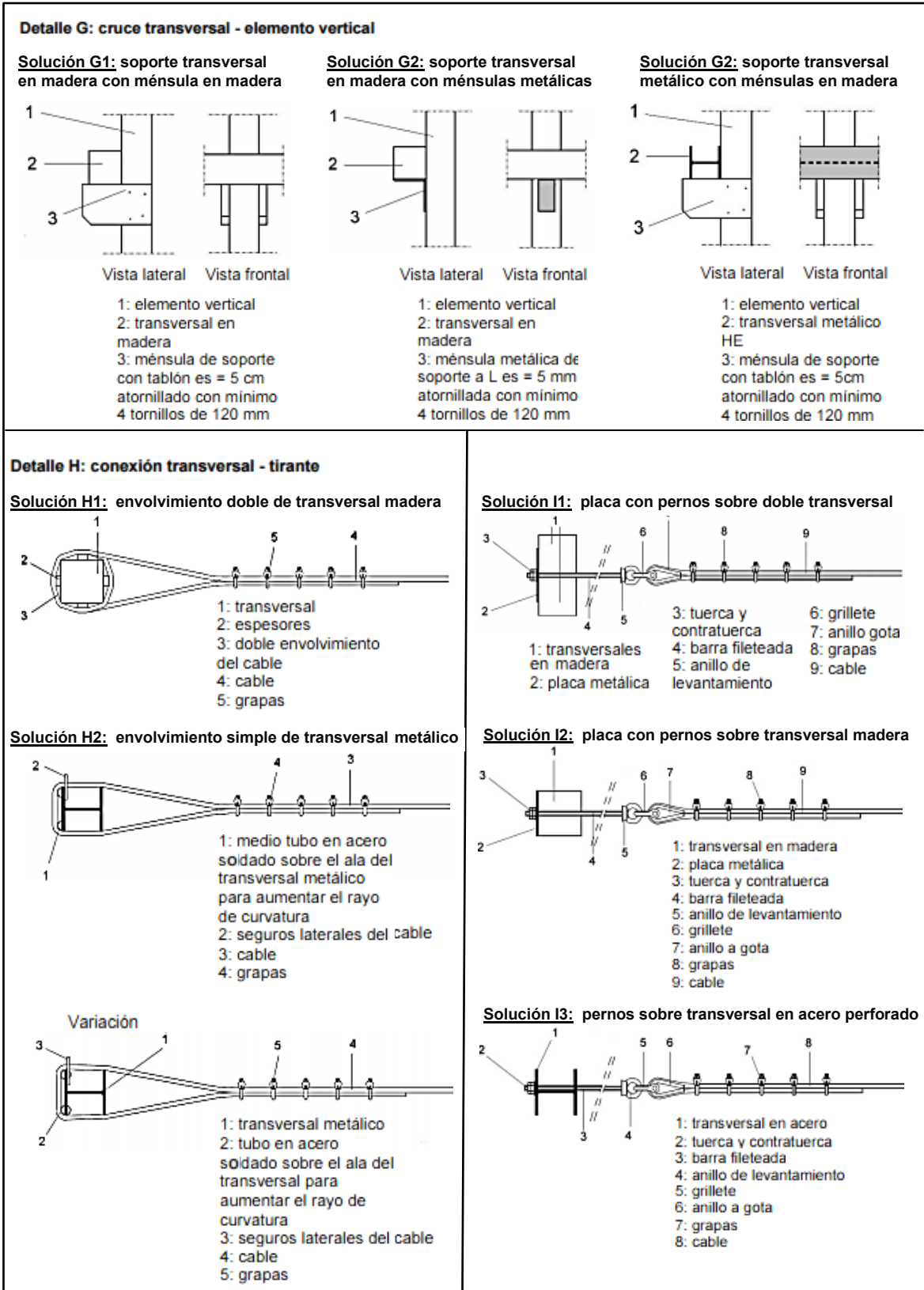


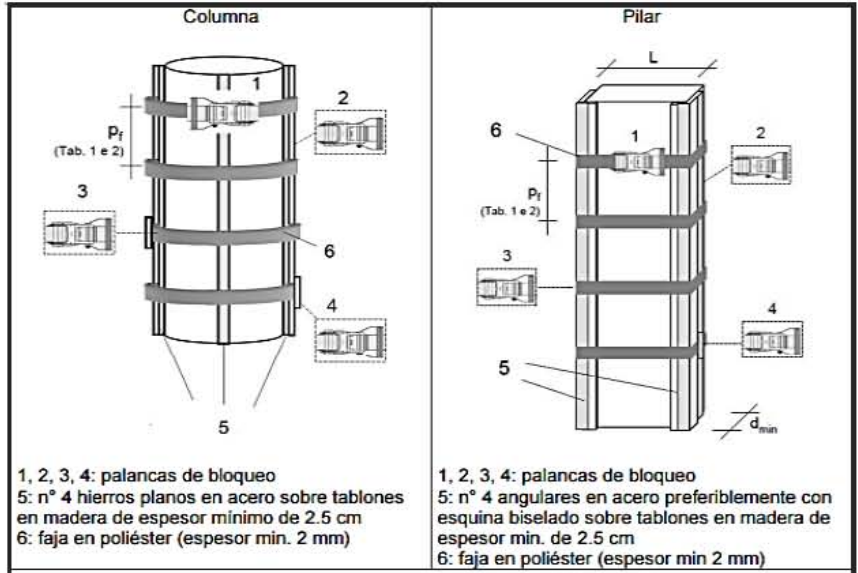
Fig. 2.1.3.14

Como complemento al tema de soporte auxiliar a través de elementos flexibles, en particular para columnas, en seguida se presenta de forma breve, una alternativa más: el “zunchado” mediante bandas o fajas. Véase la tabla 2.1.3.C.

Ámbito de uso. En esta ocasión, se aborda un zunchado de fajas de poliéster para columnas de concreto y mampostería de sección circular o rectangular, con una relación máxima entre lados, de 2, y lado menor (o diámetro) no mayor a 90 cm.

Indicaciones generales. El objetivo de la intervención con zunchado es el de mejorar el comportamiento estructural de los elementos a través del aumento de la resistencia a la compresión por la retención lateral. Antes de iniciar el zunchado es necesario eliminar del elemento estructural, salientes que pueden dañar las fajas, poniendo atención en no remover partes estructurales que podrían comprometer la estática del elemento. En correspondencia de los bordes de las columnas rectangulares se tienen que colocar ángulos de acero, de preferencia con los bordes redondeados, con la idea de retener el material y de reducir el peligro de daños a las fajas por efecto de corte o de frotamiento. Los elementos angulares se tienen que poner sobre tablas de madera de espesor no inferior a 2.5 cm, y así compensar las irregularidades de la superficie de contacto. Antes de la puesta en obra de los elementos angulares, se tienen que proteger con barniz antioxidante. Es aconsejable un barniz con colores claros para mitigar la calefacción del acero de parte de los rayos del sol. Las palancas de bloqueo se tienen que poner según la secuencia de fases opuestas indicadas en la ficha para evitar concentraciones de esfuerzos sobre solo un lado de las columnas a zunchar. Las fajas se tienen que tender a mano actuando gradualmente sobre las palancas de bloqueo hasta el máximo posible para un solo operador.

Instrucciones de uso. Una vez conocido el grado del daño del elemento estructural, se define el tipo y espaciamiento de fajas utilizando las Tablas 1 y 2, en función de la forma del elemento a zunchar y de la altura disponible para las fajas. Las secciones rectangulares no tienen la misma eficiencia en el zunchado que las circulares, porque las fajas no producen una presión uniforme sobre toda la superficie lateral, sino fuerzas concentradas en las esquinas (a esto se debe la limitación sobre la relación máxima entre los lados (2) y el menor valor de espaciamiento para la predisposición de las fajas respecto a lo previsto para los pilares redondos). En los puntos de contacto entre fajas y columnas, y en particular en correspondencia a las esquinas o puntos específicos, es necesario prever el uso de placas de acero con el fin de transferir la carga a las columnas, así como de preservar el material constituyente de las fajas. Para las columnas circulares es aconsejable disponer por lo menos cuatro placas de acero, ortogonales a las fajas en posición oportunamente contrapuesta. Para mejorar el zunchado es aconsejable incrementar el número de bases que, en caso de estar predispuestas sobre las caras de las columnas rectangulares, deberán ser de espesor superior respecto al de las angulares.



GRADO DE DAÑO		
I grado	II grado	III grado
<p>Evidencia de grietas verticales Pasando con la mano sobre la cara lateral no hay peldaños perceptibles al tacto</p>	<p>Evidencia de grietas verticales y horizontales y/o dislocación lateral de bloques Pasando con la mano sobre la cara lateral hay peldaños del orden de algunos milímetros</p>	<p>Evidencia de grietas verticales y horizontales y/o significativas dislocaciones laterales de bloques con rotura y caída de partes superficiales de los bloques. Sobre la cara lateral son evidentes, también al ojo, expulsiones que forman peldaños del orden de centímetros y/o presencia de fragmentos de piedras en tierra</p>

Tabla 1 – Dimensionamiento del paso entre los zunchados por fajas de 50 mm de altura

Fajas de 50 mm de altura (espesor 2 mm)		
Grado de daño	Paso faja p_f (cm) (máximo valor de la dimensión d_{min} compatible con la intervención)	
	Sección circular 	Sección rectangular $L/d_{min} \leq 2$
I	45 ($d_{min} \leq 90$ cm)	40 ($d_{min} \leq 90$ cm)
II	40 ($d_{min} \leq 90$ cm)	20 ($d_{min} \leq 70$ cm)
III	15 ($d_{min} \leq 70$ cm)	15 ($d_{min} \leq 30$ cm)

Tabla 2 – Dimensionamiento del paso entre los zunchados por fajas de 75 mm de altura

Fajas de 75 mm de altura (espesor 2 mm)		
Grado de daño	Paso fajas p_f (cm) (máximo valor de la dimensión d_{min} compatible con la intervención)	
	Sección circular 	Sección rectangular $L/d_{min} \leq 2$
I	45 ($d_{min} \leq 90$ cm)	40 ($d_{min} \leq 90$ cm)
II	40 ($d_{min} \leq 90$ cm)	25 ($d_{min} \leq 70$ cm)
III	20 ($d_{min} \leq 70$ cm)	15 ($d_{min} \leq 40$ cm)

Tabla 2.1.3.C

b) Contraventeo de marcos

Éste es el método de soporte y asimilación de cargas laterales más ampliamente utilizado en edificios construidos a base de marcos rígidos, debido principalmente a la eficiencia de sus componentes que, por ser generalmente esbeltos, interfieren mínimamente con la accesibilidad y operación del inmueble, misma razón por lo cual resulta idóneo no solamente en el diseño original, sino también para trabajos de rehabilitación de edificios con daños severos por sismo. En esencia, el contraventeo proporciona rigidez adicional a los marcos a través de elementos diagonales que se unen a intersecciones viga-columna o a secciones intermedias de los marcos, y suele clasificarse ya sea por su configuración, en: diagonal simple o doble, y concéntrico ("X", "V", "V inv.", "K") o excéntrico, o bien por su forma de interactuar con la estructura como: discreto, relativo, continuo y dependiente. Las figs. 2.1.3.15 a la 2.1.3.20 ejemplifican algunos de estos tipos, quedando pendiente el de restricción al pandeo (CRP), el cual se verá más adelante. Cabe mencionar que en ciertos casos de uso provisional (apuntalamiento), los elementos de contraventeo van sobrepuestos a la estructura, debiendo por ello afianzarse muy bien los puntos de contacto. Por último, se revisará que las vigas y columnas de los marcos contraventeados, puedan resistir a cortante las componentes verticales y horizontales de dichos elementos rigidizantes, y en caso de que no fuere así, se tendrán que colocar elementos adicionales como se aprecia en la fig. 2.1.3.21.

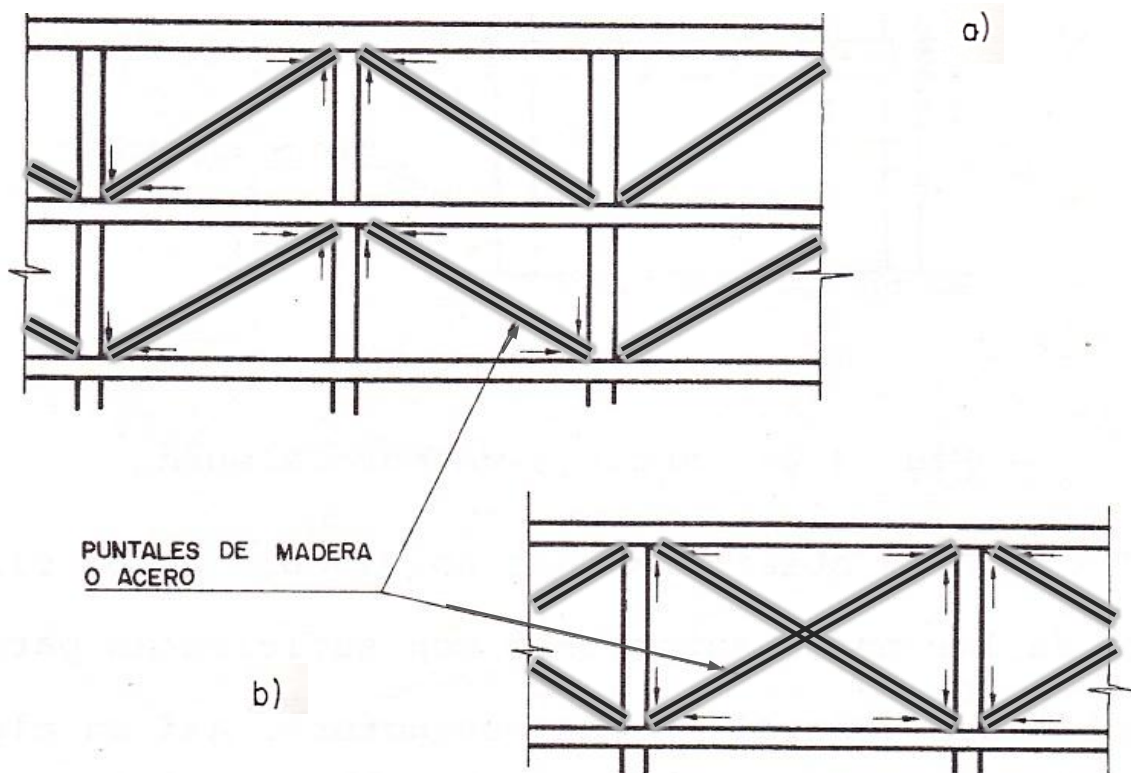
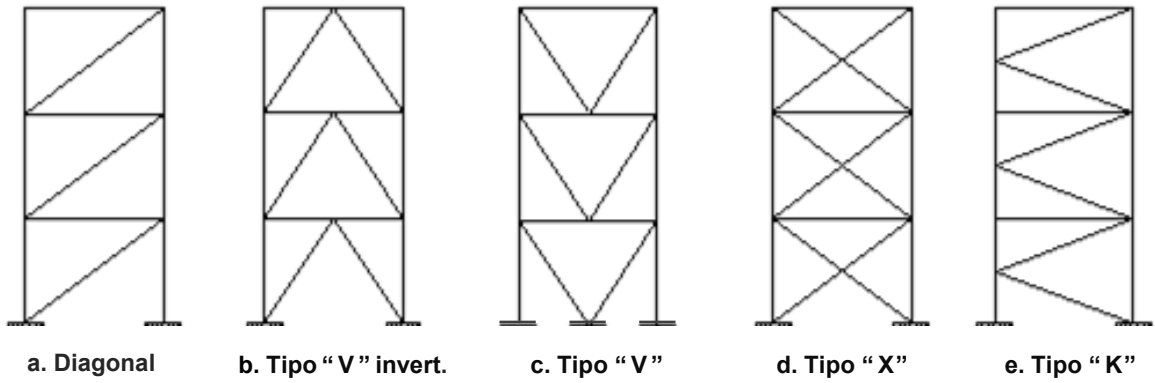
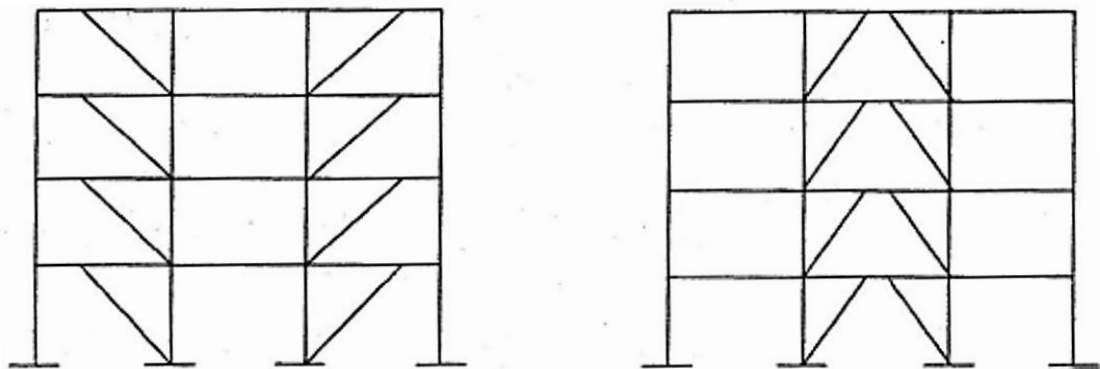


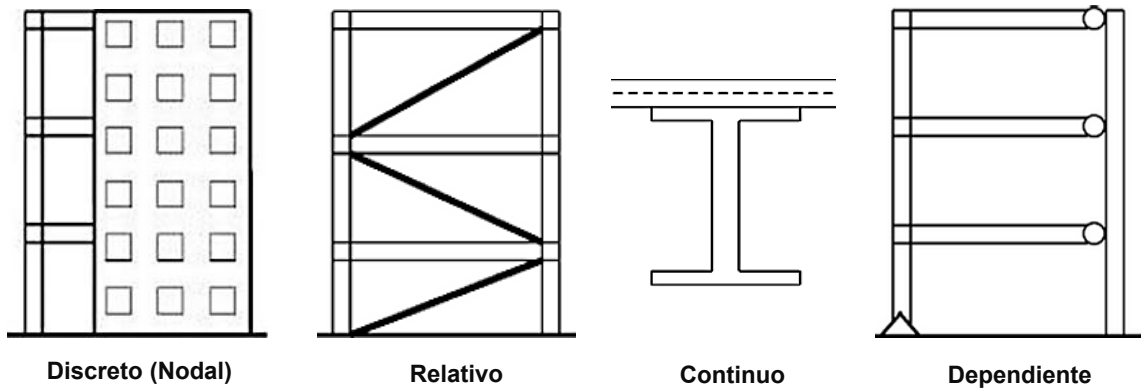
Fig. 2.1.3.15



Contraventeo concéntrico



Contraventeo excéntrico



Interacción con la estructura

Fig. 2.1.3.16. Tipos principales de contraventeo



Fig. 2.1.3.17. Contraventeo en “cruz”, el más común. Arriba, con detalle de conexión a nodos de marcos y cruce de diagonales mediante placa a través de ranura, que garantiza trabajen en forma independiente. Abajo, modalidad denominada “split” que se caracteriza por abarcar 2 niveles o más de entrepisos



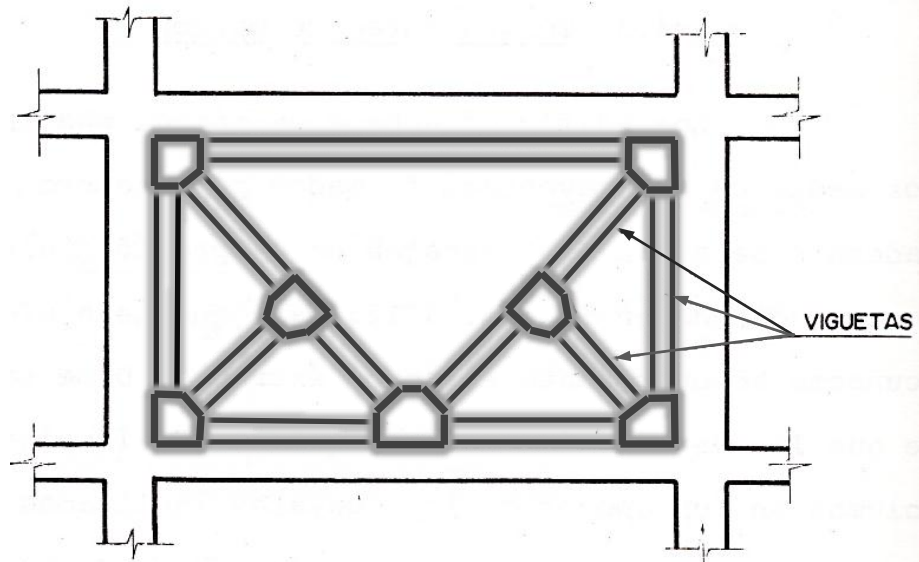
Fig. 2.1.3.18. Ejemplos de otras configuraciones de contraventeo. Arriba izq., concéntrico tipo “V invert.” y arriba der., concéntrico en “V”. Abajo, excéntrico reforzado con atiesadores en tramo de enlace con vigas (eslabón)



Fig. 2.1.3.19. Imágenes de edificio elevado (224 m.) con contraventeo diverso. Arriba, concéntrico “V” inv. en todos los entrepisos de torre-espiga, y de tipo simple en cúspide de torres siamesas. En medio, “Split” de grandes dimensiones en ala triangular (cpo. ppal.), abarcando varios entrepisos de nodo a nodo. Abajo, acercamiento de contrav. principal en acceso a vestíbulo P.B.



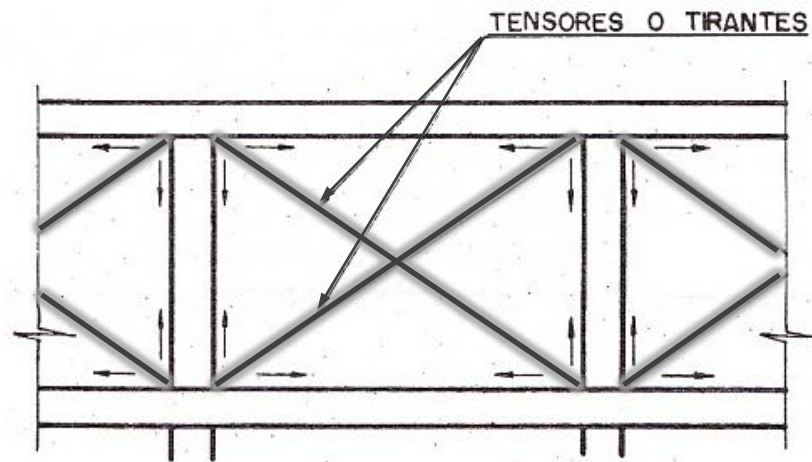
Fig. 2.1.3.20. Uso provisional de contraventeos. Arriba, de tipo excéntrico para apuntalamiento de marcos, y simple para nodos de columnas. Abajo, sistema de arriostamiento a base de perfiles estructurales para pila de cimentación



Alternativa de contraventeo con perfiles metálicos

Fig. 2.1.3.21

Aunque en el caso de utilizarlo provisionalmente, la mayoría de las veces el contraventeo se diseña para que trabaje a compresión, en ocasiones debido al tipo de daño, se calcula para funcionar a tensión, según se aprecia en la fig. 2.1.3.22, pudiendo emplearse ya sean perfiles laminados, barras o cables de acero. Si se eligen perfiles o barras, se dimensionan por los métodos tradicionales de esfuerzos permisibles o resistencia última, mientras que para cables sólo se usa el criterio de resistencia última, ya que casi todos los fabricantes únicamente proporcionan el dato de carga de rotura en sus especificaciones, acostumbrándose entonces aplicar un factor de seguridad de tres para carga de diseño.

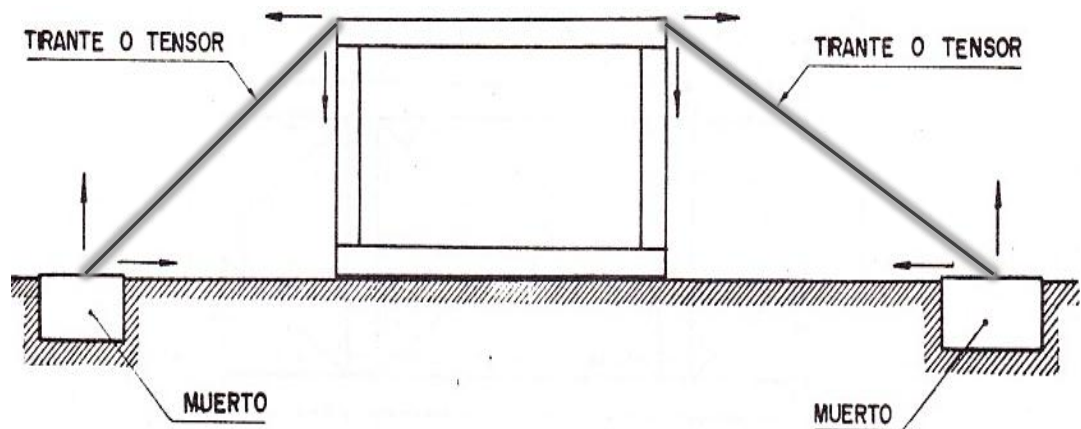


Contraventeo con tensores o tirantes

Fig. 2.1.3.22

Una ventaja adicional que ofrece la modalidad de contraventeo a base de perfiles o tirantes a tensión es la de eliminar los efectos de pandeo; asimismo, al igual que como ocurre con las piezas sujetas a compresión, es necesario revisar que las vigas y columnas de los marcos que se van a rehabilitar tengan la capacidad de soportar los esfuerzos de las componentes generadas por los tirantes o elementos que trabajan a tensión. También no menos importante es cuidar los detalles de conexión o liga de los tensores con la estructura y demás recomendaciones de los fabricantes de cables. Finalmente, en ocasiones resulta apropiado darle soporte a una estructura dañada utilizando tirantes exteriores como se ilustra con la fig. 2.1.3.23, en cuyo caso se requiere además diseñar un elemento mampuesto o muerto de atraque partiendo de las siguientes premisas elementales:

1. El peso del muerto o mampuesto debe ser superior a la componente vertical del tirante.
2. La superficie de contacto del muerto con el suelo debe ser suficientemente grande para que el empuje pasivo sobrepase la componente horizontal del tirante.
3. La posición y ángulo del anclaje respecto al tirante deben evitar cualquier mal funcionamiento del muerto o mampuesto, como desplazamientos excesivos e incluso volteo.



Soporte lateral con tirantes
o tensores exteriores

Fig. 2.1.3.23

2.2 MATERIALES Y PRODUCTOS PARA REPARACIÓN

Dado que en nuestro medio un alto porcentaje de las edificaciones está hecho preponderantemente de concreto y mampostería que cuando llegan a presentar fallas, éstas normalmente se manifiestan en forma de fisuras, agrietamientos y desprendimientos, comenzaremos por describir los materiales que se emplean para resane, relleno y sustitución de concretos, morteros y piezas de mampostería, debiendo tener como características principales dichos materiales, que de inicio puedan alcanzar en poco tiempo (se estaría hablando de horas o de unos cuantos días a lo sumo) una resistencia mayor a la de los materiales constitutivos de los elementos dañados; así también que muestren una adherencia efectiva durante un tiempo prolongado o sea prácticamente por el resto de la vida útil de los elementos que se van a reparar. Eventualmente, cuando los daños son severos como separaciones o desprendimientos de gran extensión, puede hacerse necesario el uso complementario de materiales metálicos como son: barras de refuerzo, placas y perfiles de acero, soldadura y conectores mecánicos. Volviendo a los materiales para resane y relleno, los hay desde lechadas y morteros que se elaboran a base de aglutinantes y adhesivos tradicionales, hasta las resinas sintéticas, muchas de las cuales se comercializan ya dosificadas y con las especificaciones e indicaciones precisas de aplicación por parte del fabricante, previniendo que en caso de que no sea así, deberán hacerse pruebas de laboratorio que corroboren el uso apropiado para el problema en cuestión. Asimismo es importante verificar que su resistencia y rigidez sean compatibles con las de los materiales originales de los elementos dañados, es decir que los valores de dichos parámetros se encuentren en un rango tal que su límite inferior nunca sea menor al de los materiales preexistentes, pero que su límite superior no esté muy por arriba del de éstos mismos.

En la actualidad, gracias al desarrollo de la industria Química en general, de la Petroquímica y Química de Polímeros en específico, existe en el mercado una amplia variedad de marcas y presentaciones de productos elaborados a base de compuestos químicos, que solos o en combinación con diversos agregados se utilizan en la restauración y reparación de elementos estructurales que presentan daños moderados o no tan severos en el peor de los casos.

A continuación se enlistan algunos de los más comunes de éste tipo de materiales, así como los principales usos, aplicaciones y ventajas que ofrecen en lo que a rehabilitación de estructuras se refiere, siendo necesario aclarar que aunque son muchas las bondades que exhiben, su conveniencia y alcances desde el punto de vista de comportamiento mecánico son limitados, por lo que en ningún caso deben ser utilizados con fines de reforzamiento a menos que ello se haga de forma complementaria con materiales o piezas considerados como estructurales por definición.

2.2.1 RESINAS

Éstos materiales generalmente se emplean en la inyección de grietas de menos de 0.5 mm. de ancho que se presentan en concreto o mampostería, pudiendo también utilizarse como adhesivos para unir elementos metálicos al concreto. Al igual de lo que ocurre con las presentaciones para uso doméstico que se expenden en tiendas de autoservicio y tlapalerías, las variedades industriales que se destinan a la construcción, esencialmente se componen de una resina sintética, ya sea epoxi, poliéster, acrílico, etc., y de una sustancia endurecedora (catalizador), pudiéndose conseguir ambos componentes en forma líquida y/o sólida, de modo que al mezclarse producen un líquido o pasta que solidifica y endurece después de algunos minutos, intervalo de tiempo durante el cual debe ser aplicado en su totalidad. Su resistencia máxima se alcanza en cuestión de horas, y es oportuno señalar una vez más, la importancia de seguir puntualmente las indicaciones del fabricante, pues hay productos que se pueden aplicar casi inmediatamente después de que se mezclan sus componentes, pero hay otros en los que debe dejarse transcurrir algo más de tiempo antes de ser colocados, de tal forma que algunos solamente requieren de unos cuantos segundos y otros necesitan más de un minuto; también por ejemplo, puede variar significativamente de una marca a otra, el tratamiento que debe dárseles a las superficies de contacto, así como la efectividad que pudieran tener con determinado material en lo que a adhesión y sellado se refiere, etc.

Las propiedades primordiales de las resinas son:

1. Excelente capacidad adhesiva
2. Alta dureza y resistencia mecánica
3. Elevada resistencia a la acción de ácidos, álcalis y solventes
4. Larga durabilidad

Por otro lado, resulta pertinente mencionar que éstos productos también conllevan algunas desventajas como la de no ser efectivos en grietas anchas como ya se ha señalado, pero tampoco de gran longitud, es decir de no más de unas cuantas pulgadas, y siendo quizá el principal inconveniente que presentan, la baja resistencia al calor, pues pierden casi la totalidad de su capacidad mecánica y de autosustentabilidad cuando están expuestos a temperaturas mayores a los 100° C.

A continuación, las figs. 2.2.1.1 y 2.2.1.2 muestran imágenes de algunas de las características (propiedades) y presentaciones en que se puede hallar ésta clase de productos, como la de cartucho doble con boquilla común para aplicar con pistola de calafateo, o también en envases por separado, ya sea en polvo o en estado líquido, para ir graduando la dosificación y cantidad de producto a utilizar, así como para tener la opción de mezclarlos con otros materiales y aditivos.



ETI-LV ADHESIVO EPÓXICO DE INYECCIÓN DE FISURAS

Descripción:

Los adhesivos epóxicos de inyección ETI son fórmulas especialmente diseñadas para la inyección de fisuras en concreto. Los epóxicos ETI son fórmulas de dos componentes con alto contenido de sólidos. Están disponibles en cartuchos gemelos y se suministran a través de una boquilla de mezcla estática utilizando una herramienta estándar de suministro.

Usos:

- Reparación de fisuras sin movimiento en muros, pisos, losas, columnas y vigas.
- Inyectar las fisuras en condiciones húmedas o mojadas (el agua no puede influir hacia afuera de la fisura).
- Reparación de un fino a medio ancho de fisura de 1/64 pulg a 1/4 de ancho.

Ventajas:

- Se adhiere químicamente al concreto para proporcionar una reparación estructural (cumple con los requisitos de ASTM C881 como un adhesivo epóxico para reparaciones estructurales).
- Sella la fisura contra la humedad y protege la varilla de refuerzo en el concreto de la corrosión y al piso de daños ocasionados por la humedad.
- Todas las viscosidades se formularon para una máxima penetración bajo presión.
- La aplicación con cartuchos gemelos proporciona una mezcla y un control de relación confiables cuando se usan con la boquilla mezcladora estática Opti-mix.
- Elimina la necesidad de costosos equipos de suministro a granel.
- Adecuada para la inyección, presión o aplicación de alimentación por gravedad.
- Material que no encoge, resistente a los aceites, sales y productos químicos suaves.

Presentación:

- Cartucho de 22 onzas (650ml).

Fig. 2.2.1.1. Presentación de resina epóxica en cartucho doble para rellenado de grietas en concreto, con pistola de calafateo



DESCRIPCIÓN :

ROADDWARE 10 MINUTE CONCRETE MENDER TM es un híbrido de dos componentes de uretano de alta penetración que combinado con arena de sílice manufacturada forma al instante un resistente hormigón polímero

CARACTERÍSTICAS :

Extremadamente de baja viscosidad y propiedades que le permiten una profunda penetración en el hormigón. Contiene un 98% de sólidos sin reducción o merma.

Todo el material es auto mezclado y aplicado en el punto de trabajo. No queda residuo en la cubeta, no se malgasta el producto. Fragua completamente en 10 minutos después de la aplicación a 21°C. También fragua rápidamente en ambientes bajo cero.

Excelente resistencia al ataque de agentes químicos.

Cuando se combina con arena de sílice manufacturada, Concrete Mender formará un resistente hormigón polímero de 4500psi (316.456 kg/cm²) con propiedades similares al hormigón existente que permanecerá flexible con el paso el tiempo.

Seguro de usar. Los materiales reaccionan rápidamente con baja emisión de olor.

Autonivelante, puede ser mezclado con arena de sílice manufacturada, se puede aplicar con una paleta.

VENTAJAS :

- Las reparaciones son muy duraderas y se acomodan a duros cambios físicos y medioambientales.
- Fácil preparación, un cepillo de alambre es todo lo que se necesita en la mayoría de los casos.
- No hay tiempo improductivo. Las reparaciones están completamente preparadas para el tráfico en aproximadamente 10 minutos después de la aplicación.
- Baja emisión de olor, puede ser usado en un gran rango de áreas interiores.
- Transmite las cargas dinámicas sin fracturar.

USOS :

- Reparación de grietas finisimas o mayores, donde se prevean futuros movimientos.
- Restauración integral para hormigones deteriorados.
- Reparación de roturas y desconchados del hormigón.
- Reparación de picas o fijaciones en el pavimento, equipamiento, raíles o juntas en el interior del hormigón.
- Reparaciones verticales cuando lo combinamos con arena específica.
- Reparaciones de pavimento de hormigón previas a capas de pintado.

INFORMACIÓN TÉCNICA:

Poliuretano de 2 componentes de penetración profunda y acción permanente, de muy rápido fraguado (10 min.)

Tiempo de curado a 22°C (72° F)	10 minutos	Viscosidad (en aplicación)	9 cps
Dureza a 22°C (72° F)	72 D	Tensión de superficie (placa de Wilhelmy)	0.026N/m
Fuerza de compresión (con arena)	4500 psi (316.456 kg/cm ²)	V.O.C. (mezclado) (comp. org. Volátiles)	5.5g/L
Elasticidad	6 %	Sólidos	98 %
Fuerza de tensión	4475 psi (314.698 kg/cm ²)	Color fraguado	Gris
Fuerza de unión ASTM882-99	1984 psi (139.522 kg/cm ²)		

Fig. 2.2.1.2. Secuencia de preparación y ficha técnica de resina con compuesto base de poliuretano, en presentación de mayor tamaño (bidones)

2.2.2 LECHADAS Y MORTEROS

Como es bien sabido en nuestro medio, se le llama lechada a una mezcla muy fluida de agua y cemento, la cual se puede utilizar para inyectarse al igual que como sucede con las resinas, en grietas de menos de 0.5 mm. de ancho en elementos de concreto o mampostería; asimismo se recomienda su aplicación en las superficies de contacto entre concretos viejos y nuevos con la finalidad de mejorar la adherencia. En grietas mayores a 0.5 mm. también suelen emplearse lechadas, pero en tal caso se recomienda que sean de cemento-arena y agua, es decir de mortero, teniéndose la posibilidad de combinarlas con aditivos expansores y plastificantes cuyo objetivo es reducir el efecto de contracción.

Complementariamente a éstas mezclas existen en el mercado productos especiales denominados “grouts” hechos a base de cemento, aditivos y arenas sílicas de diversas granulometrías, los cuales se agregan en dosificaciones específicas para lograr lechadas de baja contracción y que alcanzan resistencias elevadas en períodos cortos de tiempo, cualidades que los hacen de mucha utilidad principalmente para el anclaje de conectores y pernos metálicos en bases de concreto y cimentaciones de estructuras construidas con perfiles de acero.

Para los casos en que se necesiten rellenar huecos o espacios de mayor tamaño a los formados por grietas, tanto para concreto como para mampostería, se tiene la opción de emplear morteros de cemento-arena mezclados con aditivos expansores para disminuir la contracción de manera similar a lo que se hace en el caso de las lechadas anteriormente mencionadas. Una variante más de ésta clase de mezclas de mediana volumetría son los morteros epóxicos elaborados con resinas de extremada adherencia, alta resistencia y mínima contracción, características que igualmente a como ocurre con los grouts, los convierte en materiales muy convenientes para el anclaje de conectores metálicos en elementos de concreto.

Así también de la misma manera de como sucede con las resinas, no debe olvidarse seguir puntualmente las indicaciones y recomendaciones de los fabricantes, sobre todo respecto a los preparativos y la forma de aplicación de dicha clase de productos; asimismo es aconsejable que los trabajadores encargados de utilizarlos, estén calificados y cuenten con la destreza y experiencia suficientes en el manejo de los mismos, pues hay que recordar que el tiempo de secado y endurecimiento de la mayoría de éstos productos generalmente es breve.

En seguida, de la fig. 2.2.2.1 a la 2.2.2.3, se muestran imágenes de usos y secuencias de aplicación, junto con la ficha técnica correspondiente, de algunos de los tipos más representativos de éstas mezclas.



GROUTS Y MORTEROS DE REPARACION ESTRUCTURAL

Tecnoconcret ofrece una gran variedad de grouts y morteros de reparación estructural orientados a satisfacer las necesidades de cada proyecto en particular. Para cumplir con estos requisitos, tenemos: morteros para altas temperaturas, morteros para inyecciones y anclajes, morteros autonivelantes, morteros para shotcrete, morteros demolidores, morteros de reparación estructural, grouts epóxicos y grouts cementosos para la industria petrolera y construcción civil en general.

- **SONOGROUT:** Grout de retracción de alta resistencia.
- **SONOGROUT 1000:** Mortero de expansión controlada no corrosivo y alta resistencia.
- **SONOGROUT PATCH V:** Mortero para reparaciones y parcheo verticales.
- **SONOGROUT PATCH-RF:** Mortero para reparaciones y parcheos verticales reforzado con fibra.
- **SONOGROUT PATCH GUNITE:** Mortero proyectado para reparaciones estructurales.
- **SONOGROUT TOP AN:** Mortero fluido autonivelante.
- **SONOGROUT ANCHOR:** Mortero para inyecciones y anclajes.
- **SONOGROUT AUXILIAR:** Aditivo expansivo para lechadas y morteros de inyección.
- **FIVE STAR GROUT:** Grout cementoso.
- **FIVE STAR GROUT 120:** Grout resistente al agua de mar.
- **FIVE STAR 200 HT:** Concreto resistente a altas temperaturas.
- **FIVE STAR CONCRETO ESTRUCTURAL:** Concreto de reparación estructural de alta resistencia.
- **FIVE STAR EPOXY GROUT DP:** Grout epóxico de alta precisión.
- **FIVE STAR EPOXY ANCHOR GROUT:** Grout epóxico para anclajes.
- **EXPANTOP:** Agente demolidor no explosivo.

Fig. 2.2.2.1. Arriba, sellado de grietas con lechadas de diferente consistencia. Abajo, lista típica de morteros y grouts adicionados con resinas y compuestos diversos



ESPECIFICACIONES

“ADEGROUT FLUIDO”

Mortero a base de cemento especial, agregados seleccionados, resinas, aditivos fluidificantes y anti-contracción, así como fibras sintéticas. La mezcla se caracteriza por una excelente fluidez, adecuada para la restauración y el refuerzo de hormigón armado y hormigón de geometría compleja mediante el vertido en moldes, ofrece excelente compactación sin la necesidad de la vibración. Permite espesores de hasta 2 cm. Para mayores espesores, se recomienda la adición de materiales inertes con una granulometría adecuada para el tipo de intervención, en un porcentaje del 20% al 40% del peso del producto. El mortero después del endurecimiento tiene una alta resistencia mecánica y alta resistencia a la carbonatación. Cumple con la norma europea EN 1504-3, clase R4-CC.

APLICACIONES

Restauración estructural de hormigón en superficies horizontales y verticales. Reconstrucción de la capa de la losa después de la eliminación de las partes deterioradas. Para aumentos de sección de elementos estructurales. Restauración de estructuras en hormigón armado y de hormigón donde las geometrías complejas requieren el uso de un mortero moldeable.

Datos Técnicos (a + 23°C y 50% H.R.)		Desempeño final		
Aspecto	polvo	Adherencia después de 28 días	> 3.0 N/mm ²	
Color	gris	Resistencia a compresión a 1 día	> 50.0 N/mm ²	
Tiempo de conservación	12 meses en embalaje original	Resistencia a compresión a 7 días	> 80.0 N/mm ²	
Densidad de polvo seco	1.3 g/cm ³	Resistencia a compresión a 28 días	> 95.0 N/mm ²	
Riesgos para la salud	irritante	Resistencia a flexión a 1 día	8.0 N/mm ²	
Inflamabilidad	no	Resistencia a flexión a 7 días	11.0 N/mm ²	
Datos de aplicabilidad		Resistencia a flexión a 28 días	12.0 N/mm ²	
Proporción de mezcla		3.3 - 3.5 lt de agua en 25kg	Resistencia a ciclos hielo-deshielo	> 3.0 N/mm ²
Consistencia		fluida	Penetración de agua	ausente
Densidad de la pasta	2.3 g/cm ³	Consumo	2.1 kg/dm ³ de vol. para llenar	
Temperatura de aplicación	De + 5°C a + 35°C	Presentación	saco de 25 kg	
Duración de la pasta	60 minutos	Advertencias: La información dada, aunque está basada en nuestra mejor experiencia es puramente indicativa, por lo que recomendamos realizar pruebas para confirmar tales valores, así como establecer de antemano si es adecuado para el uso previsto. PRODUCTO SÓLO PARA USO PROFESIONAL.		
Espesor máximo aplicable	2 cm			
Extensión en superficie del mortero	45 cm (EN 13395-2)			

Fig. 2.2.2.2. Secuencia de aplicación y ficha técnica de mortero (grout) de alta resistencia, utilizado para la restauración estructural de una columna

**ESPECIFICACIONES****“MAXI ADEGROUT”**

Mortero grueso tixotrópico reforzado con fibra anti-contracción, de configuración normalizada para la restauración de elementos de concreto. Muestra excelente trabajabilidad y resistencia mecánica a la compresión y a la flexión. A prueba de agua. Módulo elástico, coeficiente de expansión térmica y coeficiente de permeabilidad de vapor, similares a los de los concretos de alta calidad. Alta adhesión y tixotropía. Espesor de aplicación de 1 a 4 cm por capa, máximo dos capas. Está conforme a la Norma Europea EN 1504-3, clase R4-PCC.

APLICACIONES

Restauración de estructuras de concreto deterioradas, horizontales y verticales. Restauración cortical de columnas, losas y firmes. Reconstrucción del recubrimiento de armados en estructuras de concreto reforzado. Rellenado de juntas rígidas. Nota: MAXI ADEGROUT se caracteriza por una alta resistencia mecánica, por lo tanto, es recomendable para la restauración estructural de soportes con resistencia mecánica de consideración.


Datos Técnicos (a + 23°C y 50% H.R.)		Desempeño final	
Aspecto	polvo	Resistencia a compresión a 1 día	> 25.0 N/mm ²
Color	gris	Resistencia a compresión a 7 días	> 45.0 N/mm ²
Granulometría	2.5 mm	Resistencia a compresión a 28 días	> 60.0 N/mm ²
Tiempo de conservación	12 meses en embalaje original	Resistencia a flexión a 1 día	> 4.5 N/mm ²
Densidad en estado seco	1.25 g/cm ³	Resistencia a flexión a 7 días	> 7.0 N/mm ²
Riesgos para la salud	irritante	Fuerza de adherencia en concreto	> 8.5 N/mm ²
Inflamabilidad	no	A 28 días a + 23°C y 50% H.R.	> 2.0 N/mm ²
Datos de aplicabilidad		A 7 días a + 23°C y 50% H.R. + 21 días a + 60°	> 2.0 N/mm ²
Proporción de mezcla	3.9 - 4.3 lt de agua en 25kg	A 7 días a + 23°C y 50% H.R. + 21 días en agua a + 20°	> 2.0 N/mm ²
Consistencia	plástica-tixotrópica	Módulo elástico a compresión	25000 N/mm ²
Expandimiento	UNI 7044/70 (%)70	Consumo (en vol. listo para llenar)	1.9 kg/dm ³
pH de la mezcla	12.5	Presentación	saco de 25 kg
Densidad de la pasta	2.15 g/cm ³	Advertencia: La información dada, aunque está basada en nuestra mejor experiencia es puramente indicativa, por lo que recomendamos realizar pruebas para confirmar tales valores, así como establecer de antemano si es adecuado para el uso previsto. PRODUCTO SÓLO PARA USO PROFESIONAL.	
Temperatura de aplicación	de + 5°C a + 35°C		
Duración de la pasta	60 minutos		
Tiempo de espera entre capas	máximo 4 hrs		
Espesor máximo por capa	40 mm		
Espesor mínimo	10 mm		
Manejabilidad	óptima		

Fig. 2.2.2.3. Secuencia de aplicación y ficha técnica de mortero de consistencia semi-plástica, adicionado con fibra. Se utiliza para restitución de recubrimientos

2.2.3 CONCRETOS

a) Concreto colado “ in-situ ”

Este está indicado en los casos de volúmenes significativos de reparación como ocurre en separaciones profundas de muros y desprendimiento o destrucción de porciones considerables de elementos estructurales, así como en reconstrucciones, modificaciones y ampliaciones de secciones transversales de columnas y trabes. Sin embargo, a menudo se presentan problemas de contracción y falta de adherencia originados por el contacto imperfecto con el concreto viejo, luego entonces, algo que se puede hacer es que, al igual de como sucede con los morteros y lechadas, se puede recurrir al uso de aditivos estabilizadores del fraguado para inhibir la contracción, además puede tratarse previamente la superficie de contacto mediante la aplicación de una lechada o adhesivo para mejorar la unión entre concreto viejo y nuevo; finalmente se tiene la posibilidad de modificar el tiempo de fraguado y favorecer la trabajabilidad del concreto por medio de aditivos fluidificantes y autonivelantes. Por otro lado, se recomienda que los colados se efectúen en capas no mayores de 20cm. compactadas de ser posible con vibrador, así como cuidar que se realice un buen curado con el objeto de reducir la aparición de fisuras por contracción, mas aún tratándose de la unión entre concreto viejo y nuevo, para lo cual pueden utilizarse membranas especialmente confeccionadas para dicho fin. Las figs. 2.2.3.1 y 2.2.3.2 ilustran casos en los que se emplea concreto convencional.



Fig. 2.2.3.1. Elementos en los que se utilizará concreto convencional. Superficies de unión previamente tratadas y espesores de colado de 7 a 20 cm.



Fig. 2.2.3.2. Ampliación de sección transversal de columna mediante concreto convencional, sólo con probable inclusión de aditivo fluidificante (por imposibilidad de uso de vibrador) y antri-contracción

b) Concreto lanzado

El concreto lanzado resulta muy conveniente cuando se utiliza como material de reparación, sobre todo en muros de concreto o mampostería, debido principalmente a tres características: buena adherencia, alta resistencia y requerimientos mínimos de cimbra. El principio en el que se basa éste tipo de concreto es el de emplear alta presión neumática para mezclar el agua con el cemento, la arena y posibles aditivos, al momento de la expulsión, lo cual hace que sea suministrada la cantidad mínima necesaria del hidratante, consiguiéndose de ésta manera la alta resistencia que lo distingue del concreto colado. También cabe recordar, como en el caso de cualquier otra clase de concreto o mezclas base-agua de fraguado lento, lo importante que es efectuar un curado apropiado para disminuir lo más posible la contracción, teniendo además la opción de poder emplear aditivos acelerantes para alcanzar la resistencia especificada con mayor rapidez. El principal inconveniente de éste tipo de concreto es que sólo es eficaz en superficies planas y amplias, por lo que en elementos con cambios abruptos de forma o prismáticos como traveses y columnas de lados angostos, no aporta tan buenos resultados. Las figs. 2.2.3.3 y 2.2.3.4 ejemplifican el uso del concreto lanzado para reparación de estructuras.



Fig. 2.2.3.3. Utilización de concreto lanzado para rehabilitación de un muro, previo sellado de fisuras con resina



Fig. 2.2.3.4. Aplicación de concreto lanzado para reforzamiento de un nodo de una estructura marítima, no obstante la dificultad que origina su ubicación y geometría

c) Concreto con resinas

El concreto hecho a base de resinas contiene insumos tradicionales, es decir, agregados pétreos (arena y grava) de naturaleza y granulometría que no varían significativamente respecto a los que forman parte de concretos convencionales, prevaleciendo incluso como principal agente hidratante el agua. Lo que primordialmente cambia es el componente aglutinante, o sea el cemento, el cual se sustituye parcial o totalmente por cualquiera de las denominadas resinas sintéticas, siendo las más comunes como se mencionó ya en el subcapítulo anterior, las de tipo epoxi, acrílico y metacrilato, entre muchas otras. Por lo general ésta clase de concreto se emplea para reponer porciones dañadas de mediana extensión y las principales ventajas que ofrece son: mantener una excelente adherencia por largo tiempo, tener un alto índice de resistencia y prácticamente no experimentar efectos de contracción.

Sin embargo, entre los principales inconvenientes de éstos concretos está su baja resistencia a las altas temperaturas, así como el tener un módulo de elasticidad generalmente menor al de los concretos de cemento Portland, por lo cual no son recomendables para cubrir grandes volúmenes, así como tampoco para los casos en que los elementos que se van a reparar se hallan cerca de instalaciones trabajando a altas temperaturas como calderas, tuberías con vapor, centros de carga, y en general, de todo lugar donde se maneje o almacene material inflamable. En la fig. 2.2.3.4 se aprecia una demostración sobre la preparación y uso de este tipo de concretos.



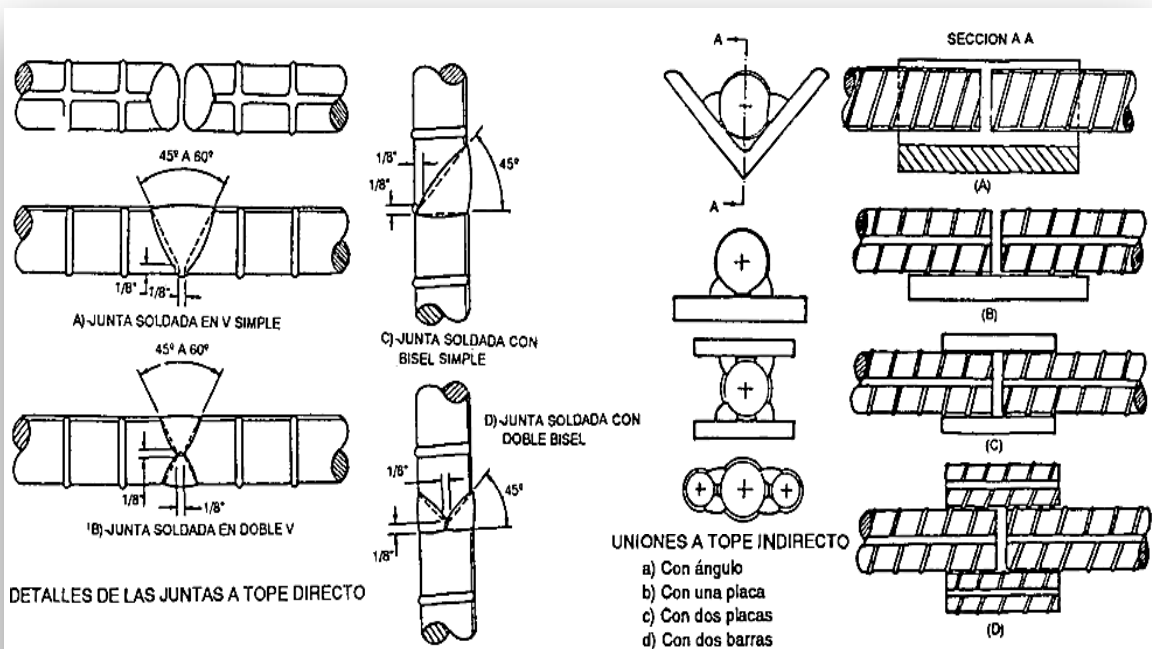
Fig. 2.2.3.4. Secuencia de preparación y aplicación de concreto con resina para reconstrucción de un elemento estructural

2.2.4 SOLDADURA Y ANCLAJES MECÁNICOS

Partiendo de que la reparación y refuerzo de muchos elementos de concreto y mampostería habitualmente hace necesaria la inclusión de más acero de refuerzo, así como de diversas piezas de sujeción y anclaje, es entendible que la soldadura y los elementos de conexión sean primordiales en lo que a rehabilitación de estructuras se refiere. En lo concerniente al uso de soldadura, no obstante las numerosas ventajas que ésta ofrece, debido a que las altas temperaturas que se generan al utilizarla para unir el acero de refuerzo original con el nuevo, abren la posibilidad de que se experimenten cambios significativos en las características mecánicas de éste y en las del resto del elemento en cuestión, es indispensable seguir puntualmente la normatividad que existe al respecto, así como señalar lo conveniente que resulta precalentar el acero procurando no enfriarlo abruptamente, evitándose o minimizándose de ésta manera dichas alteraciones. Las figs. 2.2.4.1 y 2.2.4.2 resaltan aspectos relevantes de la soldadura de barras corrugadas. Una alternativa de unión en frío de barras de refuerzo es mediante la aplicación del principio de “extrusión”, que no es más que la acción de prensado y troquelado que un dispositivo hidráulico ejerce sobre un cople en el que previamente se introducen los extremos de los segmentos de varilla que se unirán, existiendo el inconveniente de que se requiere de cierta holgura en el armado para poder introducir dicho dispositivo. Las figs. 2.2.4.3 y 2.2.4.4 ejemplifican el procedimiento y algunas aplicaciones, respectivamente. Respecto al anclaje de conectores metálicos, éste se puede efectuar ahogándolos en morteros o grouts, descritos ya en incisos anteriores.



Fig. 2.2.4.1. Izquierda, imagen típica de soldadura de arco eléctrico para unión a tope de varillas corrugadas. Derecha, tramo de barra ensayado después de haberse soldado y en el cual se aprecia la zona de afectación por calor (ZAC), que a su vez derivó en una falla de tipo frágil



RECOMENDACIONES

Mantener y/o mejorar la composición química de las barras estructurales estudiadas, que permiten la utilización de procesos de soldadura en construcciones civiles. En especial se recomienda mantener bajo el nivel de Carbono (máximo 0.33%) y de Manganeso (máximo 1.2%), aumentando los niveles de Niobio, Vanadio y Molibdeno, los cuales mejoran la soldabilidad del acero.

Hacer estudios sobre el efecto del envejecimiento de las juntas estructurales, el efecto de la fatiga, y las técnicas de mantenimiento y reparación de las estructuras deterioradas.

Ejecutar un pase en caliente sobre el cordón de raíz para mejorar los niveles de dureza, generados inicialmente en éste.

Realizar otros estudios sobre las juntas a tope directo e indirecto para posiciones de soldadura diferentes a la ya estudiadas y para diferentes procesos de soldadura.

Normalizar el ensayo de doblado para las juntas con barras estructurales de refuerzo soldadas y diseñar el dispositivo correspondiente.

Crear un código *ex profeso* para soldar barras de refuerzo.

Desarrollar un estudio, para las juntas a tope directo, en el cual se analice la influencia de cada fase de soldadura en la microestructura y dureza de la junta soldada.

Se debe evitar la aplicación de puntos de soldadura o salpicaduras en la unión y en la zona externa a ella. Debido a que estos puntos producen un temple drástico localizado y como consecuencia se generan estructuras muy frágiles, las cuales actúan como concentradores de esfuerzos permitiendo el posible inicio de falla. Se recomienda iniciar el arco en una platina externa a la junta.

Fig. 2.2.4.2. Esquemas de diferentes tipos de unión a tope de barras corrugadas de acero, mediante soldadura eléctrica aplicada tanto en forma directa como indirecta a través de elementos auxiliares como ángulos, placas o varillas. Asimismo listado de pasos y recomendaciones a seguir, antes, durante y después del proceso de aplicación de la soldadura

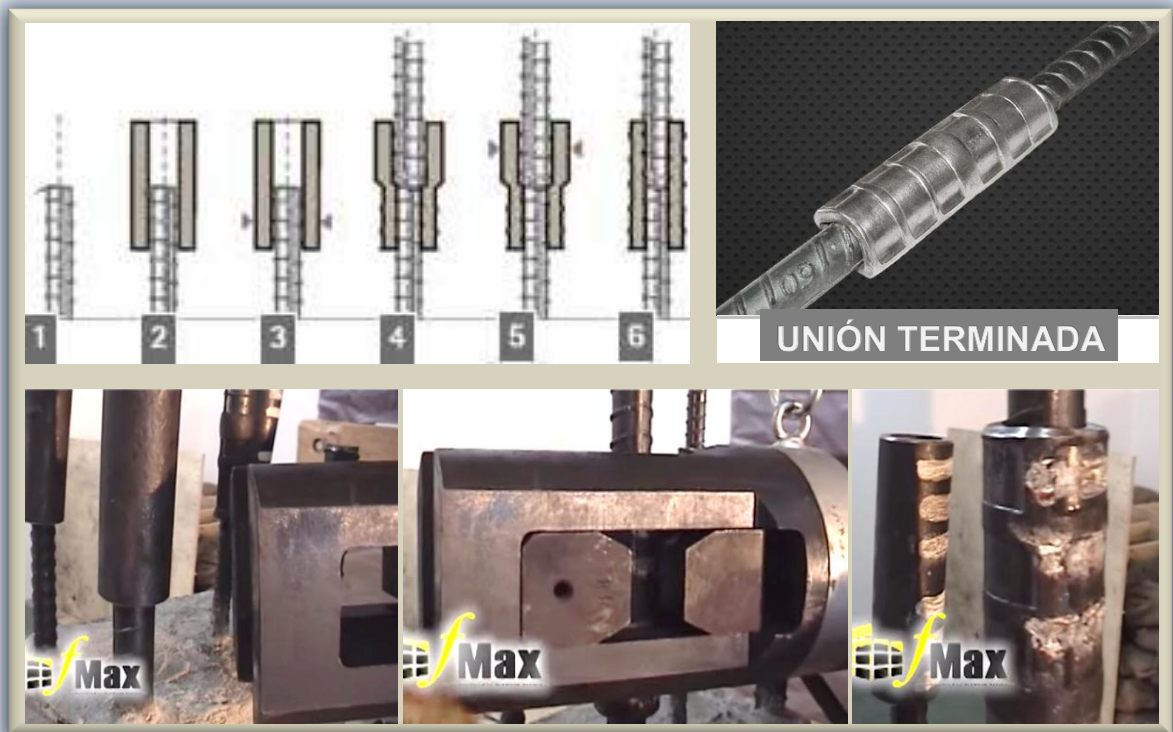


Fig. 2.2.4.3. Esquema de secuencia e imágenes reales del procedimiento de “extrusión” (unión mecánica en frío) de barras de acero de refuerzo



Fig. 2.2.4.4. Ejemplos de conexión de barras de acero mediante la técnica de “extrusión”, en trabajos de reforzamiento estructural

Respecto al anclaje de conectores metálicos, éste se puede efectuar ahogándolos en resinas, morteros o grouts, tal como se observa en la fig. 2.2.4.5.

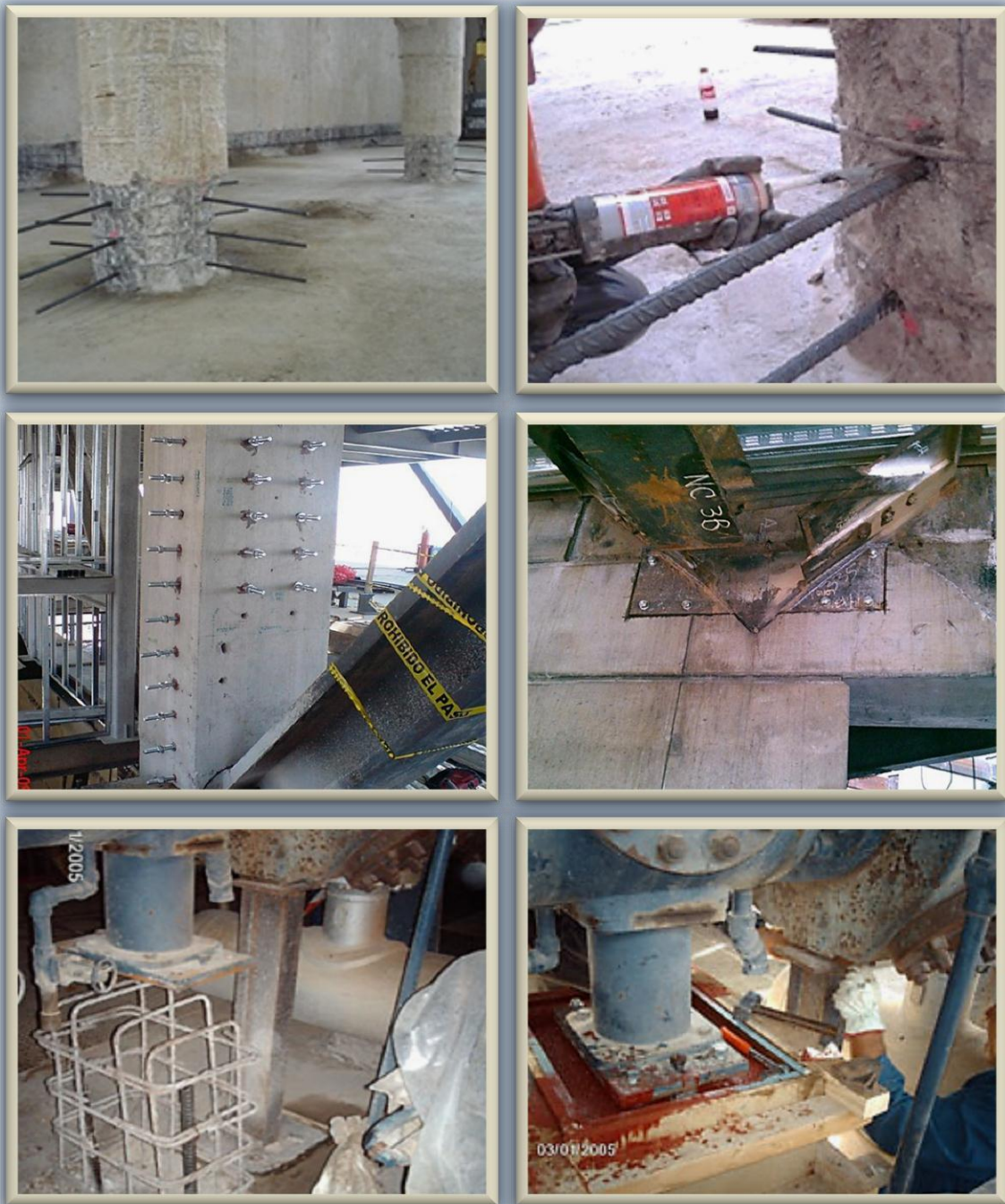


Fig. 2.2.4.5. Arriba, inyección de resina epóxica para anclar varillas a columnas en proceso de restauración. En medio, otra vez uso de resina para anclaje de pernos roscados; del lado izq. para conexión posterior de columna con otros elementos; del lado der. para fijación de soporte de viga metálica en muro de concreto. Abajo, reemplazo total con “grout” de base de concreto de un compresor industrial

Finalmente, para la utilización de anclajes de tipo mecánico como son los pernos hincados por disparo neumático, las barrenanclas y los taquetes expansivos para concreto, se dispone de un vasto catálogo de modelos y marcas, por lo que a continuación se expondrán de manera resumida los más comunes así como sus características generales. Comenzaremos por definir lo que es un “anclaje estructural” y por mostrar una clasificación básica del mismo, ésto de acuerdo a la normatividad específica NTP-893, la cual se eligió por su sencillez y claridad conceptuales, según se puede leer en la siguiente tabla 2.2.4.A.

NTP-893. ANCLAJES ESTRUCTURALES

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de esta NTP es la descripción de los distintos tipos de anclajes estructurales utilizados en la instalación de dispositivos de anclaje. La fiabilidad de este tipo de anclajes y su correcta instalación es básica para la seguridad del dispositivo de anclaje y la de los usuarios.

Según la Directiva Europea de Productos de la Construcción 89/106/CEE (DPC), un «producto de construcción» es cualquier producto fabricado para ser incorporado con carácter permanente a las obras de construcción. Así mismo se entiende que el anclaje estructural se incorpora de forma permanente a la obra de construcción para fijar un dispositivo de anclaje.

Esta Directiva define dos tipos de especificaciones técnicas:

- Las Normas Europeas Armonizadas elaboradas por el CEN, Comité Europeo de Normalización.
- Los DITE, Documentos de Idoneidad Técnica Europeos, elaborados por organismos autorizados (Approval Bodies), miembros de EOTA, European Organisation for Technical Approvals.

Los anclajes estructurales se rigen por las directrices de la EOTA. Su correcta instalación, el campo de aplicación y las especificaciones de calidad vienen reflejadas en el documento que certifica sus características DITE (Documento de Idoneidad Técnica Europeo).

Siempre que sea posible deben utilizarse anclajes certificados con DITE. Todo anclaje con DITE incluye las instrucciones necesarias para su buen uso e instalación.

Para soportes de material incierto o puntos de anclaje de compleja fijación puede ser necesario recurrir a elementos constructivos auxiliares para distribuir las cargas de manera más segura (collarines sobre pilares, fijaciones pasantes, etc.). Estos elementos pueden incluir en su diseño anclajes estructurales cuya finalidad no es soportar las acciones directamente sino la de fijar dichos elementos.

En este documento no se contemplan los riesgos inherentes al lugar de trabajo donde se instalan los anclajes tratados en otros documentos de esta misma colección.

2. DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

Se pueden distinguir dos tipos de anclajes estructurales: activos y pasivos.

Anclaje estructural activo es un elemento o conjunto de elementos que, introducidos en un orificio realizado en el soporte, queda fijado como parte del mismo por presiones laterales, adhesión o como consecuencia de su forma (por ej.: anclaje metálico de expansión).

Anclaje estructural pasivo es aquel que se incorpora al soporte en el momento de su conformación (por ej.: anclaje de espera en una zapata de hormigón).

En esta NTP se tratan los anclajes estructurales del tipo activo.

Los anclajes estructurales se pueden clasificar según sus principios de funcionamiento (expansión, adhesión o forma) y por el tipo de material. En la [tabla 1](#) se describen los principios de funcionamiento, las ventajas y los inconvenientes. Además en la [figura 1](#) quedan grafiados los tres tipos de funcionamiento

Tabla 2.2.4.A

	Principio de funcionamiento	Ventajas	Inconvenientes
Anclajes	<p>Por expansión:</p> <p>El anclaje introducido en el orificio se expande por acciones mecánicas ejerciendo presiones laterales que lo fijan al soporte. Metálico o plástico.</p> <p>Ejemplo: anclaje metálico de expansión, taco + tornillo</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Rápida aplicación. • Se puede aplicar la carga inmediatamente e independientemente de factores climáticos. • Coste reducido. 	<ul style="list-style-type: none"> • Crea tensiones internas dentro del soporte. • La tensión en soporte implica mayor distanciamiento entre anclajes y mayor distanciamiento entre anclaje y borde del soporte.
	<p>Por adhesión:</p> <p>El orificio se rellena de una sustancia química fluida que solidifica y se adhiere a las paredes del mismo. Mientras la sustancia permanece fluida se incorpora al orificio un anclaje (ej. varilla roscada) al que luego se fijarán los otros elementos.</p> <p>Ejemplo: anclaje químico, resina + varilla roscada.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • No provocan tensiones internas dentro del soporte. • Permite distancias reducidas entre anclajes. • Permite distancias reducidas entre anclaje y borde de hormigón. • Mayor capacidad de carga. • Idóneo en mampostería. • Válido para todo tipo de soporte. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se debe esperar al fraguado del químico para aplicar la carga. • El tiempo de fraguado depende de la temperatura. • Dificultad para colocar en soportes invertidos (techos).
	<p>Por forma:</p> <p>El anclaje se introduce en el orificio y modifica su forma bloqueando su salida.</p> <p>Ejemplo: anclaje metálico por forma, tornillo autorroscante en hormigón.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Sin presiones laterales. • No provocan tensiones internas dentro del soporte. • Permite distancias reducidas entre anclajes. • Permite distancias reducidas entre anclaje y borde de hormigón. 	<ul style="list-style-type: none"> • Los de altas cargas son menos comunes en el mercado.

Tabla 2.2.4.B (tabla 1)

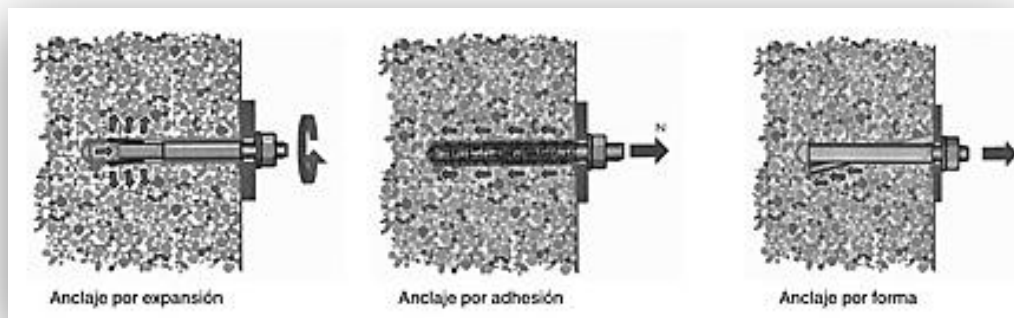


Fig. 2.2.4.6 (fig. 1)

NTP-893. ANCLAJES ESTRUCTURALES (Continuación)

3. ELECCIÓN DEL ANCLAJE

Los criterios para elegir un anclaje adecuado se basan en distintos aspectos que se resumen en la [tabla 2](#) y que se desarrollan a continuación.

Material base: tipo y geometría

La gama de anclajes adecuados depende principalmente del tipo y de la resistencia del material base. Siempre que sea posible se debe realizar la fijación sobre hormigón por su resistencia y predictibilidad. Del hormigón se debe conocer su dureza (C20/25, C25/30.) y si la zona donde se aplicará el anclaje está sometida a esfuerzos de tracción (hormigón fisurado) o compresión (hormigón no fisurado). Cuando se desconozcan las características del material base, por ej. bloques de mampostería, se deberán realizar ensayos de las fijaciones. En los bloques de mampostería es recomendable el uso de un anclaje químico.

Carga

Los anclajes pueden estar sometidos a cargas de tracción, de corte o combinadas de tracción y corte. Ver [figura 2](#). Estas cargas pueden ser estáticas o pueden variar con el tiempo. Varios tipos de anclajes pueden ser adecuados para ciertos tipos de cargas pero no para otros. Deberían consultarse las recomendaciones del fabricante para seleccionar un anclaje para una determinada configuración de carga.

Entorno

La vida útil de un anclaje debe ser al menos tan larga como la de la estructura en la que ha sido instalado. Para ello los materiales con los que se fabrican los sistemas de anclaje deben resistir todos los impactos del entorno.

Las acciones independientes de las cargas pueden desgastar los revestimientos de protección como la galvanización de los anclajes. Dichas acciones pueden provocar la corrosión del anclaje debilitando la sección transversal, afectando a su funcionamiento e influyendo negativamente en el aspecto del anclaje a causa de las placas de oxidación.

En ciertas latitudes de Europa las fijaciones que reciben la radiación solar directamente pueden alcanzar temperaturas de 80° C o superiores. El plástico de un taco de poliamida o el mortero de un anclaje químico deben ser capaces de resistir estas temperaturas. También el fuego y el hielo son acciones relacionadas con la temperatura.

En el DITE de cada anclaje se acotan los entornos de aplicación del producto. Para instalaciones interiores y humedad relativa media-baja se recomiendan los anclajes en acero cincado (>5micras). Para instalaciones en ambientes exteriores, húmedos o con agresiones químicas medias se recomiendan los anclajes en acero inoxidable A4.

Para instalaciones en ambientes altamente corrosivos, como agresiones químicas elevadas (carreteras con incidencia de sales), frecuente contacto o inmersión intermitente con agua (cercano a piscinas o puertos) se recomiendan los aceros con tratamiento HRC (High Corrosion Resistance).

Tipo de instalación

La instalación puede ser simple o múltiple. La *instalación simple* es un montaje con un solo anclaje estructural. El cálculo de capacidad de carga es simple pues no se ve afectado por una limitación de carga debido a la proximidad a otros anclajes.

La *instalación múltiple* es un montaje que incluye varios anclajes estructurales. Se usa la instalación múltiple para aumentar la capacidad de carga. Sin embargo deben tenerse en cuenta las distancias mínimas entre anclajes en la fase de diseño para conseguir la capacidad de carga óptima.

Consideraciones adicionales

En instalaciones donde la edificación y entorno esté sujeto a normativas de resistencia al fuego en sus elementos constructivos, debe comprobarse si el correspondiente anclaje estructural elegido está ensayado y certificado según la resistencia al fuego requerida (F30, F60, F90, F120).

Material base: tipo y geometría	Carga	Entorno	Tipo de instalación	Consideraciones adicionales
<ul style="list-style-type: none"> • Hormigón • Mampostería • Materiales ligeros • Espesor del soporte • Distancias del anclaje al borde del soporte 	<ul style="list-style-type: none"> • Intensidad • Dirección: • Tracción • Corte • Combinadas • Tipo: • Carga estática • Carga dinámica 	<ul style="list-style-type: none"> • Temperatura • Humedad • Interior o exterior • Corrosión. • Incidencia de agresores químicos 	<ul style="list-style-type: none"> • Instalación sencilla o múltiple 	<ul style="list-style-type: none"> • Seguridad en caso de incendio • Economía • Disponibilidad

Tabla 2.2.4.B (tabla 2)

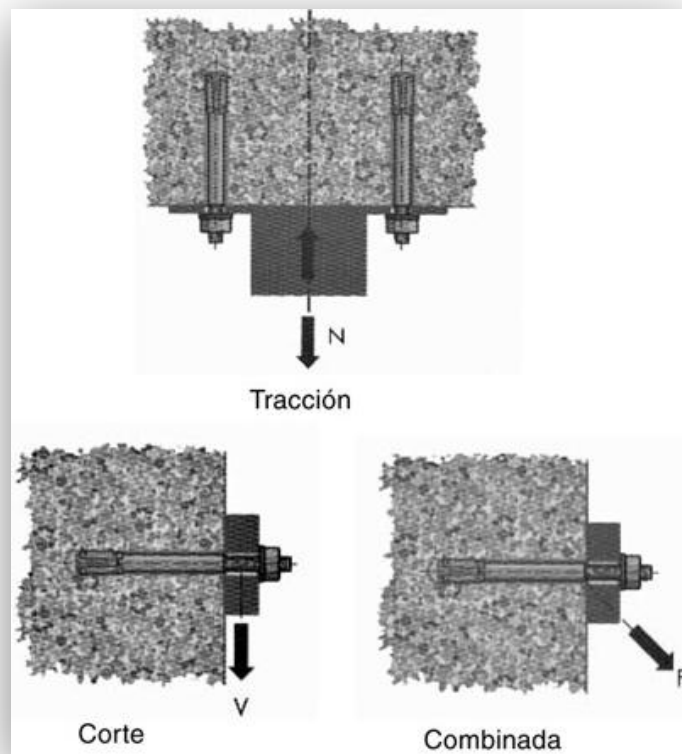


Fig. 2.2.4.7 (fig. 2)

NTP-893. ANCLAJES ESTRUCTURALES (Continuación)

4. INSTALACIÓN

La instalación de anclajes estructurales conlleva una serie de fases necesarias para garantizar la fiabilidad y seguridad de los mismos una vez montados. En el DITE de cada anclaje se especifican todos los parámetros de instalación.

Proceso de instalación

En el proceso de instalación se deben considerar los siguientes aspectos: material base, anclaje, pieza y colocación.

Material base

Deben tenerse en cuenta:

- Estado del material base in situ (resistencia, hormigón fisurado - no fisurado).
- Dimensiones reales del elemento de la edificación que se utiliza para el anclaje (profundidad, anchura, longitud).
- Selección correcta del anclaje.

Anclaje

Deben considerarse:

- Disponibilidad de las instrucciones de colocación/DITE.
- Número y período de validez de la certificación.
- Espesor máximo de la pieza que debe ser fijada.
- Elección correcta del material del anclaje para el uso al que está destinado.

Pieza

Se tendrá en cuenta el grosor de la pieza, los diámetros de taladro y distancias mínimas entre taladros.

Colocación

Son aspectos a tener en cuenta:

- Utilización del método de taladrado exigido por las instrucciones de colocación/DITE.
- Tipo y estado del taladro a utilizar.
- Brocas necesarias (borde cortante, longitud de la broca, tope de broca).
- Comprobación de si el elemento de la edificación está armado y/o existen armaduras en la zona del anclaje.
- Herramientas (útiles específicos) requeridas para colocar el anclaje.
- Determinar el tipo de disposiciones constructivas requeridas y estudio sobre si es posible su colocación.
- Comprobación de la posibilidad de taladrar los agujeros perpendicularmente a la superficie del material base de manera que la profundidad del agujero se ajuste a las instrucciones/DITE.
- El proceso de extracción de polvo y escombros del agujero se debe ajustar a los requisitos de las instrucciones/DITE.
- La introducción, la colocación y el ensamblaje de la instalación del anclaje se debe ajustar a los requisitos del DITE.
- La colocación de la pieza debe ajustarse a los requisitos del DITE.
- Se debe respetar el par de apriete para la colocación del anclaje de acuerdo con el DITE.
- Se debe determinar si es necesario ensayar la colocación.
- Realizar un protocolo de instalación respecto a los requisitos del DITE /instrucciones de instalación.
- Se deberían conservar archivos de los protocolos de instalación junto al contrato de obra durante al menos 5 años.

En la [figura 3](#) se resumen los pasos a seguir en el proceso de instalación de un anclaje metálico de expansión.

La capacidad de carga depende del grado de limpieza del taladro utilizado. El proceso limpieza también puede venir especificado en DITE. Ver [figura 4](#).

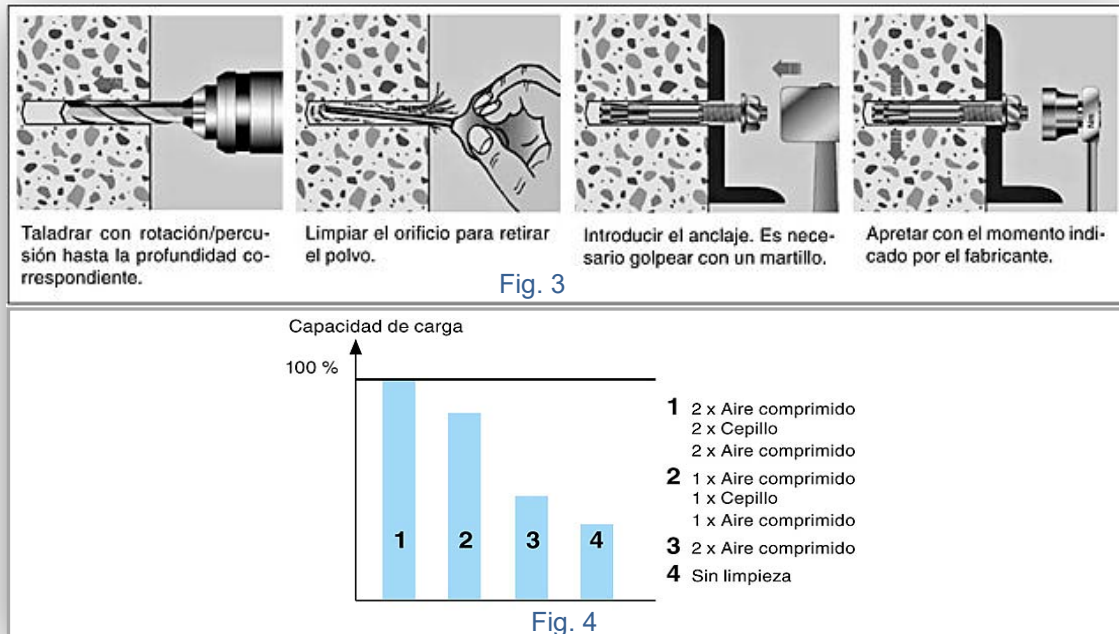


Fig. 2.2.4.8 (figs. 3 y 4)

NTP-893. ANCLAJES ESTRUCTURALES (Continuación 4. Instal.)

Errores frecuentes en la instalación de anclajes estructurales

En la instalación de anclajes estructurales se pueden cometer una serie de errores de colocación que aumentan la posibilidad de que aparezcan distintos modos de fallo tratados posteriormente (apartado 5): hacen referencia a agujeros taladrados incorrectamente, apriete sin utilizar llave dinamométrica, tiempo de fraguado del anclaje químico y dimensionado o cálculo de carga incorrecto.

Agujeros taladrados incorrectamente

- Agujeros mal ubicados (ver figura 5).
- Debido a las barras de armadura no pueden alcanzar la profundidad necesaria.
- En contacto con las barras de armadura impide la colocación adecuada de los anclajes.
- Polvo y escombros en el interior del agujero.
- Corte de las armaduras del hormigón.

Apriete sin utilizar llave dinamométric

- Par de apriete insuficiente: no se produce la expansión completa del anclaje.
- Par de apriete excesivo: se daña el material del soporte o bien se sobrecarga a tracción el vástago del anclaje disminuyendo su capacidad (ver figura 5).

Tiempo de fraguado del anclaje químico

- El endurecimiento de la resina depende de su tipo, composición y temperatura del material base. Debe existir un período de espera entre la colocación y carga de los anclajes. El endurecimiento al tacto de la resina no es suficiente para aplicar la carga al anclaje.

Dimensionado o cálculo de carga incorrecto

- Distancia mínima al borde de hormigón insuficiente. (Ver figura 5).
- Distancia mínima entre ejes de anclajes estructurales insuficiente.
- Solicitud de carga superior a la capacidad de carga del anclaje estructural. (Ver figura 6).



fig. 5



fig. 6

Fig. 2.2.4.9. Fallas de anclajes por instalación o elección incorrecta. Arriba (fig. 5), menor distancia al borde de la requerida o par de apriete excesivo. Abajo (fig. 6), anclaje insuficiente ante la carga ejercida (efecto de palanca)

2.2.5 FIBRAS DE CARBONO

Para vislumbrar las numerosas posibilidades de uso y aplicaciones que hoy en día ofrece este material a la industria de construcción, particularmente en el ámbito de la rehabilitación y refuerzo de estructuras, se empezará por hablar del contexto general en el que se sitúa, estableciendo el grupo de materiales al que pertenece, así como por dar un esbozo de su conformación esencial y de algunas de sus características y propiedades, principalmente de tipo mecánico, que son las que nos atañen. Las fibras de carbono pertenecen al grupo de los materiales compuestos denominados “FRP”, siglas en inglés de: polímeros reforzados con fibra, los cuales se definen como una matriz (resina) termofija o termoplástica a la que se le agregan materiales de refuerzo como son las fibras, que a su vez pueden ser de vidrio, carbono o aramida, entre otras. Las fibras de refuerzo aportan resistencia ante sollicitaciones mecánicas (tensión, flexión y cortante), mientras que el polímero (resina) es el aglutinante que mantiene unido al compuesto y que favorece una distribución uniforme de las cargas entre las fibras, protegiéndolas al mismo tiempo contra ataques químicos y ambientales. Las fibras constan de varios hilos que se entrelazan o trenzan para formar tejidos que sirven de base para elaborar el producto final, que si bien en un principio se limitaba a mallas planas, láminas y tiras, en la actualidad se dispone de barras circulares o rectangulares con diferentes tipos de acabado como corrugado o cobertura de arena, mallas tridimensionales e incluso perfiles como ángulos, Ts, cuadrados, etc. Las resinas por su parte, se dividen en dos grandes grupos que ya se mencionaron al principio: termofijas y termoplásticas, y por su componente base pueden ser de poliéster, viniléster, epóxicas, fenólicas y de poliuretano.

En lo que concierne a sus propiedades, los FRP presentan un amplio rango de variación de acuerdo al tipo de fibra que los conforma, así por ejemplo son entre cuatro y seis veces más ligeros que el acero, lo cual reduce costos de transportación, almacenamiento e instalación, en comparación con éste último. Otra cualidad importante es el hecho de que las láminas de refuerzo con fibras de alto desempeño generalmente muestran un comportamiento elástico-lineal hasta la falla, pudiendo haber cierta variación por la dirección que tenga la carga con respecto a la de las fibras. De este modo, resulta que las láminas FRP-vidrio alcanzan un mayor módulo de elasticidad y resistencia a la tensión que el concreto, la madera, el aluminio y el acero. Asimismo, las láminas de FRP-Carbono desarrollan una resistencia a la tensión específica (relación resistencia-densidad del material) 4 a 6 veces mayor y un módulo específico (relación módulo-densidad del material) 3.5 a 5 veces superior a los del acero y aluminio respectivamente. En resumen, los materiales FRP muestran una superioridad significativa sobre tradicional acero de refuerzo, en 4 propiedades importantes: a) mucho menor peso específico (muy ligeros); b) resistencia mecánica muy alta; c) alta resistencia contra agentes químicos y ambientales y d) gran durabilidad. Quizá la ductilidad, que en los FRP no tiene un nivel alto, es la única propiedad en la que el acero común resulta más conveniente.

Por último, concluiremos el presente subcapítulo con algunos gráficos e imágenes de los “FRP”, particularmente de fibras de carbono “CFRP”.

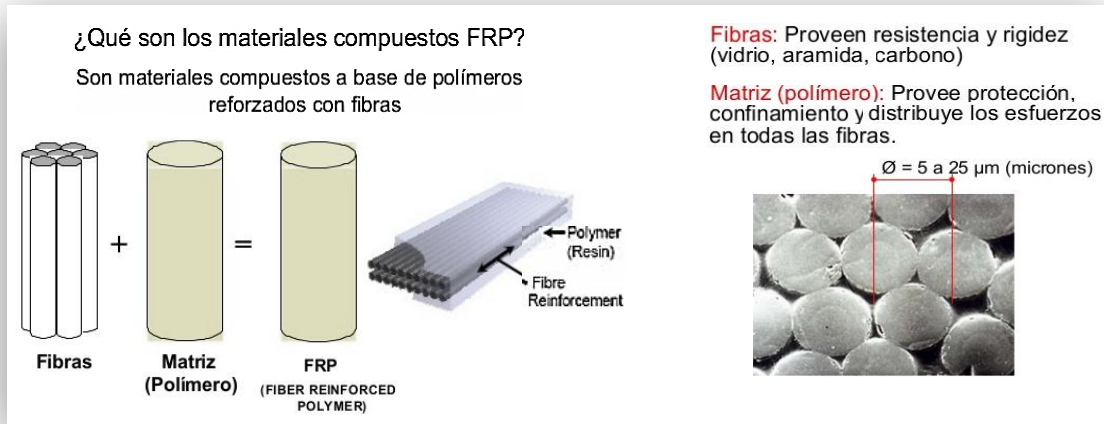


Fig. 2.2.5.1. Conformación básica de los “FRP” e imagen que muestra el tamaño y naturaleza de las fibras de alta resistencia

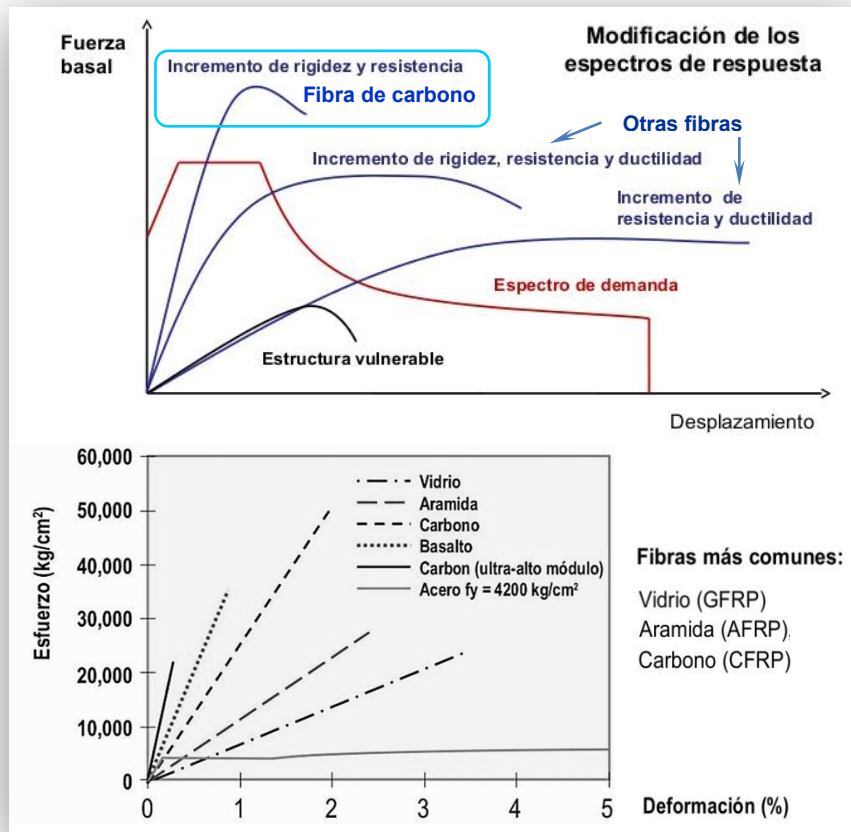


Fig. 2.2.5.2. Gráficas. Arriba, respuestas diversas de fibras ante cortante basal. Abajo, relación esfuerzo-deformación de las fibras y de otros materiales

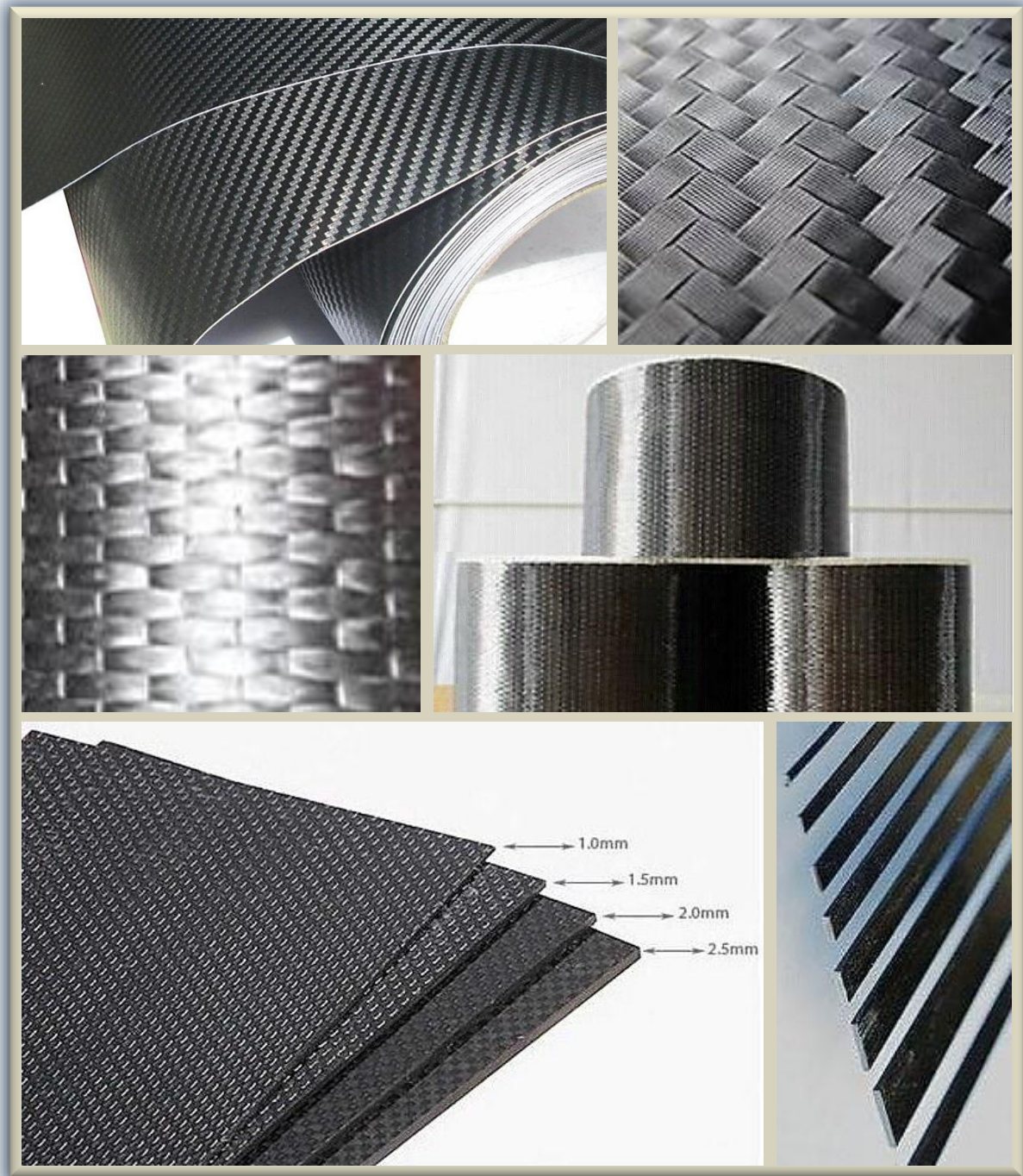


Fig. 2.2.5.3. Formas más comunes de los productos de fibra de carbono que se utilizan en la Construcción. Arriba, tela de "FC" y acercamiento del tipo de tejido: bidireccional. En medio, también "FC" en rollo pero de tejido unidireccional. Abajo, en forma de laminados y tiras de varios espesores y anchuras

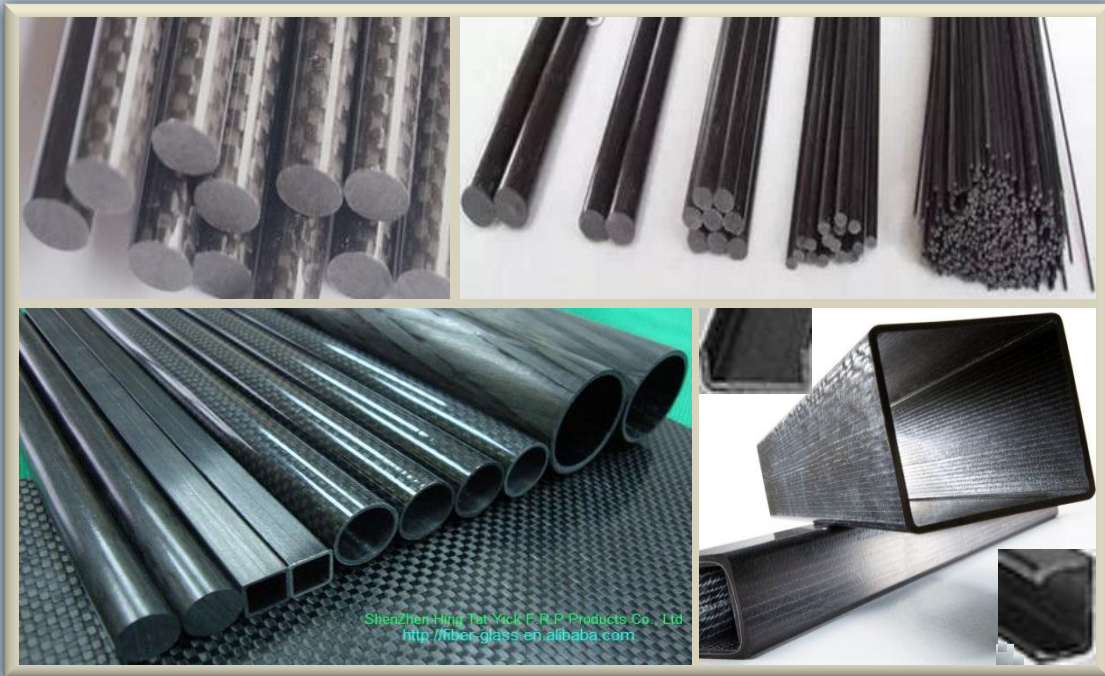


Fig. 2.2.5.4. Más formas de piezas elaboradas con polímeros y fibras de refuerzo. Arriba, barras en diferentes diámetros, desde 0.5 hasta 51 mm, regularmente. Abajo, tubulares redondos y cuadrados; incluso perfiles “C”, “U”, “H”, etc.

MEDIDAS ESTÁNDAR				
MEDIDAS	GROSORES	PESO (lb/ft)	(disponible en grososres mayores)	
			GROSORES	PESO (lb/ft)
¾" x ¾" (0.790 x 0.790 ± 0.010) ID	0.050" (± 0.015)	0.07	0.075" (± 0.015)	0.13
1" x 1" (1.032 x 1.032 ± 0.010) ID	0.050" (± 0.015)	0.10	0.075" (± 0.015)	0.15
1" x 2" (0.990 x 1.980 ± 0.010) ID	0.050" (± 0.015)	0.14	0.075" (± 0.015)	0.23
2" x 2" (1.970 x 1.970 ± 0.030) ID	0.065" (± 0.015)	0.26	0.085" (± 0.015)	0.36
2" x 4" (2.150 x 4.343 ± 0.030) ID	0.085" (± 0.015)	0.60	0.120" (± 0.015)	0.85
3" x 3" (3.163 x 3.163 ± 0.030) ID	0.085" (± 0.015)	0.60	0.120" (± 0.015)	0.85

Longitudes: 96", 72", 48", 24" (-0, +0.5), 98", >98"

Acabados: Natural, húmedo, brillante, texturizado

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
<p>Opciones Adicionales</p> <ul style="list-style-type: none"> • Formas de sección personalizadas • Longitudes personalizadas • Grososres personalizados • Maquinado CNC • Servicios de Diseño e Ingeniería 	<p>Propiedades del Tejido de Fibras Resistencia a la tensión: 640 ksi Módulo de Elasticidad: 34 Msi</p> <p>Propiedades de Una Fibra Resistencia a la tensión: 640 ksi Módulo de Elasticidad: 34 Msi</p> <p>Resina Epoxi, aporta aproximadamente un 50% W_f ≈ 50%</p> <p>Configuración de diseño ± 45° tejido bi-axial de FC [± 45/0], 0° FC unidireccional</p>

Fig. 2.2.5.5. Ficha técnica de un perfil tubular de “CFRP” de sección rectangular

2.3 RESTAURACIÓN

El propio título de éste subcapítulo indica de manera sencilla y clara el objetivo de éste primer criterio de rehabilitación y que básicamente consiste en devolver a los elementos estructurales afectados su capacidad de carga original, claro está, después de haber corroborado mediante la revisión analítica correspondiente, que dicha capacidad es suficiente para absorber los distintos tipos de acciones y sus combinaciones, según como lo indique la normatividad técnica aplicable.

En relación a lo anterior, cabe recordar la relevancia que en dicho análisis tiene verificar que los elementos que vayan a ser restaurados, sobre todo los que están hechos de concreto armado, cumplan con un principio básico que rige en la generalidad de las normativas actuales: el de mostrar un comportamiento dúctil previo a la falla, en el cual el acero alcanza su esfuerzo de fluencia poco antes de producirse aplastamiento del concreto en compresión. Así pues, si en lo concerniente a tal condición, al igual que en otras como la distribución de rigideces y de fuerzas cortantes de piso o entrepiso, se satisfacen los requerimientos de diseño establecidos por la normatividad para la totalidad de la estructura, entonces el proceso de reparación se limitará al obturado de fisuras y grietas, así como a la reposición y/o sustitución de porciones dañadas de materiales que no representen volúmenes significativos, y siempre que no haya necesidad de agregar ningún tipo de refuerzo ni de hacer modificaciones de áreas de secciones transversales, tal como sucede en los procedimientos de restauración que a continuación se describen.

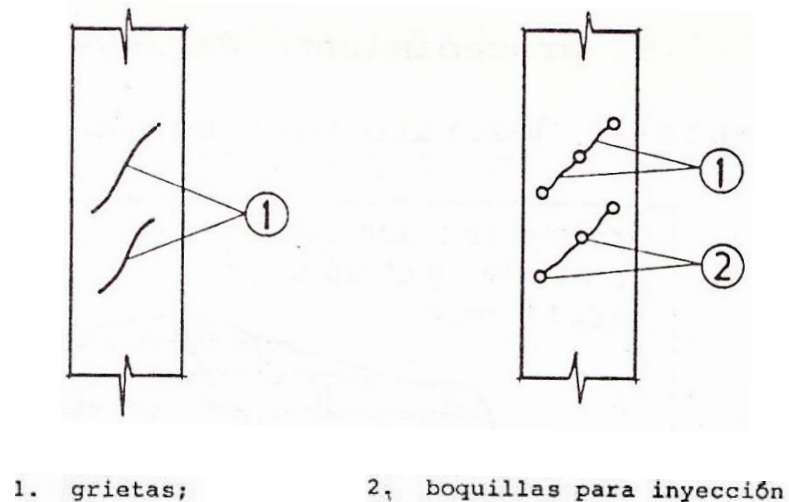
2.3.1 INYECCIÓN DE GRIETAS

La inyección en grietas es un procedimiento bastante adecuado para la restauración de elementos de concreto o mampostería que tienen daños no muy severos, en el cual se pueden aplicar diversos productos como son las lechadas de cemento-arena con o sin aditivos especiales, así como una amplia gama de resinas sintéticas, para rellenar y sellar grietas comprendidas en un rango que va de los 0.5 mm. a los 5 mm. de ancho o incluso de mayor tamaño, al combinar éstas lechadas y resinas con otros productos (aditivos), como se verá en los párrafos siguientes.

Con dicho procedimiento se puede lograr que los elementos menormente agrietados recuperen prácticamente el 100 % de la resistencia original, pero sólo el 70 u 80 % cuanto más, de la rigidez previa al fisuramiento, a causa de la imposibilidad de inyectar la totalidad de las grietas por ser algunas de ellas demasiado angostas, o porque las que no lo son tanto en la superficie, se estrechan en las zonas profundas, lo que aunado a la viscosidad de la resina, impide que se rellenen completamente dichos espacios aunque la resina sea suministrada a una alta presión a través de boquillas.

Se puede emplear el método de inyección en elementos de concreto siempre y cuando no se haya producido aplastamiento o fragmentación del mismo, con la aclaración además de que para grietas de hasta 0.5 mm. de ancho se aplican puramente las resinas, mientras que para grietas de 0.5 a 5 mm. es necesario mezclarlas con algún agregado, siendo también ya factible en éste rango de anchuras e incluso mayores (hasta 10 mm.), la aplicación de lechadas.

El primer paso en el procedimiento de inyección es limpiar de forma meticulosa las zonas afectadas del elemento, para lo cual se sugiere aplicar aire a presión que llegue principalmente al interior de las grietas, eliminando de éste modo la mayor cantidad posible de polvo y de otras sustancias contaminantes, a continuación se procede a cubrir las superficialmente a lo largo de toda su trayectoria con algún material liviano que tenga buena adherencia como podría ser yeso, mortero, pasta plastificada o incluso cinta adhesiva, inmediatamente después y siguiendo dichas líneas de agrietamiento hasta abarcar por completo el área afectada, tal y como se puede apreciar en la fig. 2.3.1.1, se van dejando ahogadas boquillas metálicas de 1 cm. de diámetro con espaciamientos entre sí comprendidos entre 20 y 50 cm., dependiendo de lo intrincado y extendido de las grietas, de manera que la cantidad de resina o lechada que se inyecte en cada boquilla sea la adecuada, es decir, ni demasiado profusa ni tampoco insuficiente.



Inyección de grietas en columnas

Fig. 2.3.1.1

El paso siguiente es propiamente la colocación del material de relleno que en el caso de ser una resina, se introduce a presión empezando por la boquilla más baja y avanzando con las demás en orden ascendente. La presión que se necesita aplicar depende del ancho de la grieta así como de la viscosidad del producto; para grietas de más de 0.5 mm. de ancho se recomienda realizar la inyección en el sentido de la gravedad, precisando que la aplicación se puede efectuar empleando desde una pistola manual de calafateo hasta un dispositivo automático de dosificación y mezcla de los componentes de la resina. Las figs. 2.3.1.2 y 2.3.1.3 muestran ejemplos y variantes de la forma de aplicación del procedimiento.



Fig. 2.3.1.2. Inyección manual de resina en grietas. Arriba izq., aplicación de forma directa sobre la fisura. Arriba der., aplicación a través de boquillas. Abajo, vista general en la que se aprecia el uso de pistola de calafateo para la inyección; nótese la separación equidistante de las boquillas

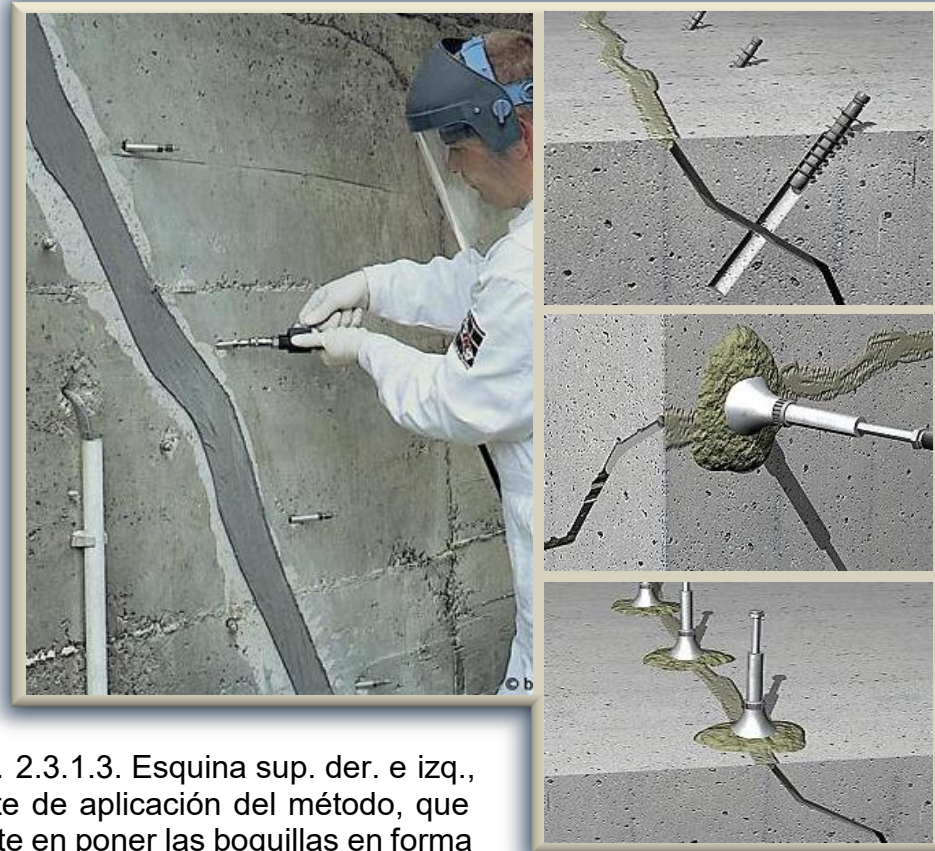
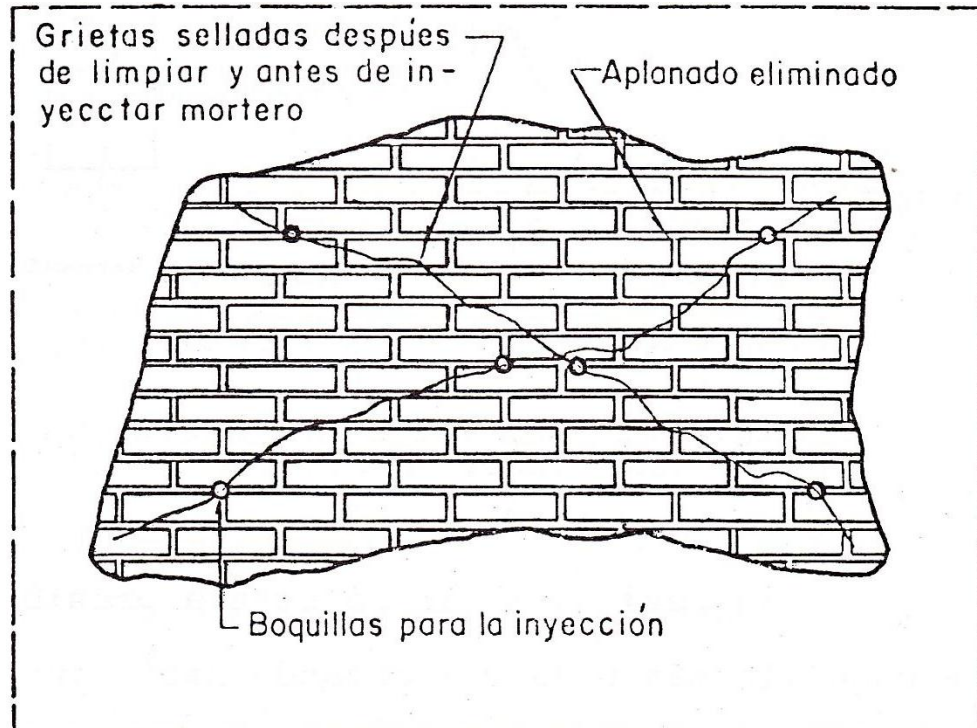


Fig. 2.3.1.3. Esquina sup. der. e izq., variante de aplicación del método, que consiste en poner las boquillas en forma paralela a la grieta, en barrenos oblicuos que la atraviesan. Abajo der., colocación tradicional de boquillas (directamente sobre la grieta). En ambos, el sellado de la superficie es con mortero epóxico



Fig. 2.3.1.4. Tapado de grietas con equipo de inyección de despl. positivo y presión máx. de 500 psi. La correcta aplicación garantiza el monolitismo estructural

Por último, es pertinente mencionar que no obstante en muros de mampostería que presentan grietas de 0.5 a 3 mm. se puede recurrir al uso de resinas, resulta más práctico embeberlas con una lechada de mortero cemento-arena que suele ser igualmente útil en grietas de más de 3 y hasta 10 mm. de ancho, sólo que en éste último caso sería necesario incorporar algún aditivo expansor a la lechada. La fig. 2.3.1.5 ilustra el procedimiento de inyección para muros de mampostería que prácticamente es el mismo que el que se acaba de describir para elementos de concreto.



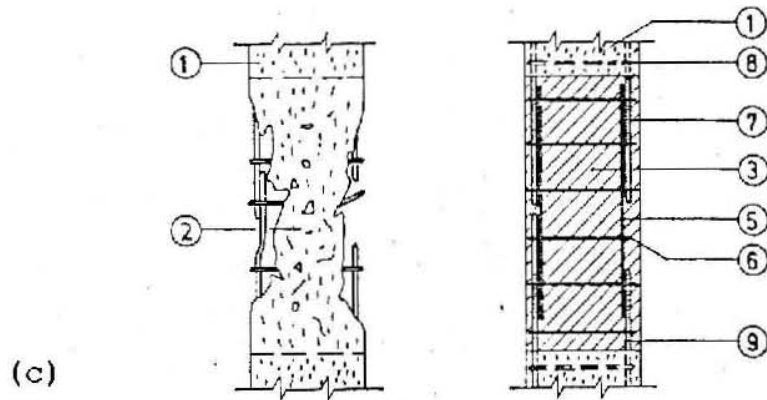
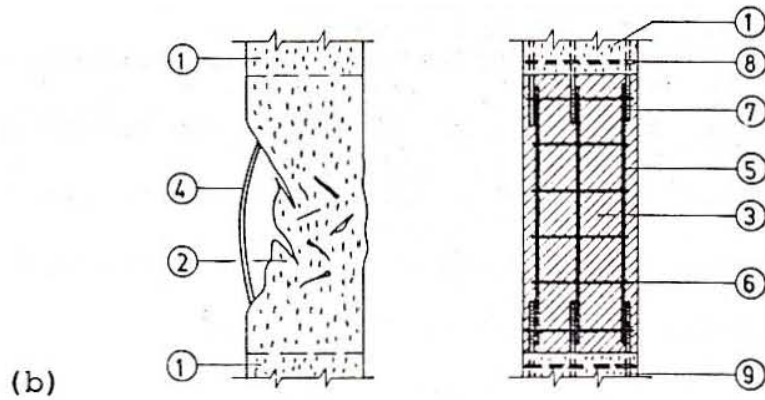
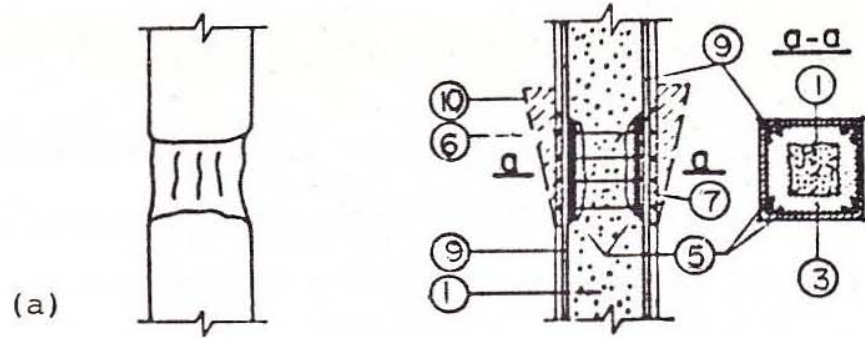
Inyección de grietas en muros de mampostería

Fig. 2.3.1.5

2.3.2 SUSTITUCIÓN DE MATERIALES

Este es un método de restauración que suele emplearse en los casos en que los daños se clasifican dentro de un rango de severidad medio y se basa en la reconstrucción parcial de elementos, reemplazando las partes dañadas por porciones equivalentes de materiales nuevos que tengan propiedades iguales o muy semejantes a las de los materiales originales y siempre que tales cantidades sean de baja cuantía en relación a la masa total de los elementos a reparar. Para poder llevar a cabo éste tipo de trabajos es indispensable liberar a los elementos que vayan a repararse, de la carga que sustentan, mediante la utilización de algún sistema de soporte auxiliar como los que ya se abordaron anteriormente, aprovechando generalmente el apuntalamiento implementado en la etapa de rehabilitación temporal.

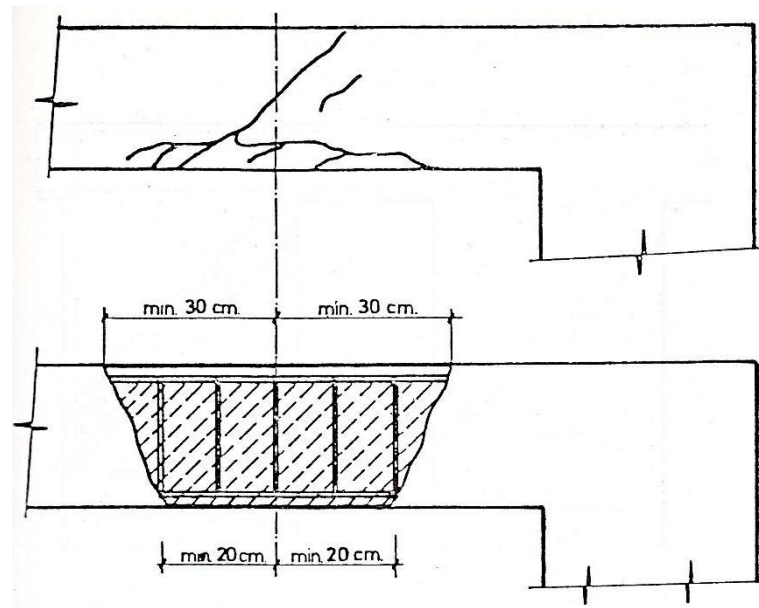
En general, aunque podrían existir múltiples variantes respecto de éste tipo de reparaciones de acuerdo al elemento estructural de que se trate y de su conformación, en elementos de concreto por ejemplo, cuando se ha producido aplastamiento que incluso la mayoría de las veces va aparejado de pandeo del refuerzo, se puede implementar la aplicación de éste método debiéndose primeramente remover el concreto dañado de manera que quede una superficie bastante rugosa, procediendo luego a sustituir si fuere el caso, los tramos de acero de refuerzo que se encontraran deformados o notoriamente pandeados, por nuevos tramos que deberán unirse al resto del refuerzo ya sea traslapándolos solamente o bien utilizando soldadura, no pasando por alto que el nuevo acero debe ser de la misma especificación que el original. Asimismo y de manera similar a lo que se hace para la inyección de grietas, se deben preparar las superficies de unión entre los materiales viejos y los nuevos, realizando primeramente una limpieza a fondo para lo cual se recomienda lanzar chorros de arena o en su defecto utilizar cepillo de alambre y aire a presión, procediendo en seguida a la saturación de la zona de reparación ya sea simplemente con agua, con una lechada o con la aplicación de algún adhesivo a base de resinas. En seguida se procede a colocar la cimbra, lo cual habitualmente no reviste mayor problema, siendo oportuno comentar que aunque después de que se retire ésta, haya que rebajar excedentes o rebabas de concreto, es preferible dejarla holgada para propiciar una mayor facilidad en el colado, así como para evitar la formación de oquedades que eventualmente y de nueva cuenta volverían vulnerables las partes reparadas, más aún que en la mayoría de las ocasiones las zonas donde se precisa efectuar éste tipo de reparaciones están en las proximidades de nodos o intersecciones viga-columna, dificultando tal situación la colocación del concreto. Igualmente importante y aunado a lo anterior, se debe recordar que en los colados para la rehabilitación de elementos es conveniente utilizar siempre concretos que contengan aditivos expansores, con el fin de garantizar que las zonas reparadas queden firmes y completamente integradas a los elementos estructurales. En las figs. 2.3.2.1 a la 2.3.2.4 se muestran algunos esquemas del método de restauración por sustitución de materiales.



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

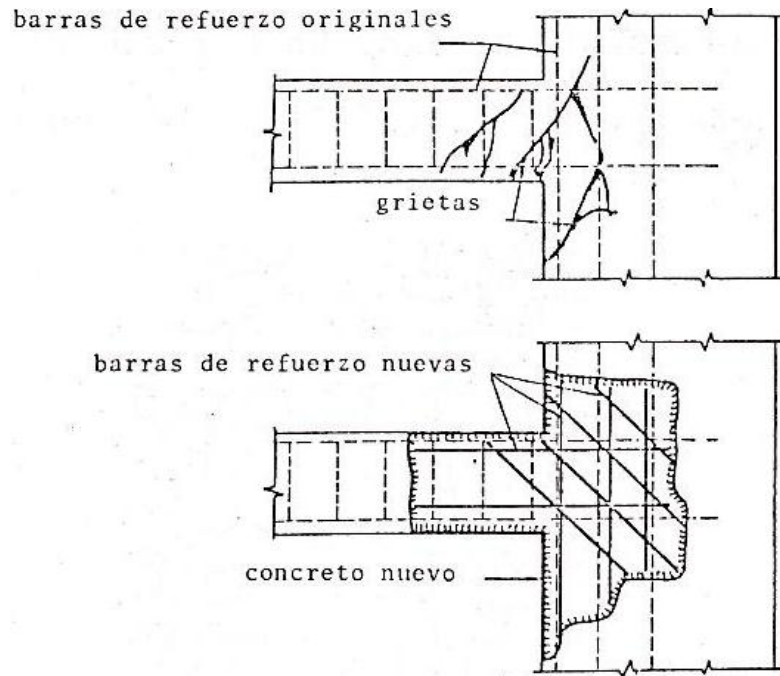
Sustitución de materiales en columnas

Fig. 2.3.2.1



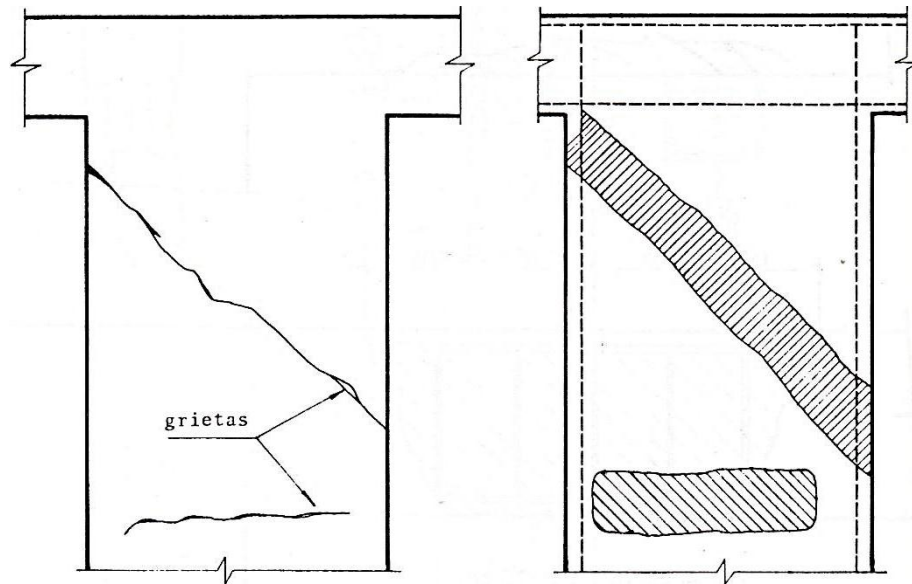
Sustitución de materiales en vigas

Fig. 2.3.2.2



Sustitución de materiales en uniones

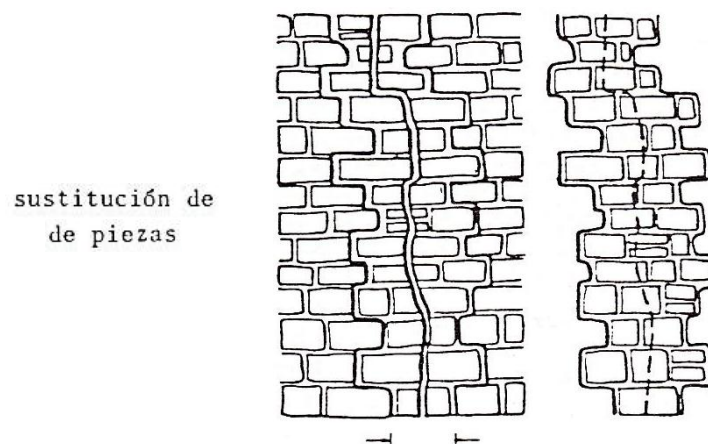
Fig. 2.3.2.3



Sustitución de materiales en muros de concreto

Fig. 2.3.2.4

Adicionalmente, en elementos de mampostería que tienen grietas de 10 mm. o más de ancho, también es posible utilizar este método, para lo cual se procedería al reemplazo de las piezas dañadas con la particularidad de emplear un mortero elaborado con un proporcionamiento de cemento bastante enriquecido. Otra alternativa sería la sustitución de franjas agrietadas completas de muro por castillos, aunque en tal caso estaríamos hablando más propiamente de un reforzamiento que de una restauración. La fig. 2.3.2.5 ilustra la sustitución en mampostería.



Sustitución de materiales en muros de mampostería

Fig. 2.3.2.5

Para concluir éste subcapítulo, a continuación se muestran imágenes relativas a la sustitución parcial de componentes de elementos estructurales, que en el caso de ser de concreto armado, aunque la revisión analítica arroje que no es necesario incrementar dimensiones, no hay que olvidar que dicha condición no impide utilizar concretos o morteros expansivos o anticontractivos, de los que ya se habló con anterioridad, que asimismo puedan contener algún aditivo anticorrosivo, o bien que éste pueda ser aplicado por separado al acero de refuerzo que quede expuesto y/o al nuevo acero, previamente al colado.



Fig. 2.3.2.6. Elementos que son susceptibles de ser rehabilitados por sustitución de materiales. Arriba, se requiere reemplazar tanto tramos de acero de refuerzo como porciones de concreto. Abajo, la columna a pesar de verse sumamente fracturada, en apariencia no presenta importantes deformaciones ni tampoco el acero de refuerzo se muestra pandeado, por lo que la restauración para éste caso se limitaría sólo a reponer los volúmenes de concreto dañado, así como a un posible reemplazo de algunos estribos de la base.



Fig. 2.3.2.7. Secuencia de rehabilitación de nervaduras de una losa mediante la sustitución completa del refuerzo longitudinal y del concreto de la parte inferior (recubrimiento). Apparently un incendio fue la causa de ésta afectación

2.3.3 USO DE FIBRAS DE CARBONO

Partiendo de que en el subcapítulo anterior se trataron algunas de las características y propiedades principales de éste material, así como de otros que comúnmente se emplean en la reparación y reforzamiento de estructuras, a continuación, debido a la amplia gama de productos comerciales de fibras de carbono que actualmente existe, se muestran de manera sinóptica las formas de uso más socorridas de ellas.

- Industria automotriz
 - ~ Partes de chasis
 - ~ Carrocerías
- Industria aeronáutica
 - ~ Fuselajes
 - ~ Dispositivos de seguridad
- Industria aeroespacial
 - ~ Naves
 - ~ Satélites
 - ~ Estructuras orbitales
- Medicina
 - ~ Prótesis osteoarticulares
- Ámbito deportivo
 - ~ Ciclismo
 - ~ Esquí
 - ~ Alpinismo
 - ~ En general, cualquier deporte que requiera instrumentos o accesorios para su práctica
- Arquitectura
 - ~ Elementos prefabricados para fachadas
 - ~ Pisos y losetas de alta resistencia y reducido fisuramiento
 - ~ Paneles, plafones y techumbres de mayor modulación a la de materiales tradicionales
- Ingeniería y construcción
 - ~ Estructuras prefabricadas:
 - Vigas y plataformas para puentes vehiculares y peatonales
 - Componentes de sistemas de pilotaje para estructuras marinas
 - Durmientes y otros insumos para la industria ferroviaria
 - Placas y pantallas para muros de contención
 - Postes, pilotes y perfiles estructurales de formas diversas
 - ~ Estructuras existentes:
 - Reparación, reforzamiento y rehabilitación de estructuras de concreto y mampostería (losas, muros, columnas, vigas, etc.) en forma de tela, tiras y placas adheridas a elementos
 - Como revestimiento de protección en plantas de tratamiento de aguas residuales y procesos químicos, instalaciones petroquímicas, torres de telecomunicaciones y de transmisión; así como en estructuras expuestas a salinidad (puertos, muelles, diques, etc.) y emisiones radiactivas (áreas de resonancia magnética y rayos "X" en hospitales, incluso cámaras de combustión de centrales nucleoelectricas)

De igual modo, las siguientes figuras ilustran algunos de los usos y aplicaciones que se acaban de mencionar.



Fig. 2.3.3.1. Usos generales de los “CFRP”. Arriba, formando parte del chasis monocasco y carrocería de un automóvil común. En medio, representando un porcentaje importante del peso total de aviones comerciales. Abajo, como parte de transbordadores y perfiles estructurales de futuras estaciones espaciales



Fig. 2.3.3.2. Usos de los “CFRP” en la industria de la construcción, en éste caso, para la elaboración de diversas estructuras prefabricadas. Arriba, en cajones y plataformas de puentes. Abajo, en elementos y perfiles de formas muy variadas



Fig. 2.3.3.3. Esquematización e imágenes de reforzamiento de elementos estructurales mediante adhesión externa de tela, tiras o láminas de “CFRP”

2.4 REFORZAMIENTO Y REESTRUCTURACIÓN

Ésta instancia se amerita cuando de los resultados de la revisión analítica realizada durante la etapa de evaluación, se desprende que el nivel de daños que presenta la estructura es profuso y elevado, adoleciendo además de deficiencias importantes en su capacidad de carga y de respuesta contra sismo principalmente, de modo que una reparación basada en procedimientos de restauración solamente, fuera insuficiente para subsanar dichas fallas. En relación a esto, es oportuno decir que aunque reforzamiento y reestructuración son conceptos muy relacionados entre sí, tienen significados completamente diferentes, por lo que antes de abordar propiamente lo concerniente a ambos criterios de rehabilitación, se dará una breve explicación de los mismos.

Se le denomina “reforzamiento” al conjunto de técnicas y criterios destinados a incrementar la resistencia y mejorar el comportamiento de los elementos estructurales, ante las distintas solicitaciones y combinaciones de estas a las que hayan estado o pudieran estar expuestos. En ocasiones, el proceso requerido para conseguir dicho objetivo puede llegar a tornarse complejo y no muy expedito, debido a las múltiples incidencias y factores que no hacen tan evidente la identificación de los mecanismos específicos que provocan los daños y fallas, lo que dificulta la elección del tipo y alcance de la alternativa de rehabilitación, haciendo además en ocasiones muy delgada la línea que divide un reforzamiento de una reestructuración.

Se entiende por “reestructuración” a toda modificación realizada a una estructura, es decir, a un conjunto de elementos que se relacionan entre sí desempeñando determinadas funciones que contribuyen a la sustentación de la totalidad del sistema. De acuerdo a la definición anterior, la modificación que se hiciera con un fin específico a las características o propiedades físicas de cualquier elemento o parte de una estructura, aunque en sentido estricto podría considerarse una reestructuración, en la práctica, para que una modificación pueda ser tomada de esa manera debe representar un cambio sustancial de la estructura en su conjunto, pudiendo ser de índole cuantitativa o cualitativa; de éste modo, se tiene que una reestructuración cuantitativa es aquella que adiciona elementos de conformación y propiedades similares a las de los elementos existentes, y/o suprime algunos de estos, mientras que en la cualitativa puede haber más variantes, dependiendo de las características que se modifiquen, ya sean las de tipo geométrico (dimensiones, forma y ubicación, principalmente) tratándose de elementos existentes, o bien las intrínsecas, de acuerdo al tipo de materiales y piezas que se agregaran a elementos existentes o de los que estuviesen hechos elementos nuevos.

En seguida se describen brevemente algunos de los métodos más comunes en cuestión de reforzamiento de elementos, para posteriormente abordar los elementos principalmente utilizados con fines de reestructuración.

2.4.1 COLUMNAS

a) Encamisado de concreto reforzado

Este procedimiento consiste en envolver a la columna en toda su longitud con un armado adicional longitudinal y transversal (de varillas y estribos o malla electrosoldada) que se recubre con concreto nuevo, colado in-situ. La superficie de contacto del elemento a reparar, además de prepararse de la misma manera a la descrita en el apartado 2.3.2 del subcapítulo anterior, es decir, limpiándola con chorro de arena o cepillo de alambre y aire a presión, debe picarse hasta que quede suficientemente rugosa.

Cuando la columna se encamisa sólo en el entrepiso donde está situada, tal como se puede apreciar en la fig. 2.4.1.1.a, se consigue incrementar su resistencia ante carga axial y fuerza cortante, así como un comportamiento más dúctil, pero su resistencia a la flexión no se modifica; no obstante ésta también puede ser aumentada extendiendo el encamisado a los entrepisos contiguos a través de orificios hechos en las losas, los cuales además de permitir el paso continuo del acero longitudinal y la colocación de estribos adicionales a nivel del alma de las vigas (refuerzo del nodo), facilitan las maniobras de cimbrado y colado. La fig. 2.4.1.1.b ilustra lo anterior.

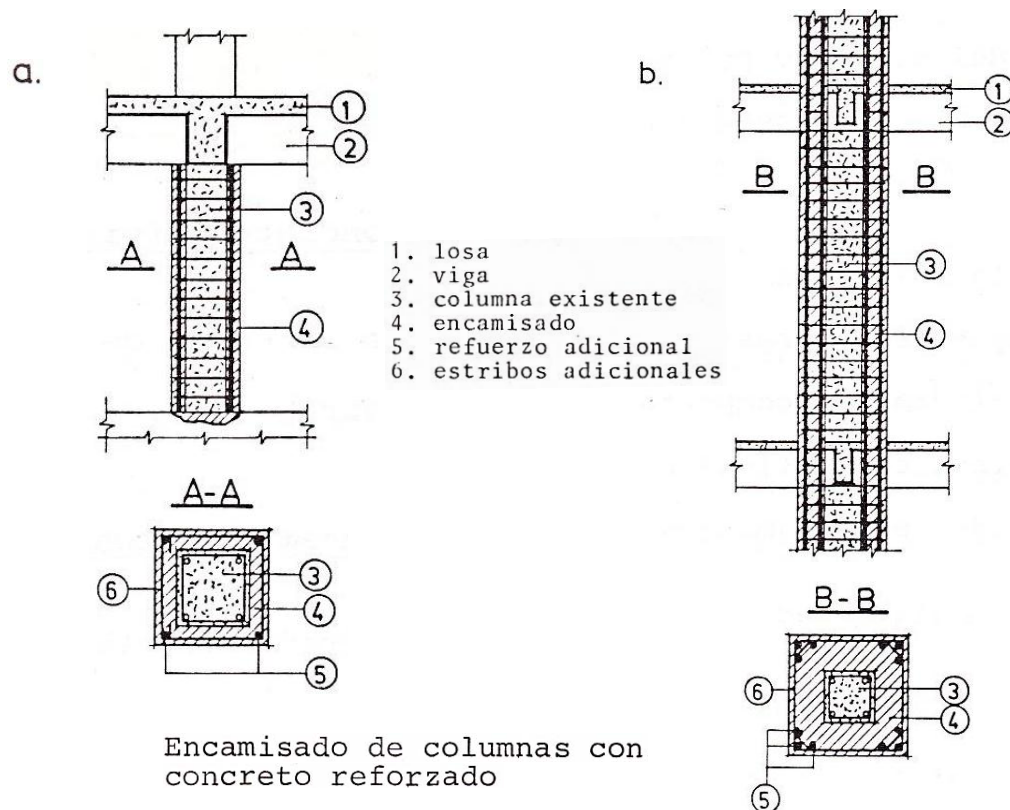
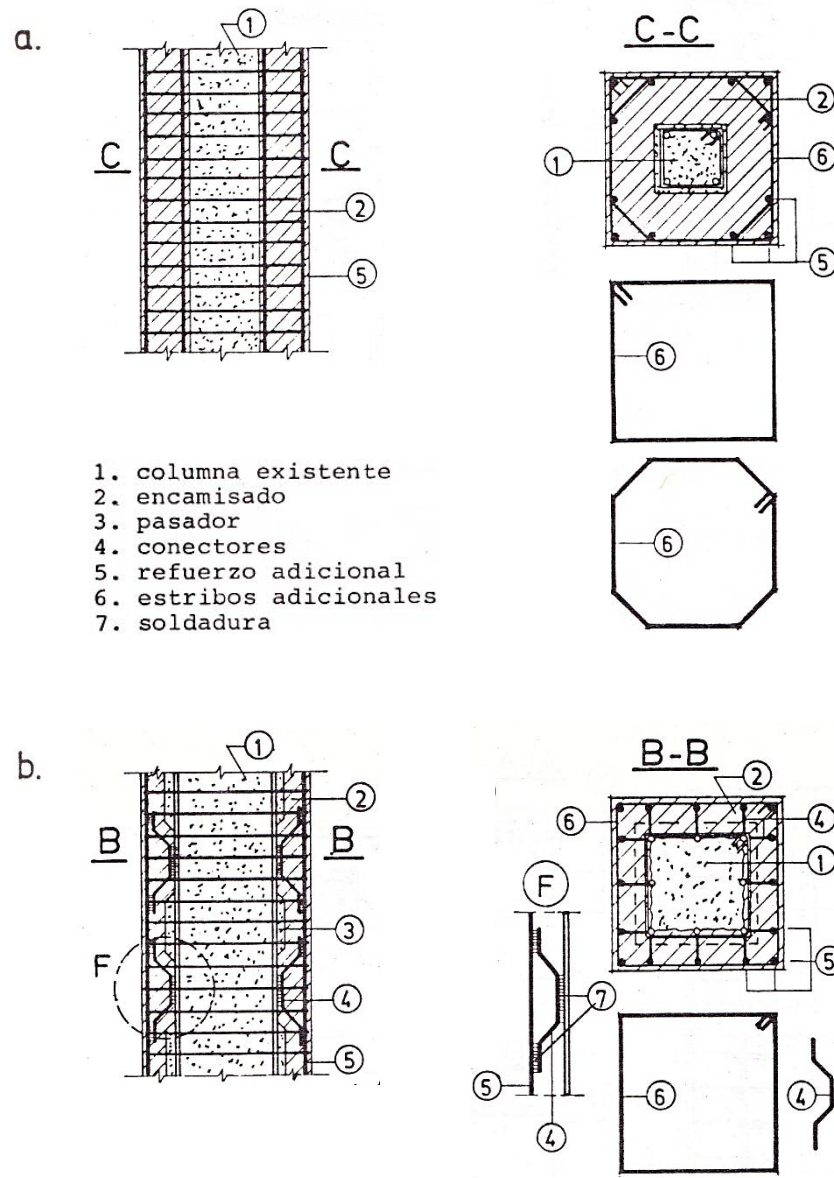


Fig. 2.4.1.1

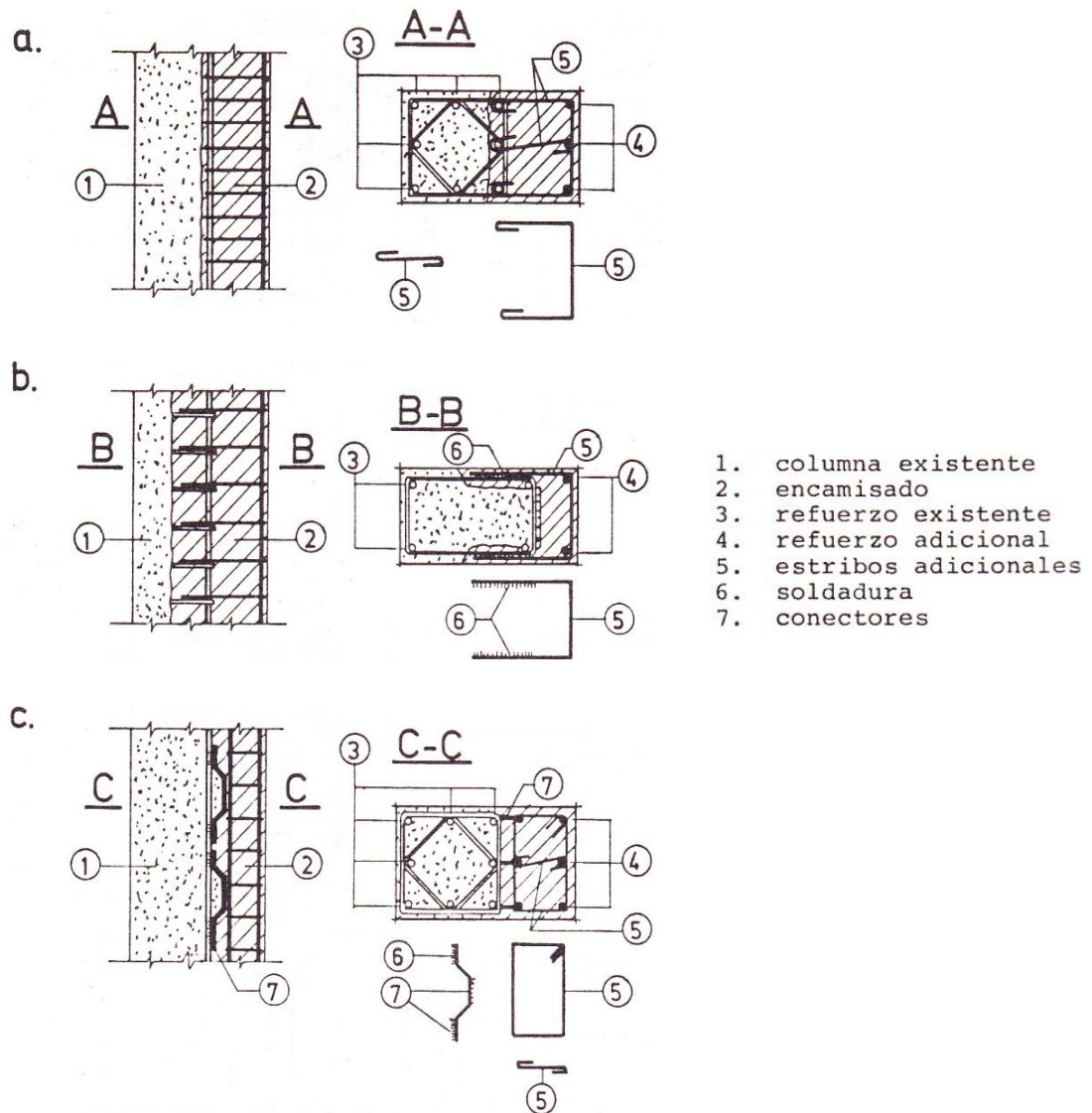
Entre las formas de encamisado que se realizan con concreto, la más común es la que se efectúa alrededor de la columna, en la cual, cuando es de sección rectangular, el refuerzo se coloca cerca de las esquinas con el fin de que se tenga más firmeza en los amarres con los estribos y de que todo el armado tenga un mejor confinamiento, tal como se muestra en la fig. 2.4.1.2.a. Otra alternativa es repartir el refuerzo de manera más uniforme, uniendo el acero nuevo al viejo por medio de conectores soldados, según se puede observar en la fig. 2.4.1.2.b.



Encamisado completo de columnas

Fig. 2.4.1.2

En el caso de haber restricciones de espacio, se puede realizar un encamisado parcial de uno, dos o tres lados, tratándose de una sección rectangular, para lo cual se emplean piezas manufacturadas ex profeso en cada obra como son ganchos, conectores en forma de silleta y estribos, éstos últimos van soldados, con el fin de garantizar monolitismo en el elemento. La fig. 2.4.1.3 ilustra ésta variante de encamisado.



Encamisado parcial de columnas con concreto reforzado

Fig. 2.4.1.3

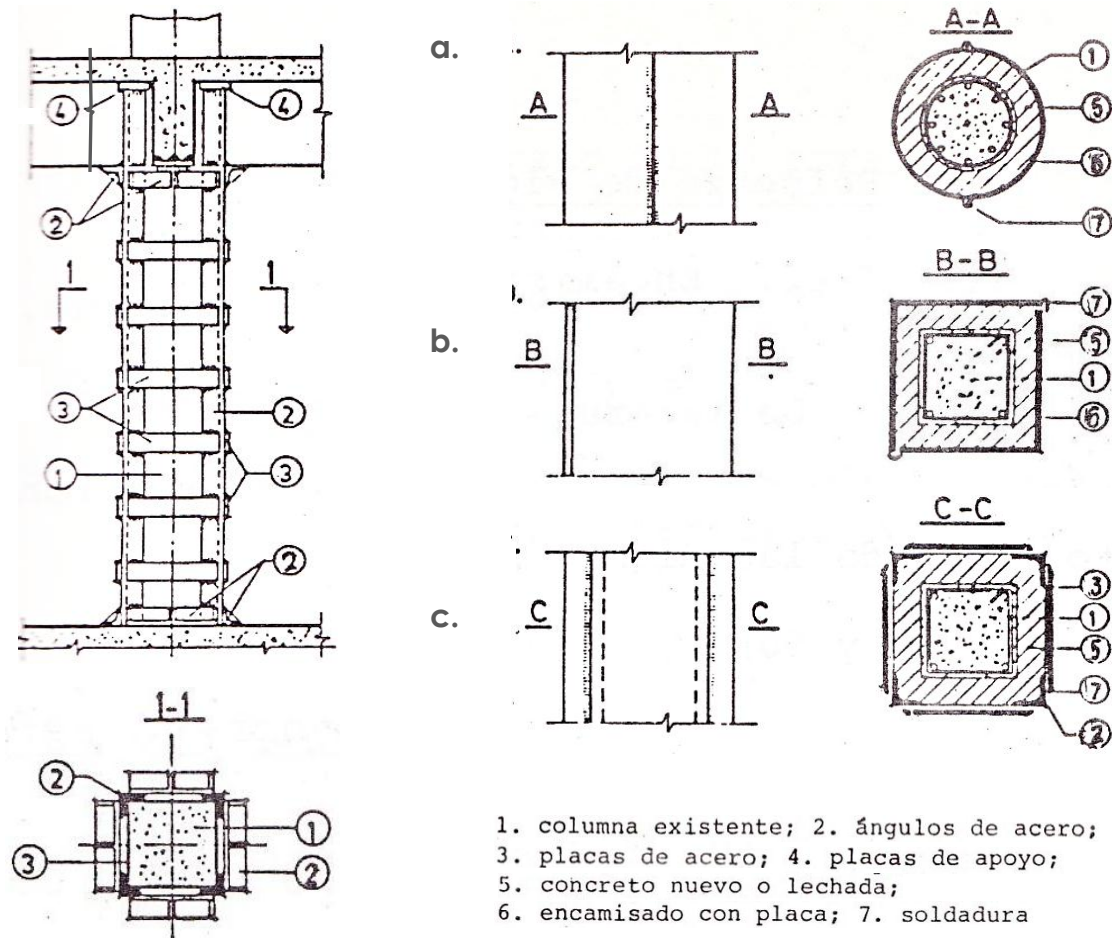
A continuación, en la fig. 2.4.1.4 se muestran imágenes reales de encamisados de columnas con concreto.



Fig. 2.4.1.4. Armados de encamisados típicos de concreto reforzado. Arr.izq., el tipo más simple, una sólo capa de refuerzo distribuido uniformemente alrededor. Arr.der., vista de cerca de anclaje a columna y paso a través de losa. Ab.izq., elementos con gran cantidad de conectores para anclaje. Ab.der., refuerzo concentrado en las esquinas y colado conjunto con porción de losa

a) Encamisado metálico

Este tipo de encamisado básicamente se lleva a cabo mediante un esqueleto de perfiles estructurales conectados entre sí con soleras o varillas soldadas, o bien, grandes segmentos de placa unidos con pernos o soldadura a tope, forrando completamente la columna. La fig. 2.4.1.5 ilustra ambos casos y tanto en uno como en otro debe ponerse especial cuidado en el diseño de la unión con las losas, lo cual se puede resolver mediante un collar de ángulos en la corona y base de la columna y encajonando el nodo con placas, (vista de alzado y corte 1-1 de la misma fig.). Asimismo, el espacio entre la camisa y la columna debe ser rellenado con mortero epóxico o adicionado con fibras expansivas. Finalmente, es recomendable aparte darle al encamisado un recubrimiento de concreto y malla electrosoldada, el cual proporciona cierta protección contra la corrosión y el fuego y puede constituir un acabado adecuado, sobre todo si la totalidad de la estructura es de concreto.



Encamisado metálico de columnas

Fig. 2.4.1.5.

En la fig. 2.4.1.6 se exhiben imágenes de un ensayo de carga lateral cíclica aplicada a una columna encamisada con ángulos y soleras de acero, y la fig. 2.4.1.7.a y b muestra algunos de los tipos de encamisado metálico descritos.

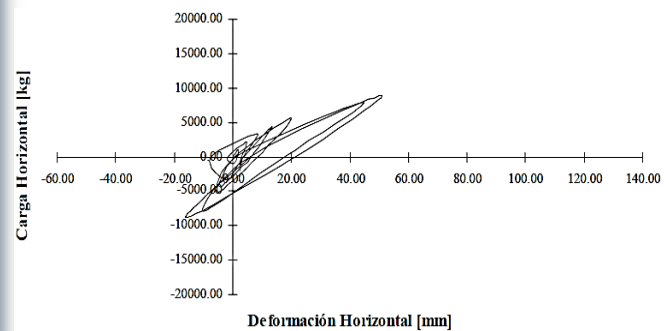
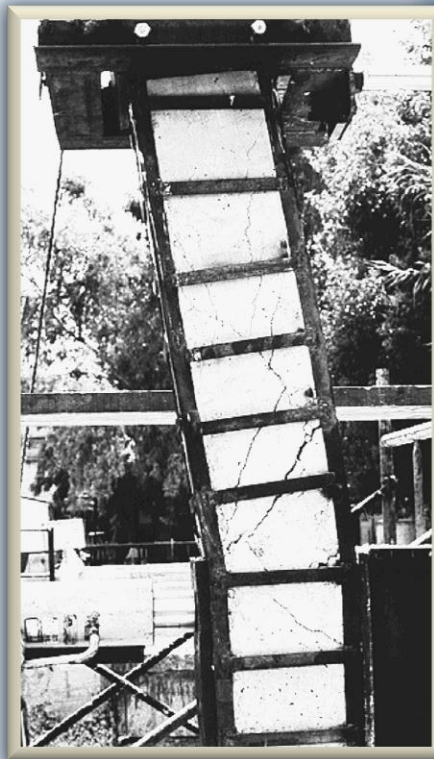
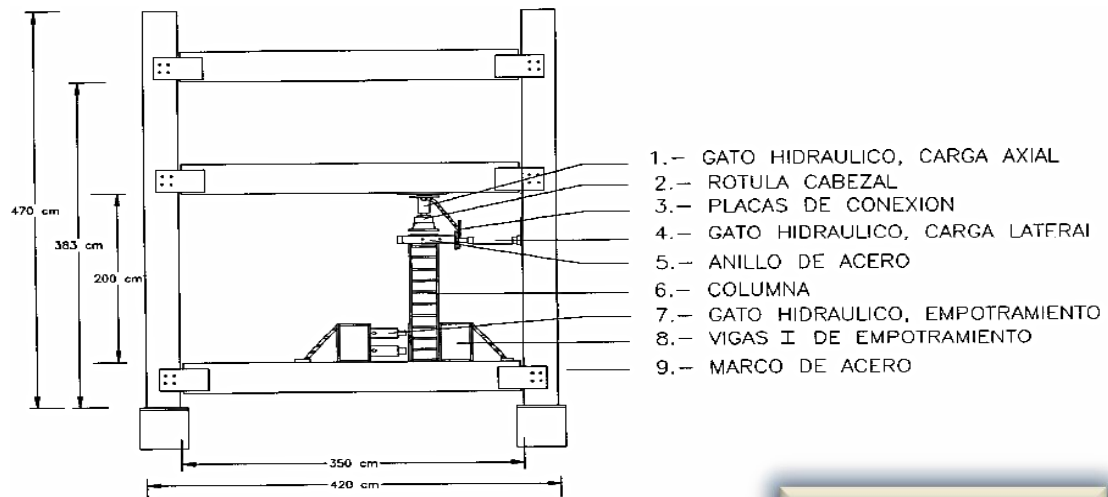


Fig. 2.4.1.6. Ensayo de carga lateral sobre espécimen de columna encamisada con ángulos-soleras, para verificar su desempeño ante cortante. En condiciones controladas de fijación, unión (soldadura) y adherencia al concreto, la resistencia a cortante fue significativamente mayor que en columnas sin encamisar

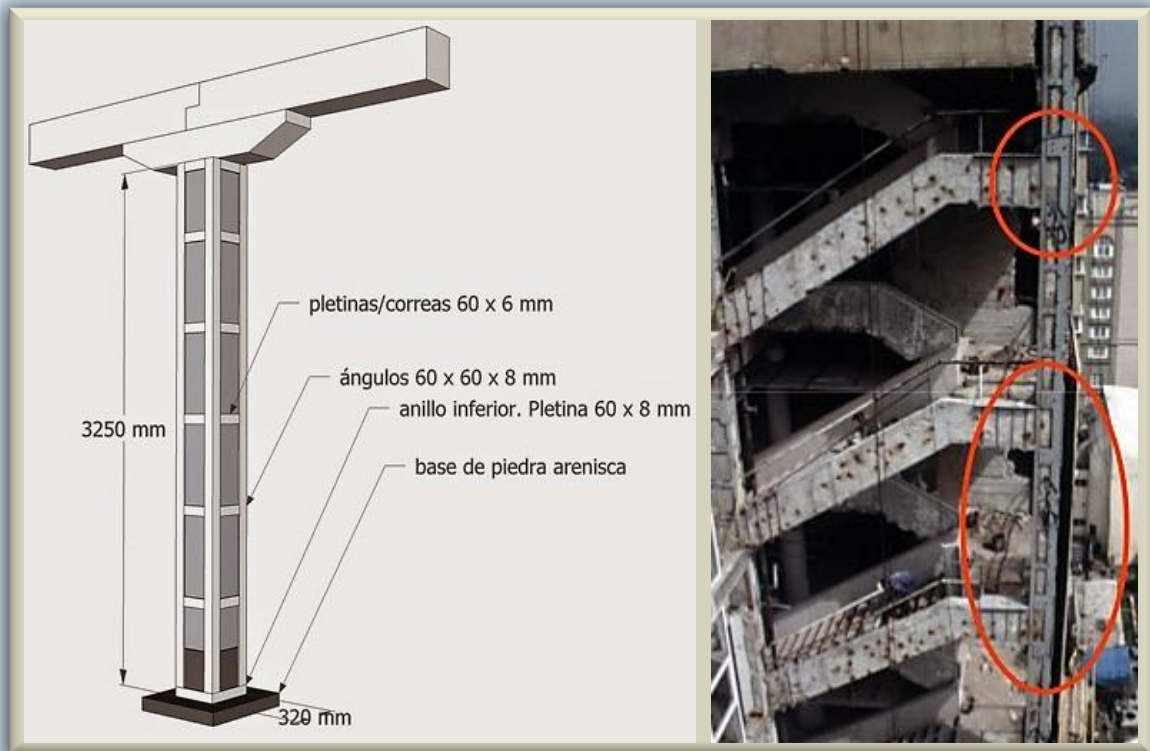


Fig. 2.4.1.7.a. Encamisados con ángulos y soleras. Arriba, esquema típico y aplicación a una línea vertical de columnas, abarcando varios niveles. Abajo, otros ejemplos del uso de ésta clase de encamisado para rehabilitación integral de edificios

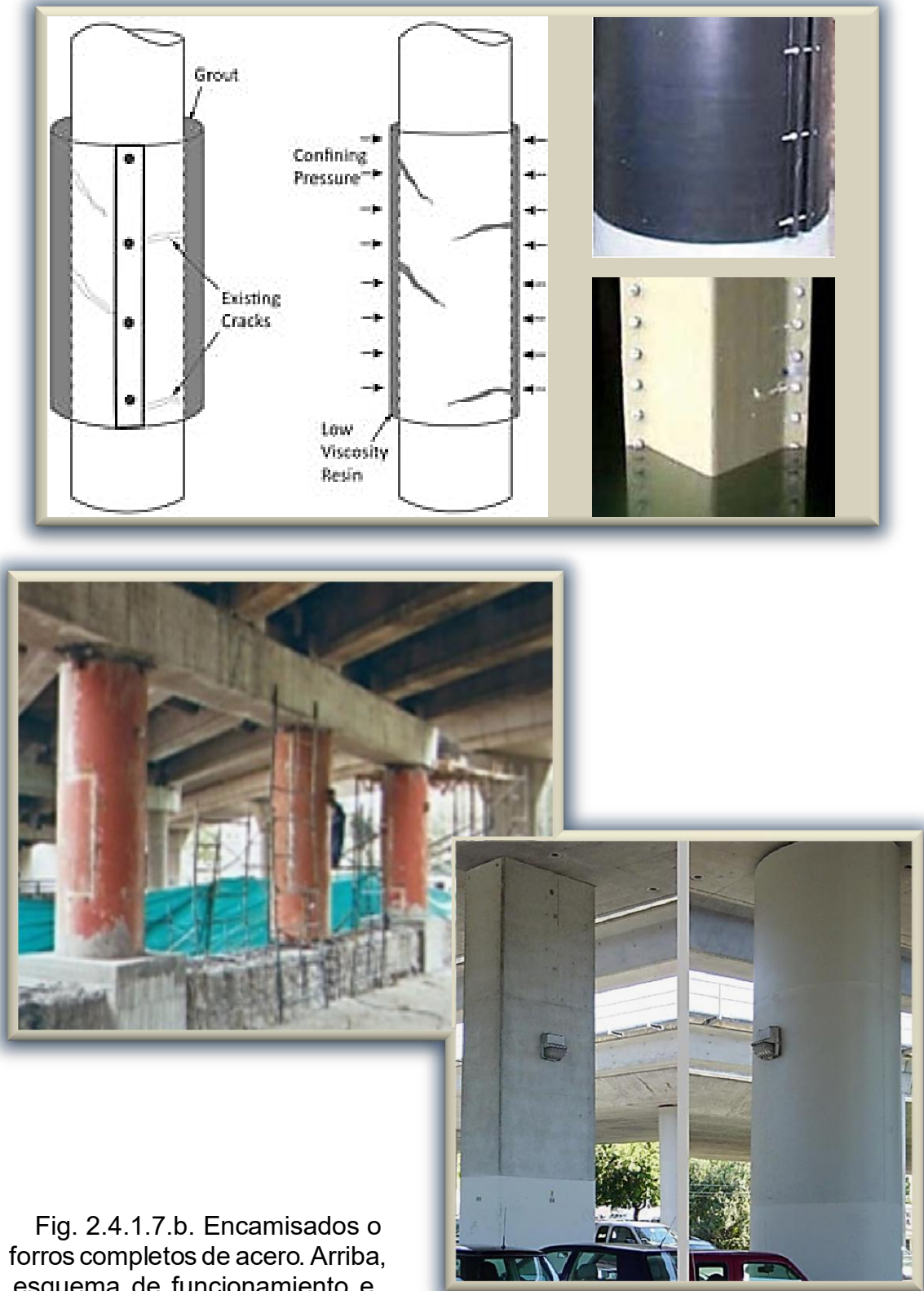


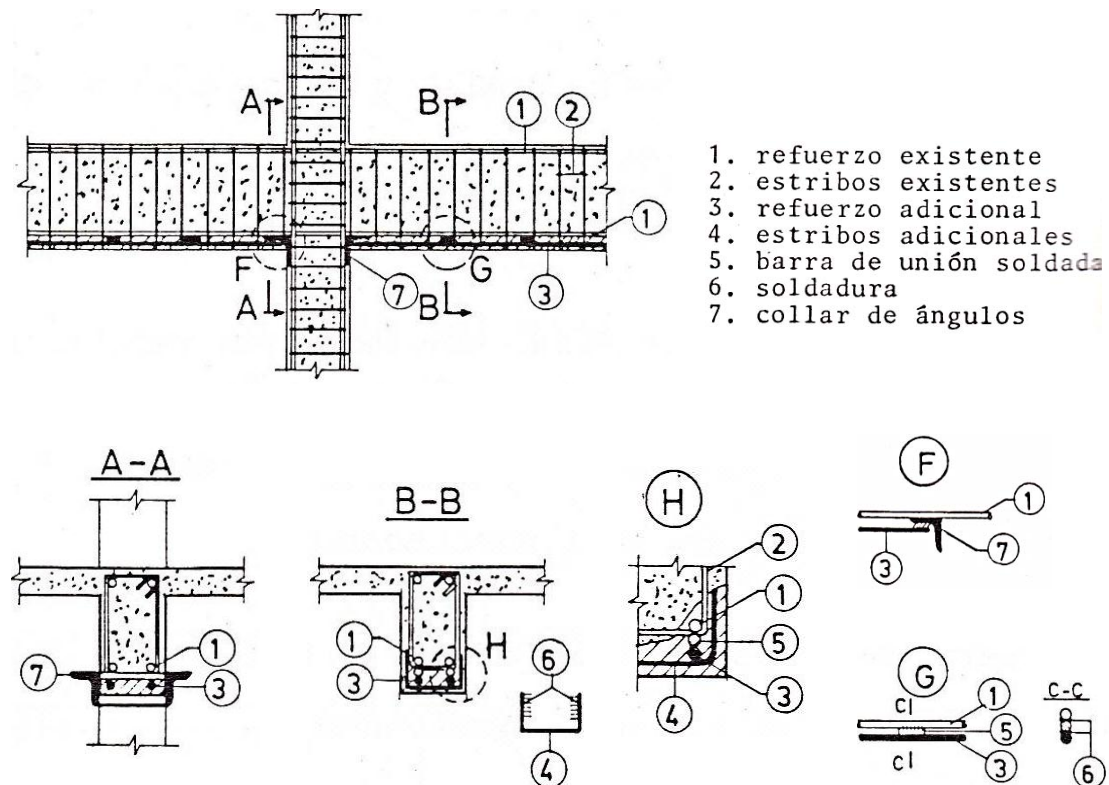
Fig. 2.4.1.7.b. Encamisados o forros completos de acero. Arriba, esquema de funcionamiento e imágenes de unión y formas de sección transversal a las que se pueden amoldar. Abajo, encamisados de columnas de puentes, unidos con soldadura

2.4.2 VIGAS

a) Encamisado de concreto reforzado

Se realiza de forma muy similar al procedimiento que se sigue para columnas, así por ejemplo, el tratamiento previo que debe aplicárseles a los elementos es igual en ambos casos, y en general las consideraciones y precauciones en lo que a diseño se refiere, son las mismas.

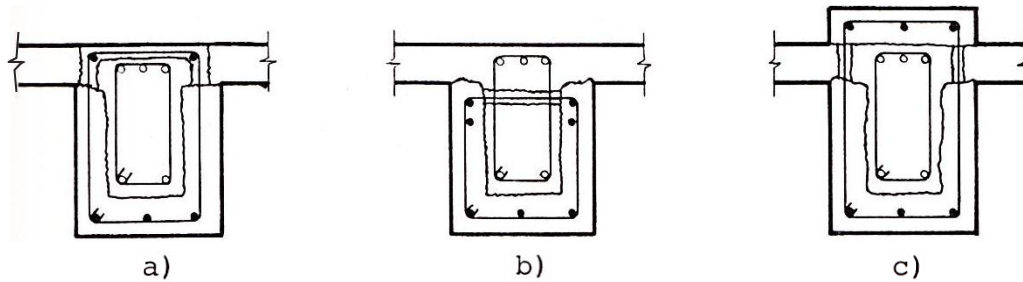
Así pues, si solamente se busca incrementar la resistencia a flexión, se encamisado únicamente la cara inferior de la viga, para lo cual se suelen usar conectores soldados que unan el nuevo acero de refuerzo con el viejo, así como estribos adicionales que también se sueldan a los originales. Asimismo para proporcionar un anclaje adecuado en los extremos, se puede colocar un collar de ángulos alrededor del extremo superior de la columna. La fig. 2.4.2.1 ilustra todos los aspectos que se acaban de mencionar.



Encamisado con concreto reforzado por flexión

Fig. 2.4.2.1

En el caso de que el reforzamiento sea tanto para flexión como para cortante, el encamisado abarcaría tres caras, tal como se puede apreciar en los incisos "a" y "b" de la fig. 2.4.2.2, o completamente alrededor de la viga, según se puede observar en el inciso "c" de la misma figura. En cualquier caso, la losa se debe perforar tanto para el paso de los estribos como para facilitar el colado.

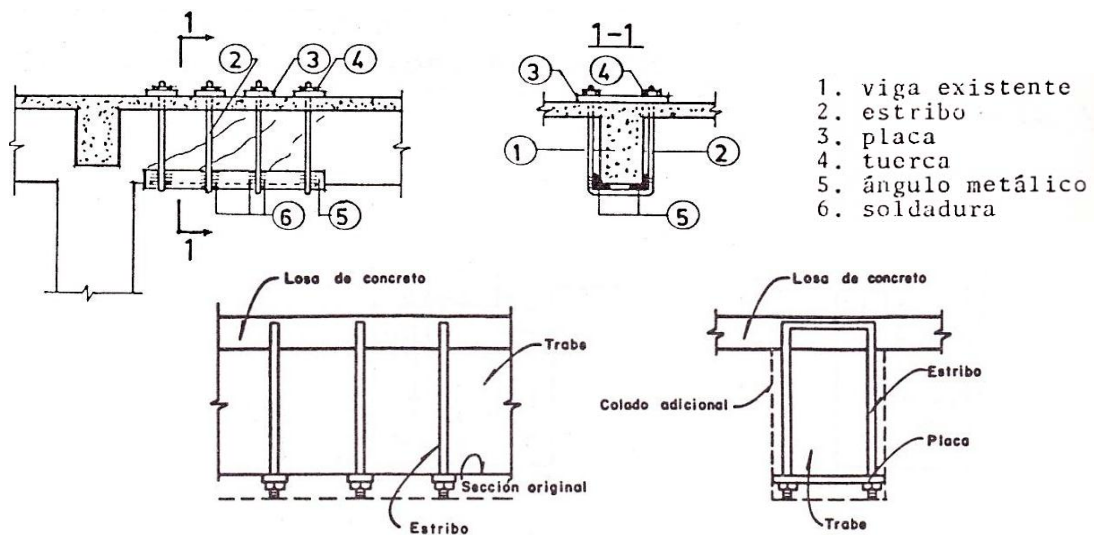


Encamisado por flexión y cortante de vigas con concreto reforzado

Fig. 2.4.2.2

b) Encamisado metálico

El encamisado metálico de vigas, al igual de lo que sucede con las columnas, también puede aplicarse tanto al reforzamiento para flexión como para cortante. En esencia, el procedimiento consiste en colocar placas metálicas a las caras del elemento dañado, uniéndolas con resinas epóxicas y conectores mecánicos. Una variante del procedimiento lo constituye el empleo de estribos exteriores postensados, los cuales aumentan la capacidad a cortante de la viga, y su ductilidad. Ambas variantes quedan representadas en la fig. 2.4.2.3.



Refuerzo de vigas con estribos postensados

Fig. 2.4.2.3

Imágenes reales que corresponden a encamisados comunes de concreto armado para reforzamiento de vigas, se aprecian en la fig. 2.4.2.4., y en la 2.4.2.5 se muestran encamisados metálicos.

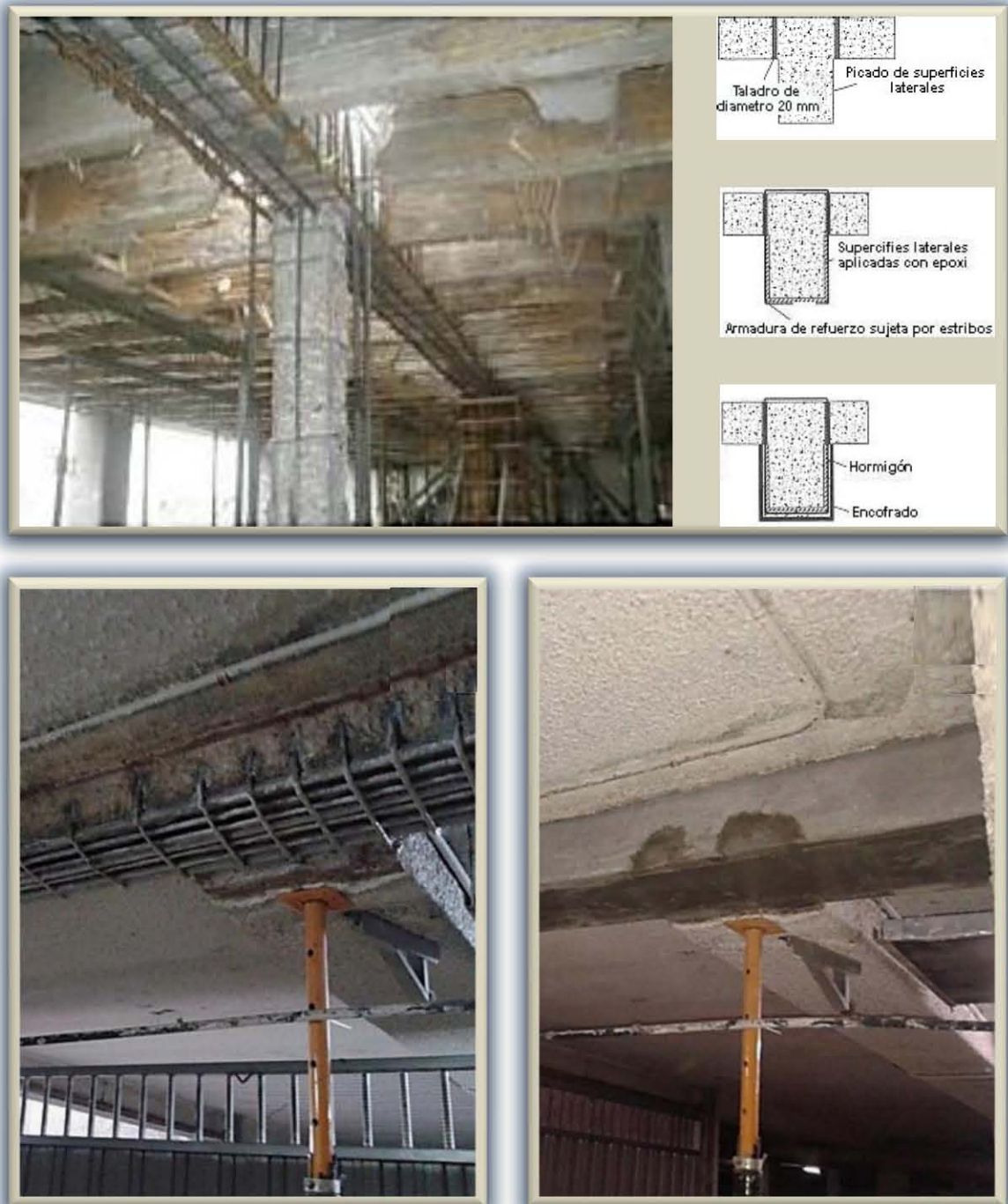


Fig. 2.4.2.4. Encamisados de concreto reforzado. Arriba, con refuerzo tanto longitudinal (flexión), como transversal (cortante), además, encamisado de columna y esquema secuencial. Abajo, longitudinal (sólo para flexión)

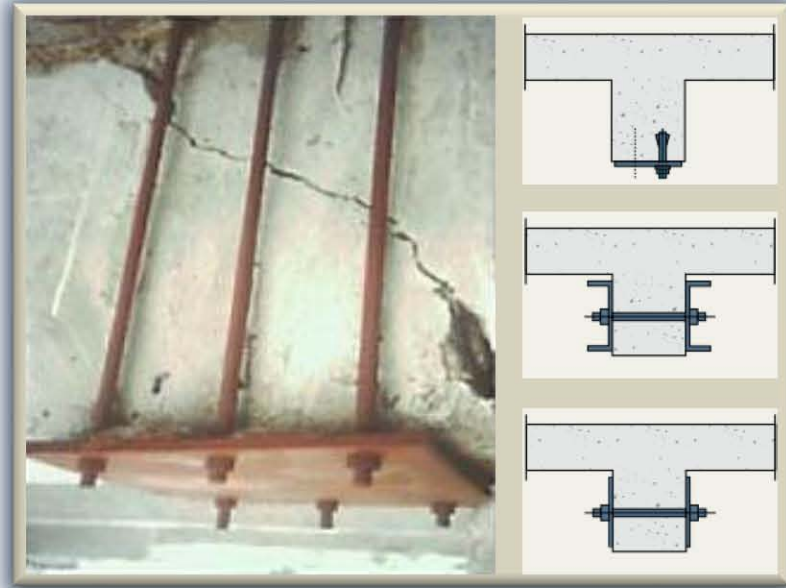
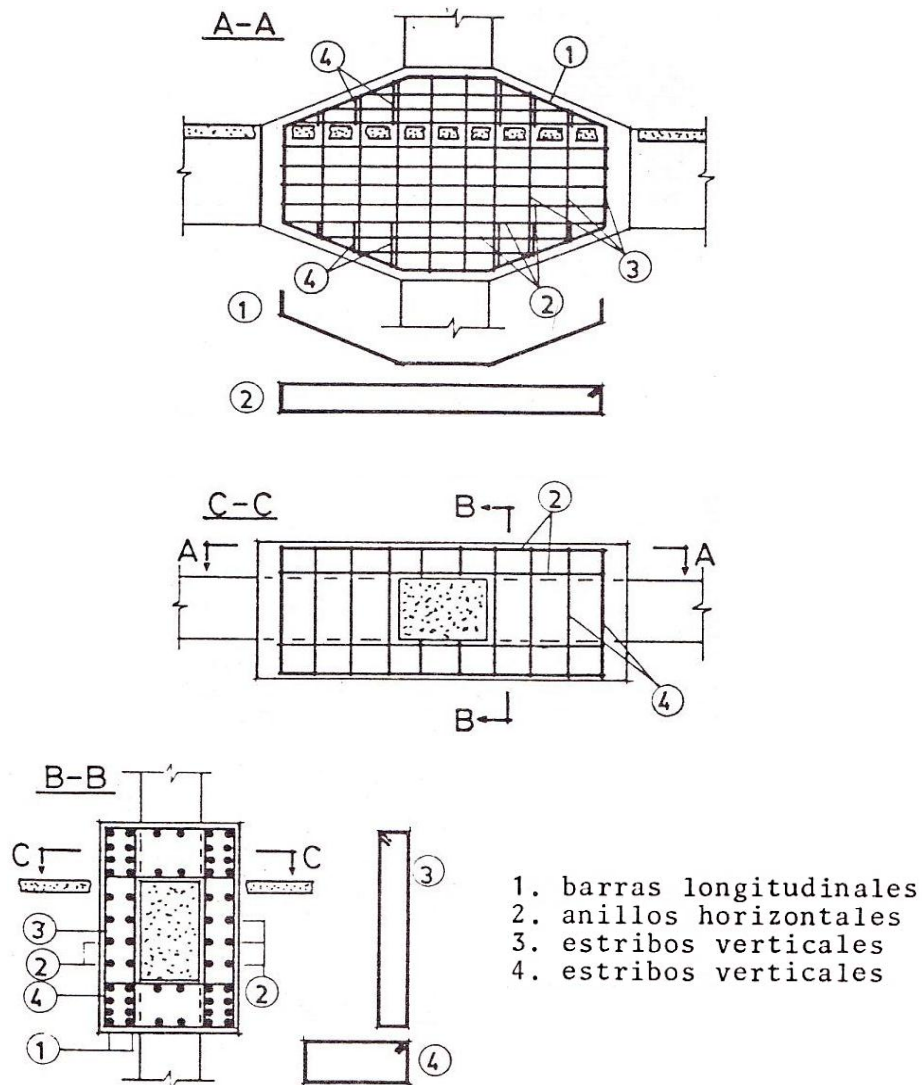


Fig. 2.4.2.5. Encamisados metálicos para vigas. Arr., el tipo más común, placa con conectores atornillados reforzando trabe fracturada; der., esquemas de variantes. Abj., encamisado completo con perfiles; nótese collarines de apoyo en columnas

2.4.3 UNIONES VIGA-COLUMNA (NODOS)

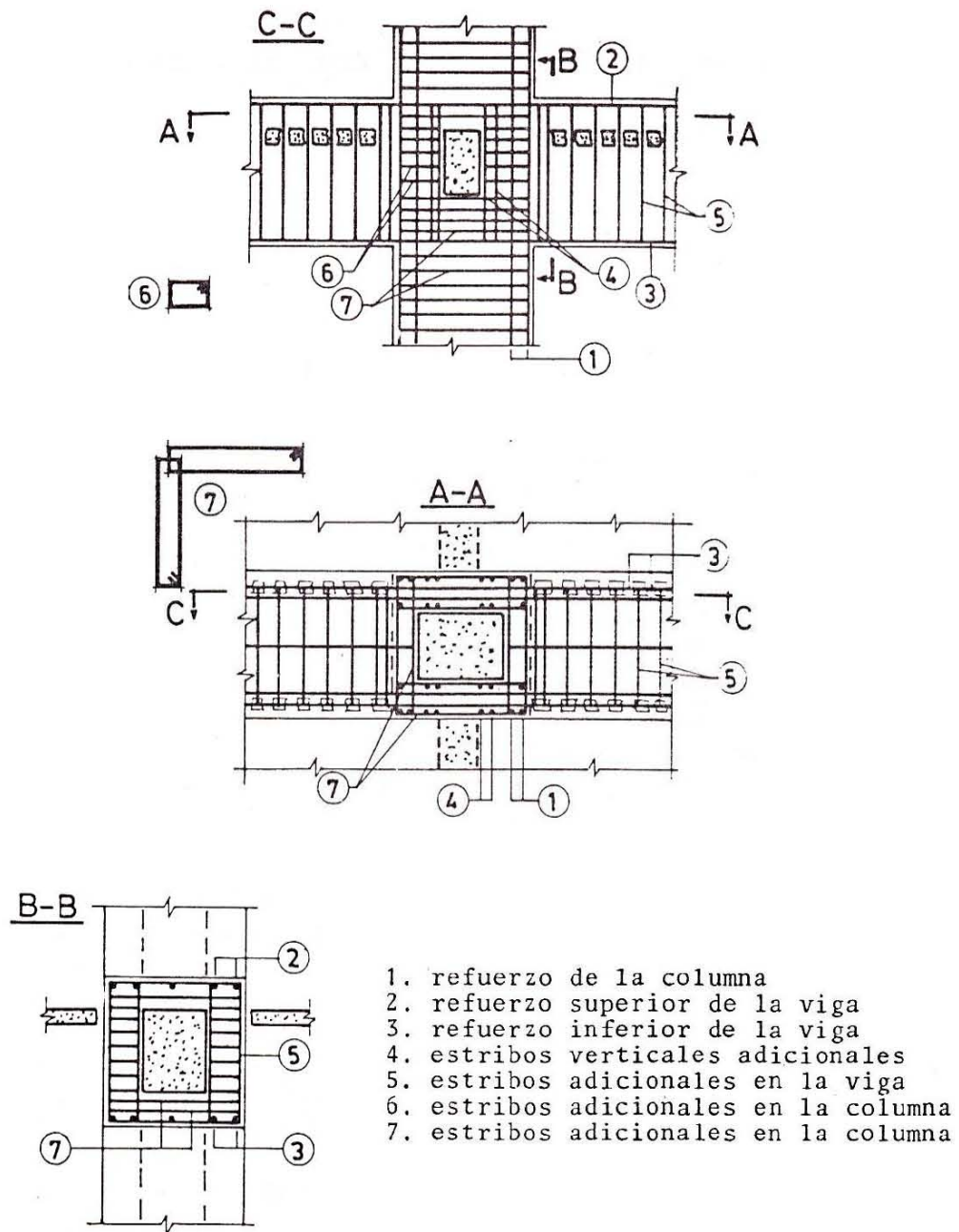
a) Encamisado con concreto reforzado

También en éste caso, el encamisado prácticamente se lleva a cabo siguiendo el mismo procedimiento que se aplica para columnas y vigas, pero algo que vale la pena resaltar aquí es que se puede optar por encamisar, ya sea solamente el nodo, tal como se alcanza a ver en la fig. 2.4.3.1, o bien, hacerlo de forma integral con vigas y columnas, según como se observa en la fig. 2.4.3.2.



Encamisado local de un nudo con concreto reforzado

Fig. 2.4.3.1



Encamisado completo viga-columna-nudo

Fig. 2.4.3.2

La fig. 2.4.3.3 muestra la conformación de armado que debe tener un nodo viga-columna, de acuerdo a reglamentaciones actuales; asimismo en ella se puede ver el armado para un refuerzo integral nodo-viga-columna.

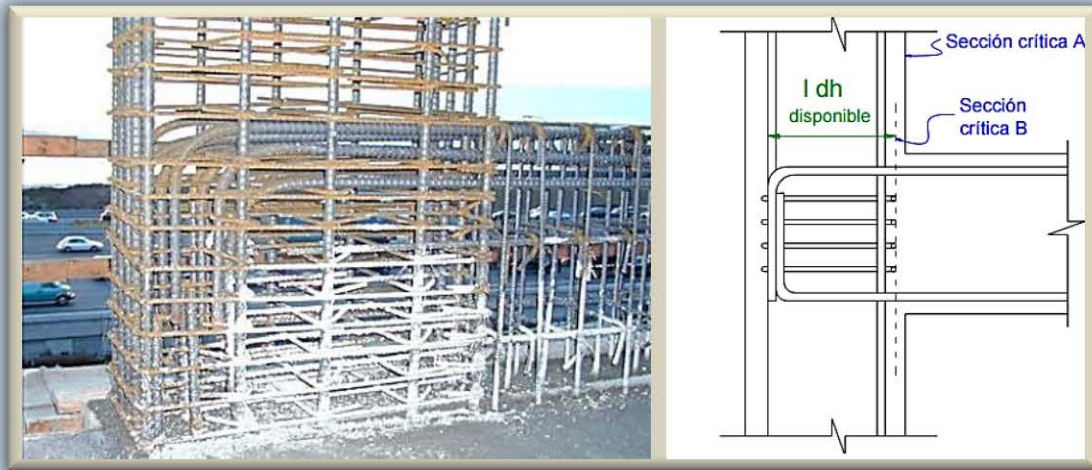
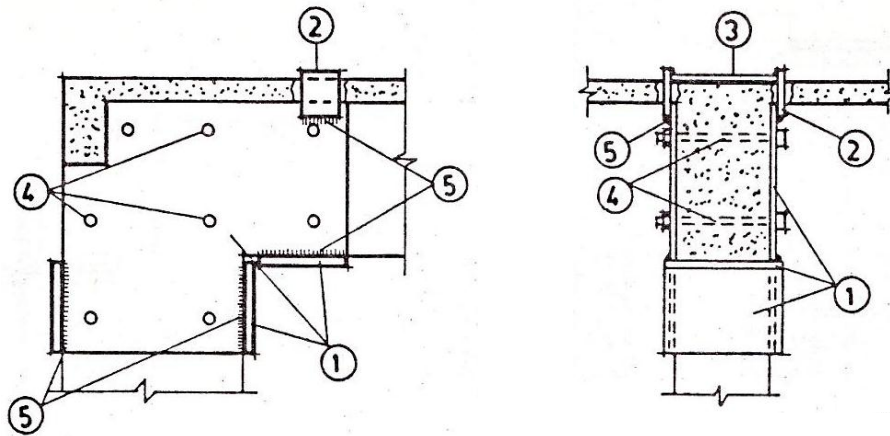


Fig. 2.4.3.3. Armados de nodos viga-columna. Arriba, imagen y esquema de anclaje y disposición de estribos acorde con la reglamentación actual.

Abajo, armado para encamisado integral nodo-viga-columna

b) Encamisado metálico

Habitualmente el encamisado de nodos con acero laminado no se efectúa, debido principalmente a la complejidad de la geometría de éstos, pues para encamisar con acero se debe ir forrando cada cara del elemento en cuestión, siendo en éste caso, de todos los elementos que confluyen en el nodo, lo que a su vez implica hacer numerosos cortes y uniones. Sin embargo, en estructuras conformadas por marcos en una sola dirección, como algunas veces ocurre en edificaciones industriales, es factible aplicar ésta técnica sin gran dificultad. La fig. 2.4.3.4 ejemplifica el procedimiento.



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

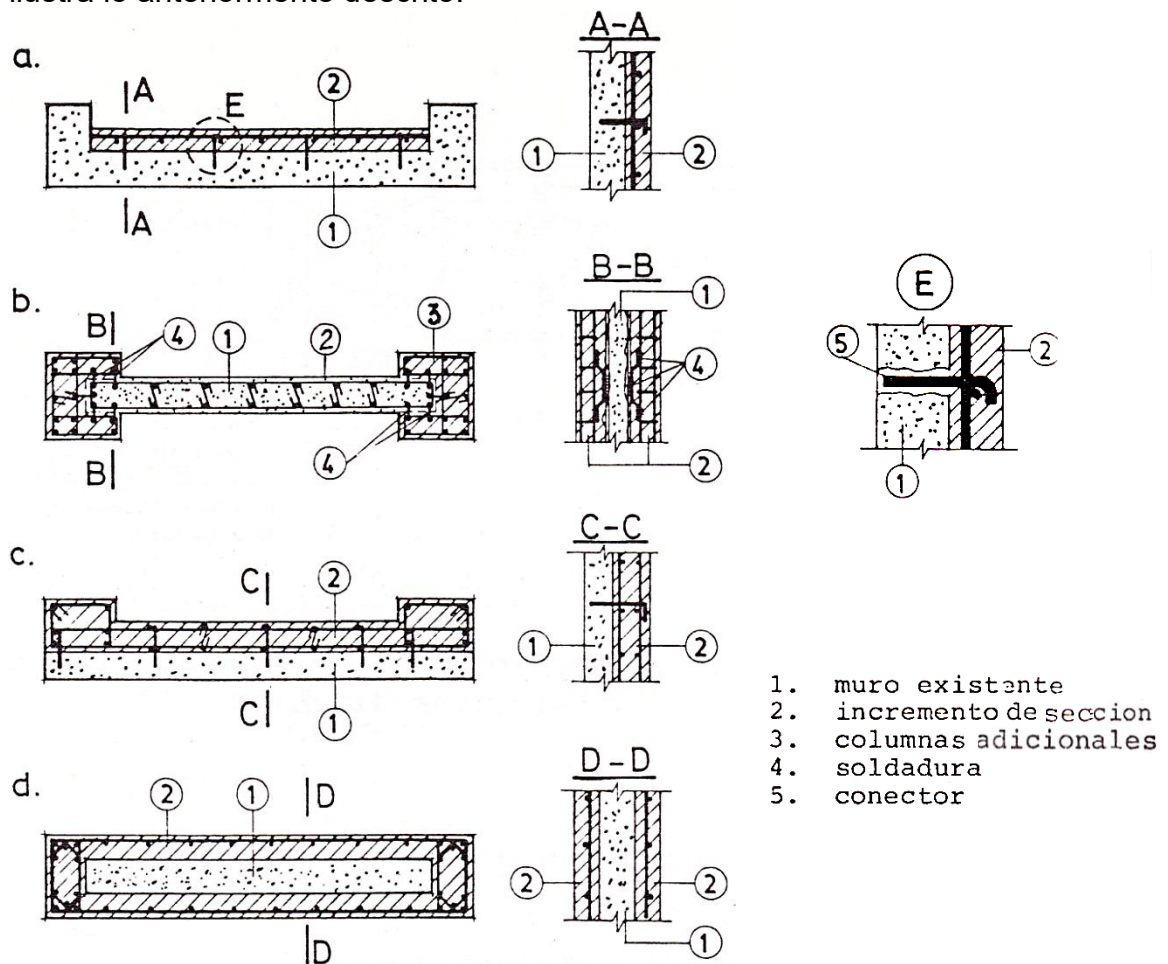
Encamisado metálico de una unión
viga-columna

Fig. 2.4.3.4

2.4.4 MUROS DE CONCRETO

Aumento de secciones

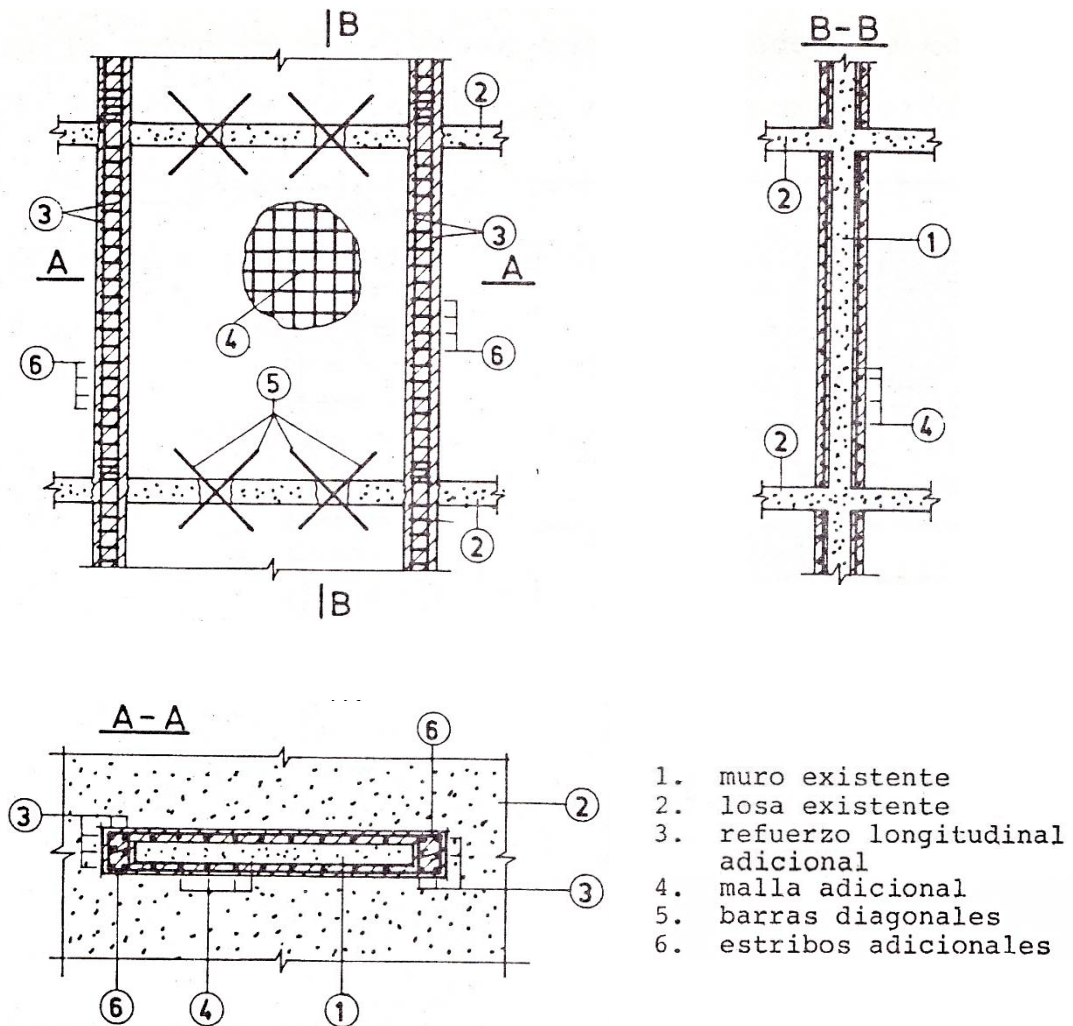
Asumiendo que por lo general en el diseño de estructuras de varios niveles, sobre todo si son esbeltas, los muros de concreto son considerados para resistir principalmente esfuerzos cortantes, el mero aumento de su sección transversal significa un incremento de su resistencia al corte. Asimismo, en caso de que también se requiera mejorar su resistencia a la flexión, se deberá ampliar específicamente la sección de sus extremos, debiendo ser más denso en esas zonas el armado del refuerzo adicional. Respecto al concreto, se puede anclar el nuevo al viejo por medio de conectores ahogados en mortero epóxico, o atravesando el muro si el refuerzo es en ambas caras. La preparación final de superficies se hará como se ha dicho ya en subcapítulos previos. La fig. 2.4.4.1 ilustra lo anteriormente descrito.



Refuerzo de muros de concreto

Fig. 2.4.4.1

Por otra parte, para poder transmitir las fuerzas cortantes que se generan en los planos de unión entre muros y losas, así como para lograr la continuidad necesaria que propicie el trabajo a flexión, se acostumbra realizar perforaciones en las losas, las cuales permiten el paso del acero de refuerzo longitudinal nuevo, así como la facilitación del colado. La fig. 2.4.4.2 muestra diferentes vistas de la forma de dar continuidad al refuerzo.



Continuidad del Refuerzo en
muros de concreto

Fig. 2.4.4.2

2.4.5 MUROS DE MAMPOSTERÍA

a) Recubrimiento con mortero reforzado

Éste procedimiento consiste en colocar sobre el muro afectado, malla electrosoldada o malla de alambre y aplicar un aplanado de mortero. La malla debe fijarse al muro mediante conectores espaciados de 50 a 60 cm. en ambas direcciones, y no obstante con que se efectúe en una cara es suficiente, cuando el recubrimiento se aplica en las dos caras con los conectores atravesando el muro, se obtienen mejores resultados tal como se precia en la fig. 2.4.5.1.

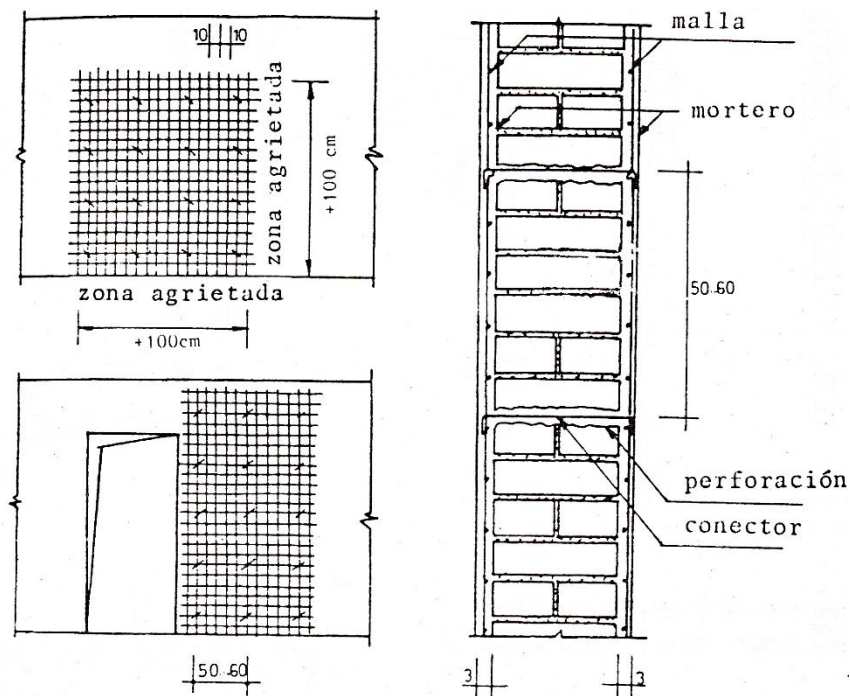
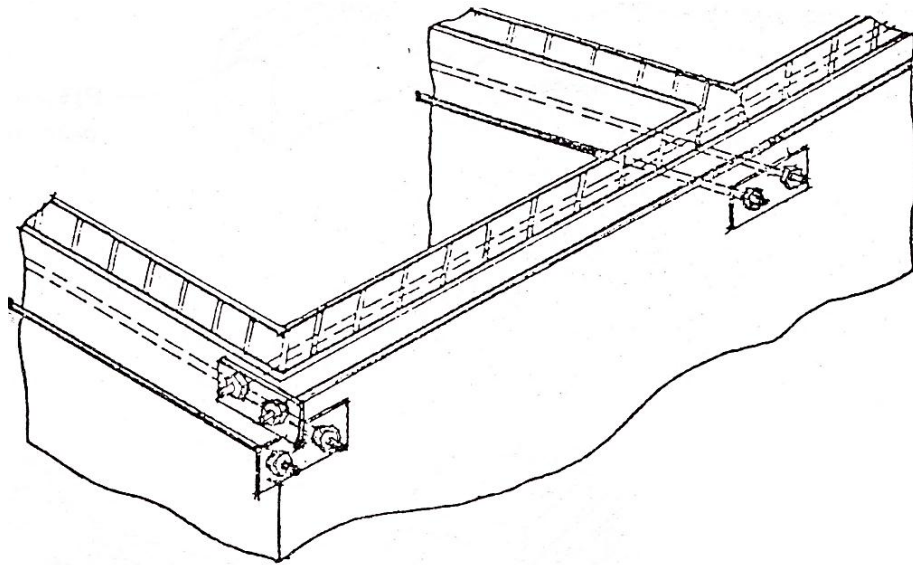


Fig. 2.4.5.1

Cabe mencionar que en muros de tabique rojo o tabicón, si lo que se pretende solamente es restaurar la resistencia original, esto se puede efectuar eliminando 50 cm. de aplanado alrededor de la zona afectada, para después resanar las grietas, colocar una capa de malla rectangular de alambre unida al muro con taquetes, y finalmente aplanar de nuevo con un mortero común de cemento y arena.

b) Refuerzo de uniones

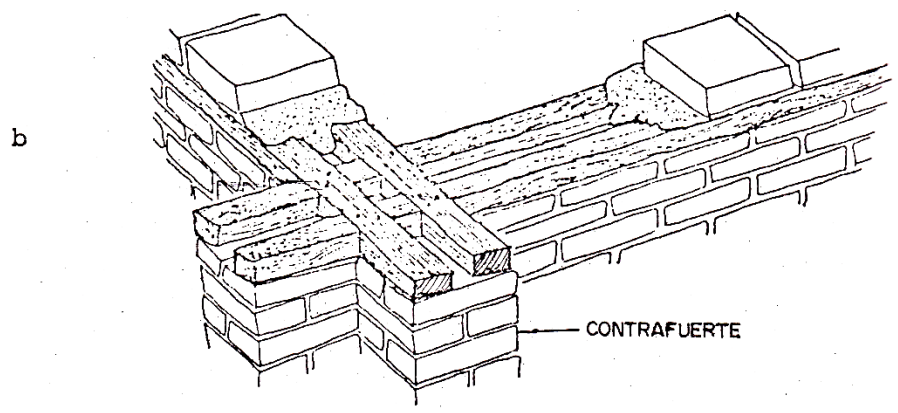
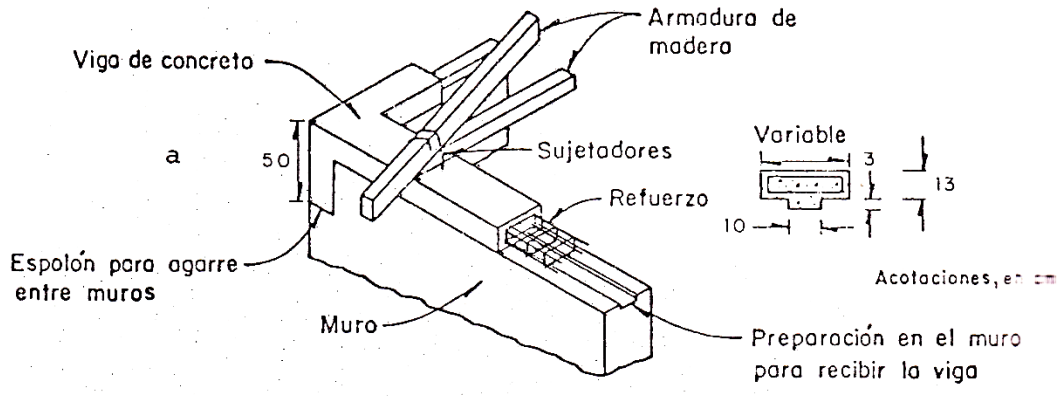
Partiendo del hecho de que un muro de mampostería que carece de confinamiento tiende al volteo cuando es sometido a carga lateral, lo cual por ejemplo, queda claramente evidenciado en los muros de adobe. Esto se debe a que la precaria unión entre las piezas de mamposteo no resiste tensiones, por lo que la introducción de un sistema de liga constituye un refuerzo eficaz para éste tipo de estructuras. Una forma práctica de implementar dicho sistema es a través de tirantes horizontales en sus múltiples variantes, mismos que se emplean para dar soporte provisional y que fueron ampliamente descritos en el subcapítulo 2.1: Medidas y elementos de seguridad. La fig. 2.4.5.2 muestra de manera sencilla el uso de tirantes como sistema de confinamiento.



Refuerzo con tirantes de muros de mampostería

Fig. 2.4.5.2

Otra alternativa de refuerzo consiste en dotar a los muros a reparar, de cadenas perimetrales de concreto o incluso de madera, cuya característica principal es que la parte central de su cara inferior tiene una prominencia que va a todo lo largo del muro y que en contraparte, embona en el rebaje previamente hecho al muro en la superficie que va a recibir la cadena, resultando al final una unión macho-hembra entre ambos; de igual manera en las esquinas la unión entre cadena y muro se hace en forma de dentellón. La fig. 2.4.5.3.a ilustra dichas características. Finalmente, si se estima necesario, se pueden agregar contrafuertes, tal como se aprecia en la fig. 2.4.5.3.b.



Confinamiento de muros de mampostería con cadena perimetral

Fig. 2.4.5.3

2.5 ELEMENTOS DE REESTRUCTURACIÓN

Son todos aquéllos que al trabajar individualmente o en conjunto, suministran a un elemento, grupo de elementos o a la estructura en general, una capacidad adicional de carga vertical y/o sismo-resistente, contribuyendo al mismo tiempo a revertir el tipo y nivel de daños mostrados por la estructura, así como a subsanar las asimetrías, irregularidades y demás deficiencias que tuviere el diseño original, de acuerdo a los resultados que arroja la evaluación definitiva, debiendo cumplir tales elementos con los requerimientos de seguridad y comportamiento estructural establecidos por la normatividad vigente, según como se mencionó ya en el capítulo primero.

De lo anterior se desprende que para efectuar la rehabilitación de un edificio dañado, se requiere la elaboración de un nuevo proyecto que en esencia consiste en hacer una reestructuración parcial o total del inmueble, la cual a su vez deriva en modificar las dimensiones y composición o armado de elementos originales, así como en la inclusión de nuevos elementos que además de aportar mayor capacidad de carga y rigidez, puedan contribuir a balancear la geometría y mejorar el comportamiento dinámico de la estructura. De acuerdo a esto se tiene que los principales tipos de elementos utilizados para tales efectos son, entre otros:

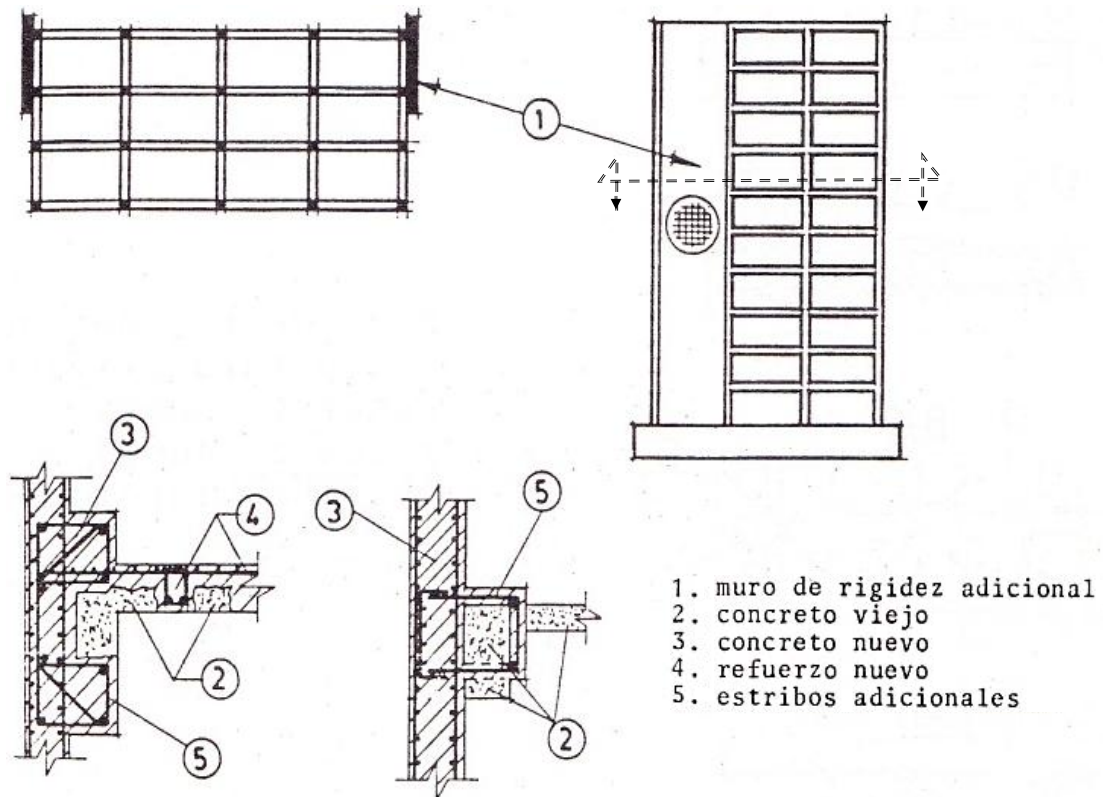
1. Muros de rigidez y de relleno
2. Marcos simples, con arriostramientos y armaduras
3. Contraventeo y contrafuertes

La elección del tipo o tipos de elementos y sistemas para el proyecto de rehabilitación debe hacerse para cada problema en particular y dependerá del tipo de daños que tenga el edificio, de la magnitud de los mismos y de las limitaciones propias de cada alternativa de solución. Como ya se mencionó, en dicha elección es importante considerar siempre el grado de compatibilidad que habría entre los elementos de la estructura original y los nuevos elementos, en lo que la rigidez se refiere, pues si los valores de ésta son proporcionalmente similares, se estaría en el caso de un trabajo de conjunto, como cuando a un edificio con sistema de marcos se le rehabilita añadiendo más marcos o ampliando las secciones de los existentes; por el contrario, si se la discrepancia entre las magnitudes de dicho parámetro es importante, como ocurriría al introducir muros de rigidez en una estructura de marcos, entonces se requeriría un replanteamiento del diseño, resultando quizá más conveniente que los nuevos elementos tomaran toda la carga lateral, revisando los esfuerzos adicionales, sobre todo de cortante, que generarían éstos nuevos elementos sobre la estructura original. Igualmente importante viene a ser el diseño de las conexiones entre los elementos nuevos y los anteriores, debiéndose garantizar la continuidad entre los mismos; finalmente es preciso revisar la transmisión de fuerzas a la cimentación, pues podría requerirse modificarla o adicionarle miembros especialmente contruidos para sustentar dichos elementos.

2.5.1 MUROS

a) Muros de rigidez

Éstos generalmente están hechos de concreto reforzado y su finalidad esencial es reducir los desplazamientos relativos de entrepiso y la excentricidad torsional de las fuerzas cortantes sísmicas resultantes, así como incrementar la capacidad sismo-resistente de la estructura en su conjunto. La forma más práctica de incorporarlos a la estructura, tal como se puede observar en la fig. 2.5.1.1, es colocándolos en los planos perimetrales del edificio, fundamentalmente con la finalidad de no afectar el funcionamiento y la operación de éste, misma razón por la cual se acostumbra que la conexión a la estructura se efectúe por medio de estribos anclados al sistema de piso, o bien colando una porción adicional de losa, según se puede apreciar en dicha imagen.



Muros de rigidez periféricos

Fig. 2.5.1.1

En el caso de que se requiera colocar muros en áreas interiores del edificio, la conexión a la estructura se realiza al igual que como ocurre con los muros perimetrales, es decir, mediante estribos de anclaje unidos a la losas de entrepiso tal como se puede apreciar en la fig. 2.5.1.2, sólo que aquí se efectúa a través de perforaciones hechas en ellas para permitir sobre todo, el paso del refuerzo longitudinal de los extremos del muro así como parte del refuerzo intermedio; al mismo tiempo dichos huecos funcionan como ventanas que facilitan la operación de colado.

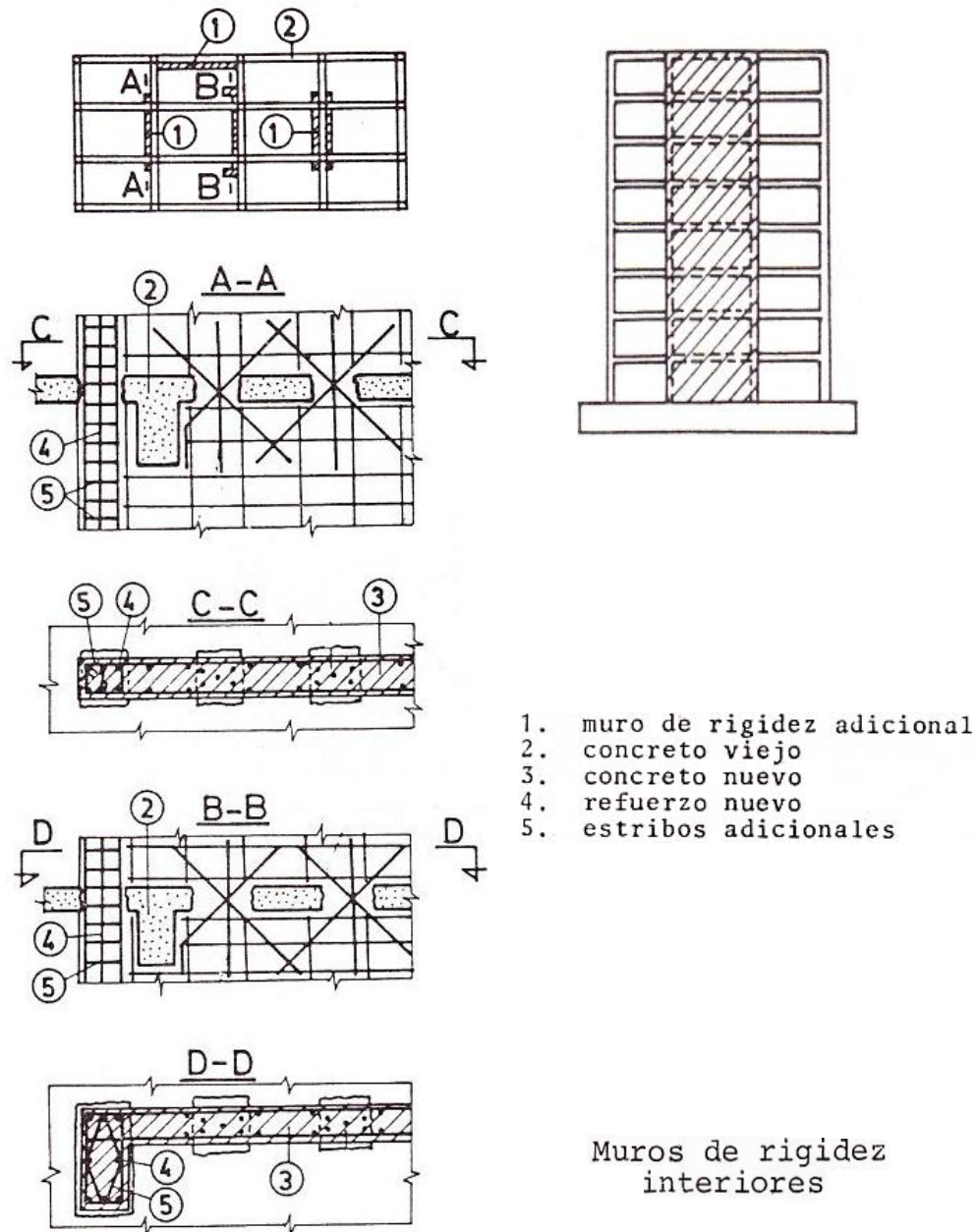


Fig. 2.5.1.2

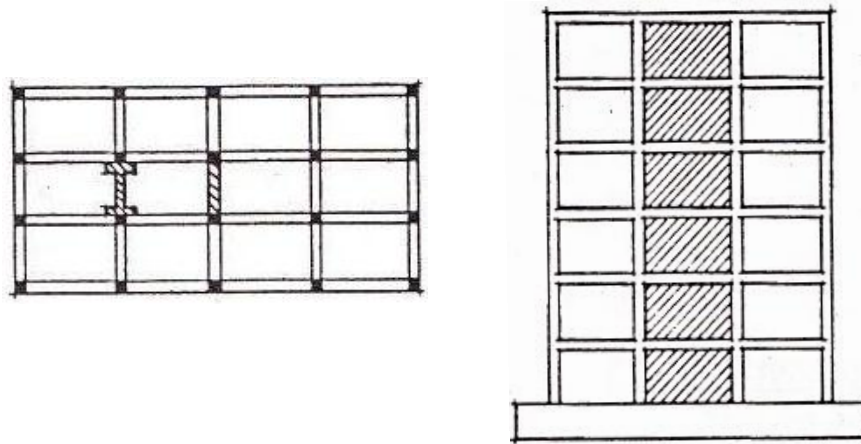
A fin de mostrar de forma un poco más clara cómo participan los muros de rigidez (de cortante) en la estructuración de una edificación, a continuación en la fig. 2.5.1.3 se presentan esquemas y una imagen real de la configuración y disposición de dichos elementos.



Fig. 2.5.1.3. Esquematización e imagen de estructuración con muros de rigidez. Arriba, configuración perimetral e interior (núcleo).
Abajo, edificio esbelto con muros de rigidez perimetrales

b) Muros de relleno

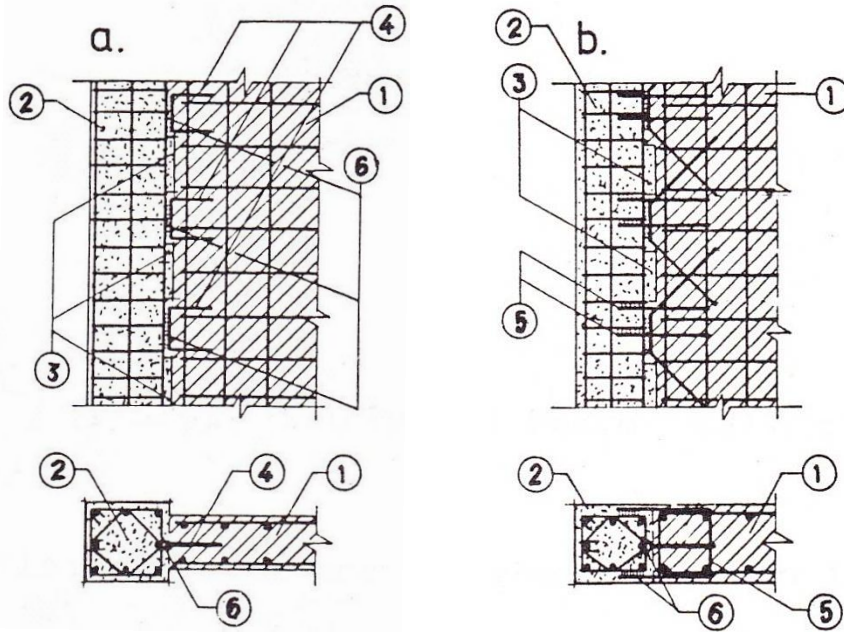
Tales elementos pueden ser de concreto reforzado o de mampostería y básicamente se comportan de igual forma que los muros de rigidez, pero a diferencia de éstos últimos, los de relleno se colocan alineándolos a los ejes de los marcos o columnas que se van a rigidizar, quedando confinados entre los paños interiores de dichos elementos como se ilustra en la fig. 2.5.1.4, de éste modo se consigue suministrarles apoyo perimetral, reduciendo importantemente el refuerzo adicional en los extremos o incluso suprimiéndolo completamente.



Muros de relleno

Fig. 2.5.1.4

Es importante señalar que para garantizar que éstos muros realmente cumplan una función rigidizante, es necesario que exista una unión firme y continua con los marcos, pues en caso de no ser así, su comportamiento invariablemente pasaría a ser el de diafragmas que implícitamente inducen fuerzas cortantes adicionales de magnitud significativa a las columnas y vigas de los marcos con los que estarían interactuando, contexto que obligaría a hacer una revisión aparte de la resistencia de dichos elementos cuyo resultado muy probablemente sería el de añadir más refuerzo. A continuación en las figs. 2.5.1.5.a, 2.5.1.5.b y 2.5.1.5.c se presentan algunos ejemplos de las diversas formas en que puede hacerse la conexión entre muros de relleno de concreto reforzado y los marcos en que estarían inscritos, precisando que dentro de los procedimientos más comunes se encuentran desde los que emplean pernos de acero y soldadura, hasta aquéllos que involucran un sistema de encamisado integral.



- 1. muro de relleno; 2. columna original; 3. pasador de concreto;
- 4. conector soldado; 5. estribos soldados adicionales;
- 6. soldadura.

Muros de relleno con conectores sodados

Fig. 2.5.1.5.a

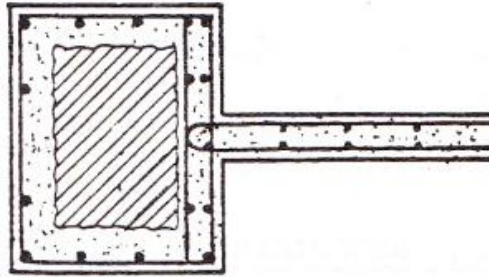


a) si existe suficiente refuerzo en la columna

b) si es necesario añadir refuerzo vertical

Muros de relleno con conectores ahogados en mortero epóxico

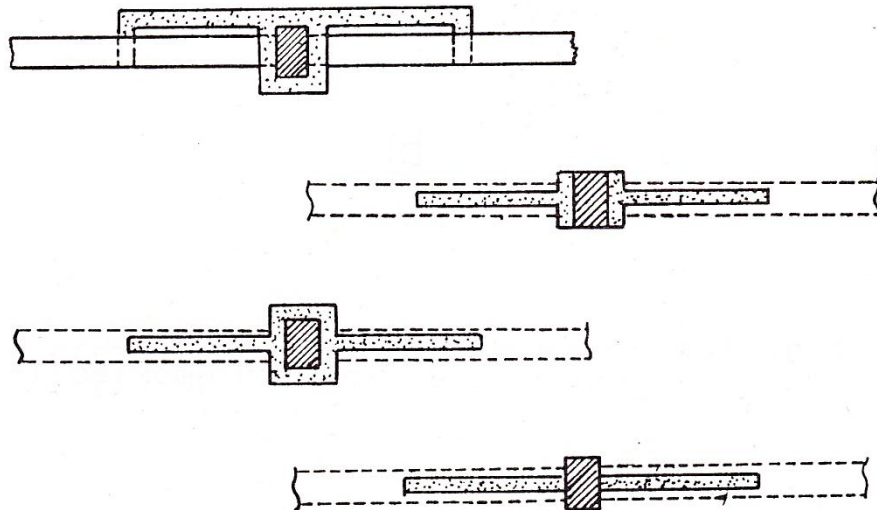
Fig. 2.5.1.5.b



Muro de relleno unido a una columna por encamisado de concreto reforzado

Fig. 2.5.1.5.c

Una variante de los muros de relleno que obstruyen mínimamente los claros que subtienden los marcos que necesitan reforzarse, se presenta en la fig. 2.5.1.6, y simplemente consiste en construir segmentos de muro a ambos lados de una columna, en lugar de la forma tradicional de dimensionarlos de columna a columna, ocupando todo el vano del marco. Cabe hacer hincapié una vez más, en la necesidad de revisar las fuerzas cortantes que se generan en las secciones de viga que se encuentran sobre los puntos extremos de dichos segmentos de muro.



Muros de relleno parcial

Fig. 2.5.1.6

Por último, la fig. 2.5.1.7 muestra las formas elementales de introducir muros de relleno (de cortante) para la rehabilitación de estructuras, así como algunas generalidades relativas al diseño de los mismos (espesor, tipo y disposición del armado, etc.).



MUROS NUEVOS DE CORTANTE

- **Con capacidad parcial o total**
El desempeño sismo - resistente de una estructura puede ser mejorado añadiendo nuevos muros de cortante para resistir parte o toda la magnitud de la fuerza sísmica de diseño, de modo tal que en el primer supuesto se dejaría a la estructura original para asimilar sólo aquella parte de la acción sísmica que pueda resistir con confiabilidad

MODIFICACIÓN MUROS EXISTENTES

- **Para elevar la resistencia al corte.**
Esto se hace aumentando el espesor del muro, a la vez que se adicionan estribos a 90°, adheridos con resina epóxica
- **Para Incrementar la resistencia a cortante y flexión.**
Se logra incrementando el espesor del muro por una o ambas caras, y añadiendo en los extremos elementos de confinamiento



Fig. 2.5.1.7. Formas básicas de estructurar muros de relleno (cortante) para rehabilitación de edificios. Arriba, por medio de la inclusión de muros nuevos para asimilar parcial o totalmente la acción sísmica. Abajo, mediante la modificación de las dimensiones (espesor) y armado de muros existentes

2.5.2 MARCOS

En cuestión de obras de rehabilitación en estructuras que presentan daños causados principalmente por sismo, la utilización de marcos ya sean de concreto reforzado o contruidos con perfiles de acero, constituye una opción muy conveniente sobre todo para los casos en que por requerimientos de funcionalidad, como son libertad de acceso e iluminación en determinadas áreas del edificio que se va a reparar, no pudieran ser implementados muros rigidizantes; no obstante el criterio de diseño de los marcos en tales circunstancias seguiría siendo el mismo, es decir, resistir exclusivamente las cargas laterales e incrementar la rigidez de la estructura. En el caso de los marcos de concreto reforzado, ver fig. 2.5.2.1, los medios que se emplean para la conexión con la estructura original básicamente son los mismos que los utilizados con muros de rigidez, o sea agregando estribos anclados a las losas de entepiso en las zonas adyacentes a las columnas que forman parte de la estructura original.

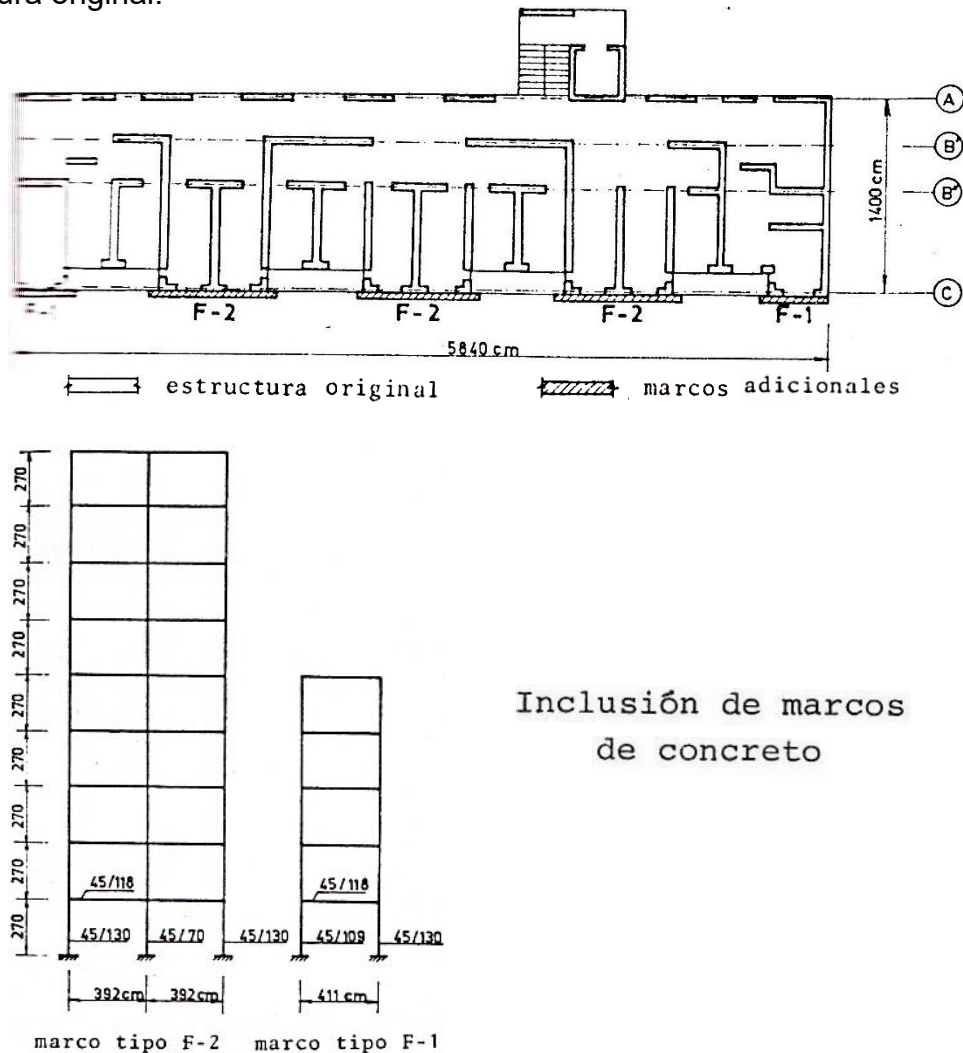
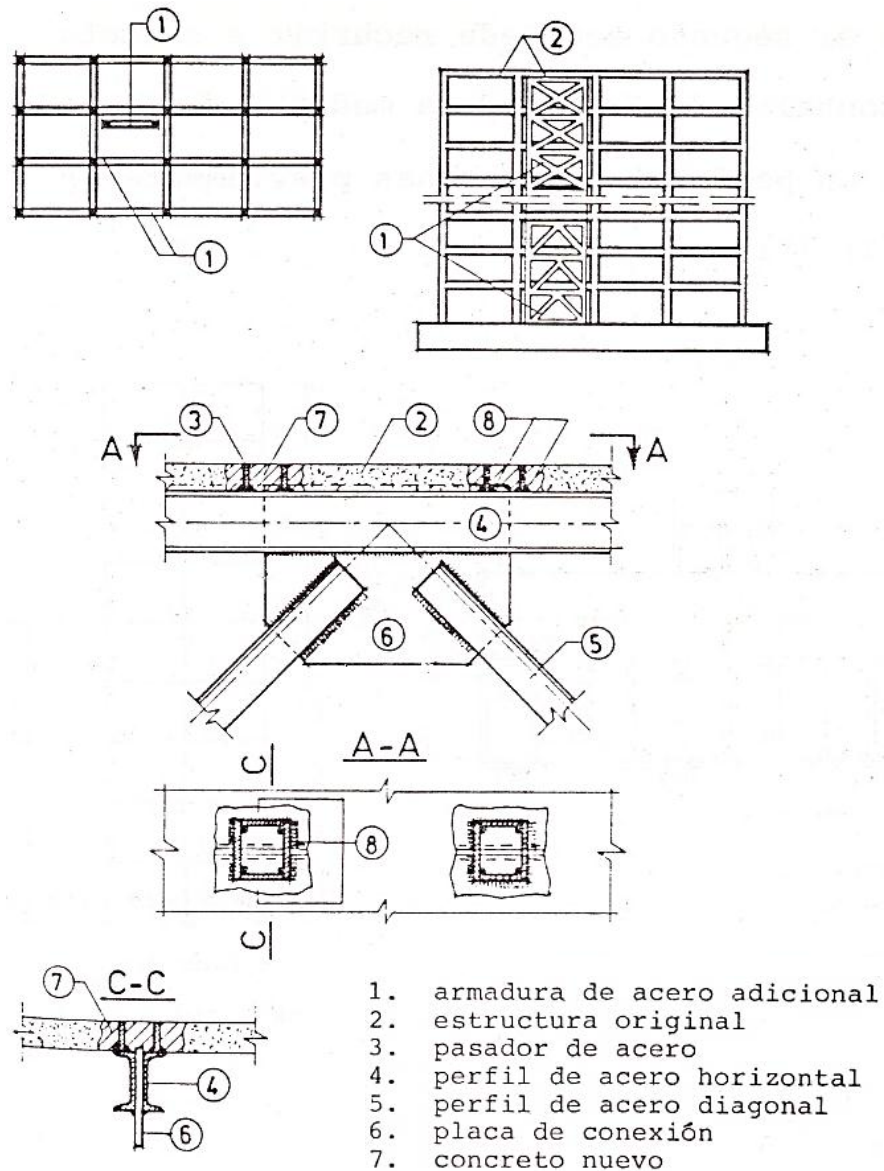


Fig. 2.5.2.1

En los casos en que se opte por armaduras o marcos constituidos por perfiles estructurales laminados de acero, la conexión al edificio esencialmente consistiría en montar piezas de anclaje como serían conectores de acero, segmentos de ángulo o de placa, etc., a la parte de arriba de los marcos, específicamente sobre el patín o cara superior de sus componentes horizontales, que fueren a estar en contacto con las traveses o losas originales, y finalmente ahogar en perforaciones previamente hechas en éstas últimas los elementos de anclaje antes mencionados. Lo anterior queda ilustrado con la fig. 2.5.2.2.



Inclusión de armaduras verticales de acero

Fig. 2.5.2.2

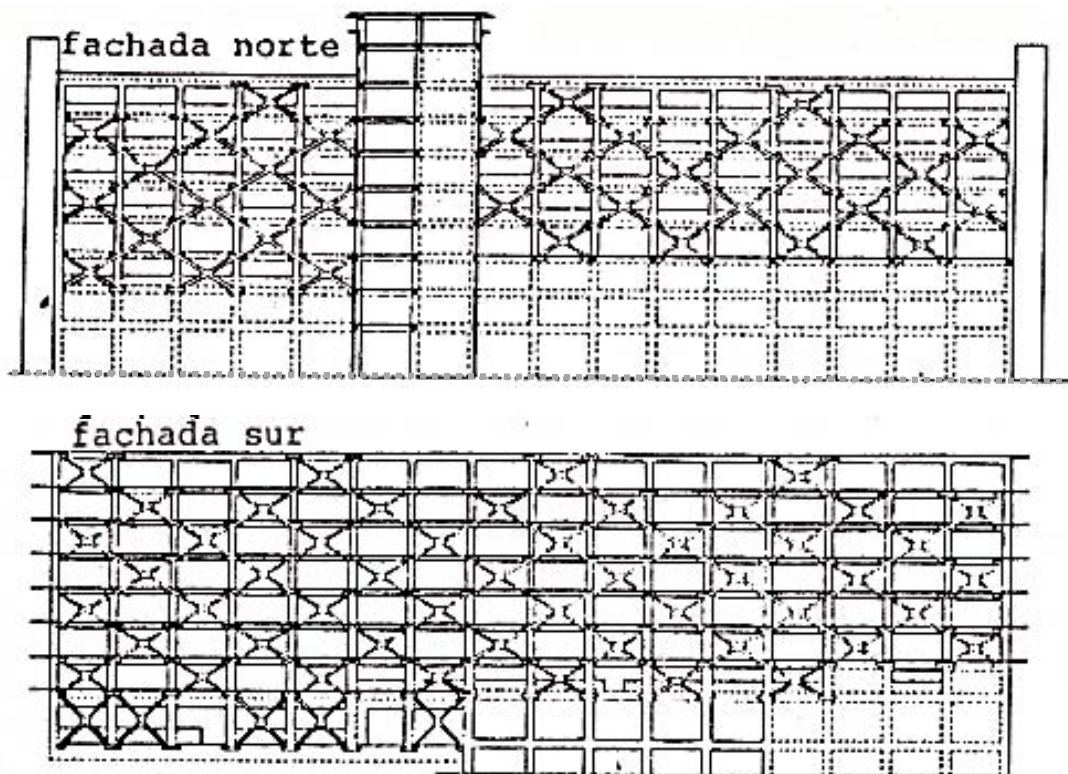
Para ejemplificar de manera fehaciente la adición de marcos de concreto y acero como medios para reestructurar edificios, a continuación se muestra la fig. 2.5.2.3.



Fig. 2.5.2.3. Adición de marcos para reestructuración de edificios. Arriba, construcción de marcos perimetrales de concreto. Abajo, esquema e imagen de marcos arriostrados de acero, añadidos interiormente

2.5.3 CONTRAVENTEADO

Como es bien sabido por la mayoría de quienes participan o están involucrados en el área de diseño en ingeniería y en el ramo de la construcción en general, el contraventeado es un sistema estructural que tiene la finalidad de incrementar la rigidez y resistencia de una construcción ante cargas laterales, y que como se puede apreciar en las figs. 2.5.3.1 y 2.5.3.2, comúnmente está conformado por elementos dispuestos diagonal y simétricamente en pares, que unen las bases de las columnas con los nodos viga-columna opuestos o con determinados puntos situados a lo largo de las vigas de los marcos, dando lugar tal condición a cuatro tipos básicos de contraventeado: relativo, discreto o nodal, continuo y dependiente o de apoyo. En esencia el contraventeado tiene el mismo funcionamiento que los marcos arriostrados o armaduras que fueron descritos en el subcapítulo anterior, sólo que en lugar de requerir precisamente de un marco adicional, el contraventeado utiliza las vigas y columnas propias del edificio para interactuar con la estructura, siendo primordial que se revise la resistencia de éstos elementos en los puntos de contacto, principalmente por cortante, antes de decidir optar por su implementación.



Estructura rigidizada mediante contraventeado diagonal metálico

Fig. 2.5.3.1

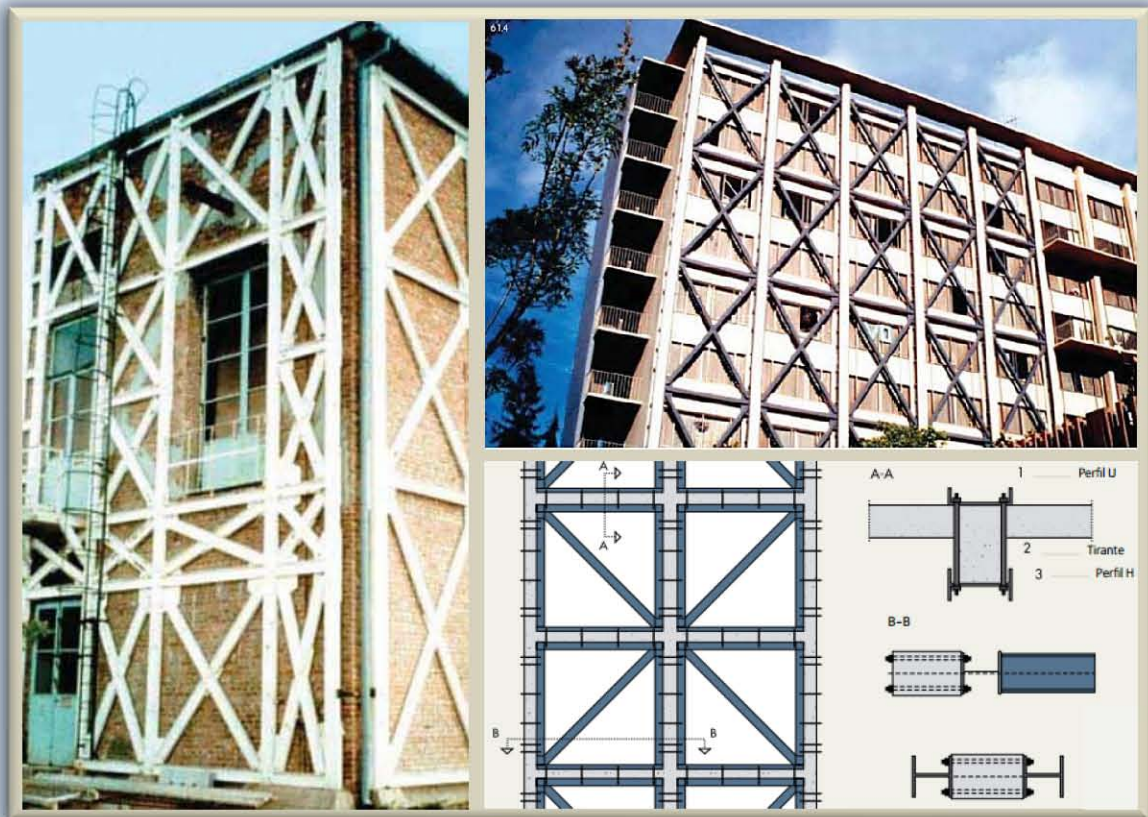
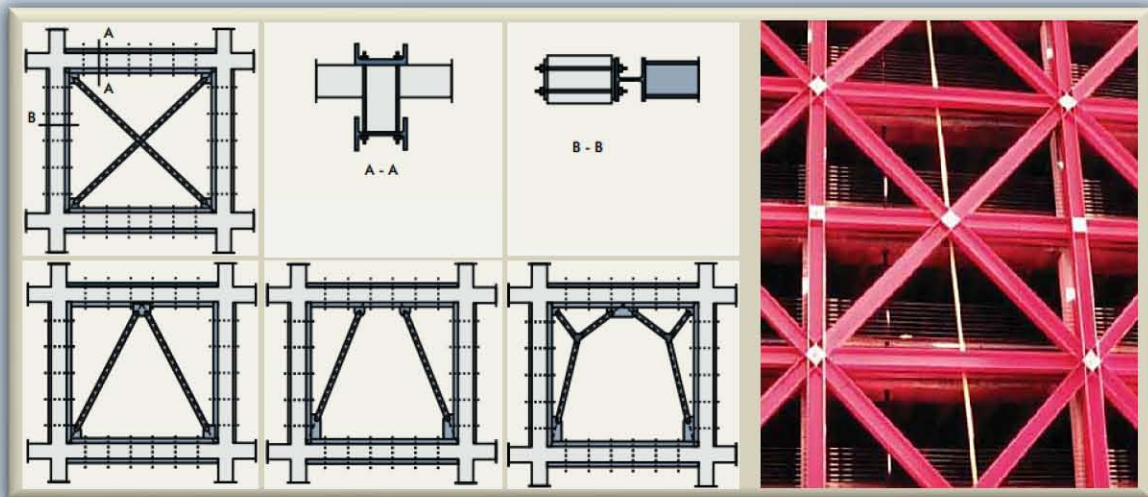


Fig. 2.5.3.2. Esquemas e imágenes de reestructuraciones mediante contraventeo. Arriba, esquema con configuraciones diversas de contraventeo, detalles de unión a la estructura e imagen de contraventeo integral. Abajo izq., reestructuración total de edificio de mampostería utilizando contraventeo metálico. Abajo der., imagen de arriostramiento integral tipo Split en edificio de concreto; esquema de conexión

Concluiremos este subcapítulo diciendo que para la rehabilitación y reforzamiento de edificios con daños o deficiencias estructurales importantes, hay más elementos y sistemas de tipo convencional como son los contrafuertes, que son elementos robustos de rigidización que se colocan perimetralmente en la base del edificio, como se aprecia en la fig. 2.5.3.3, aunque su uso no es muy frecuente por requerir de grandes espacios alrededor del inmueble, además de que sólo muestran un desempeño óptimo en edificios de poca altura; muros de mampostería, ya sea sólida o hueca, con o sin confinamiento, con refuerzo interior o sin él, y que en casi todas las modalidades son ampliamente utilizados, colocándose generalmente en dirección transversal al plano principal de marcos y muros de carga, según se observa en la fig. 2.5.3.4; finalmente retomando el sistema de contraventeo, aparte de las variantes que se acaban de mencionar, existen otras como la de tipo lateral, que se usa para evitar la rotación alrededor del eje longitudinal en vigas de acero, o una de las versiones más recientes que es la de restricción al pandeo o CRP, el cual consiste en que el núcleo de acero del arriostre está ahogado en un mortero de alta resistencia que a su vez se encamisa, eliminándose de ésta manera el efecto de pandeo local, que suele ser una falla típica de los contraventeos convencionales, lográndose además una respuesta ideal inelástica que se ve reflejada en la simetría de las gráficas de histéresis de ciclos de carga reversibles, que se generan al suscitarse un evento sísmico, y que derivan en una alternancia equilibrada de esfuerzos de compresión y tensión, reduciéndose significativamente los efectos residuales.



Fig. 2.5.3.3. Contrafuertes. Abajo izquierda, esquema de configuración y arreglo típicos de tales elementos. Arriba derecha, imagen de la utilización de contrafuertes de acero en la rehabilitación de un centro hospitalario (Instituto de Cardiología del IMSS, Cd. de México).

Nótese el requerimiento de espacio perimetral

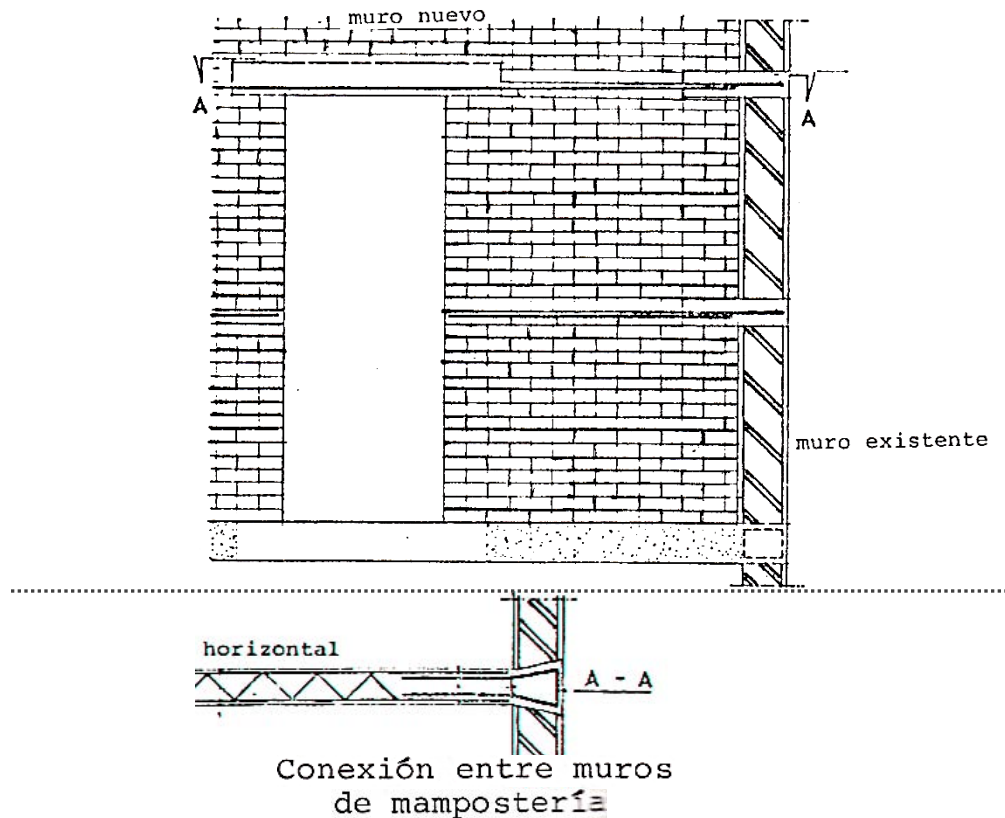


Fig. 2.5.3.4

Hasta éste punto se ha mostrado un panorama con los principales criterios y elementos que se considera hay que tener presentes, desde la evaluación de los tipos de daño y su magnitud, para así poder estimar el grado de afectación de la estructura en su conjunto, y en consecuencia, determinar su factibilidad de rehabilitación, recurriendo en la medida que lo amerite la situación, a la verificación de las propiedades y calidad de los materiales, hasta la revisión de las metodologías de análisis y diseño estructural empleadas, y finalmente tener la posibilidad de elegir y aplicar los sistemas, materiales y técnicas de rehabilitación más apropiados para su restauración o reforzamiento, según sea el caso. En las secciones subsecuentes del presente capítulo describiremos las técnicas y procedimientos más comunes, así como el uso de sistemas y dispositivos de vanguardia, para la reparación y reforzamiento de elementos estructurales que presentan daños de diversa naturaleza y magnitud, de los cuales ya se habló en el capítulo uno y que al hacer una reseña de ellos, se tienen desde los considerados menores como fisuras y pequeñas grietas en muros, columnas y traveses, así también las deflexiones en sistemas de piso y losas, hasta aquéllos que son de magnitud considerable como agrietamiento grande y profuso, aplastamientos y deformaciones permanentes de importantes porciones de miembros estructurales, incluso separaciones y desprendimientos en uniones viga-columna e intersecciones de muros, etc.

2.6 REHABILITACIÓN DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Los elementos no estructurales son todos aquéllos que no reciben ni transmiten carga o esfuerzo alguno, aunque tengan en apariencia una posición inamovible y estén en contacto con elementos que si son estructurales, pero no mantienen una unión íntima y consistente con ellos, ni les inducen esfuerzos significativos, por lo que no modifican de manera importante el comportamiento de la estructura. Dentro de este tipo de elementos se encuentran los muros de división, determinados elementos de fachada y partes ornamentales, así como los equipos e instalaciones necesarios para el funcionamiento de la edificación. La fig. 2.6.1 muestra algunos daños que comúnmente se presentan en ellos, después de suscitarse un sismo.



Fig. 2.6.1. Ejemplos de daños típicos en elementos no estructurales. Arriba, caída de falso plafón en una Terminal aérea de Chile. Abajo, desprendimiento de un equipo de aire acondicionado en el mismo edificio Terminal

Al reparar tales elementos se puede elegir entre dos criterios básicos. En el primero, se les desliga de la estructura dejando holguras adecuadas en las uniones para los desplazamientos esperados, y revisando además su estabilidad ante sismo para reforzar sus anclajes. En la segunda opción, dichos elementos se integran a la estructura, debiendo considerárseles en el análisis de distribución de fuerzas, de donde se obtendrán los elementos mecánicos para así definir su restauración y/o refuerzo. A continuación se dan algunas recomendaciones para lograr una adecuada rehabilitación de elementos no estructurales comunes.

a) Muros divisorios

La clase más común de muros divisorios en nuestro medio la integran los muros de mampostería, los cuales en general suelen ser muy rígidos y por tanto, cuando se hallan ligados a la estructura, efectúan cierto trabajo estructural absorbiendo parte de las fuerzas sísmicas; sin embargo, suelen ser muy frágiles y sufren daños aun con deformaciones pequeñas. Por tal razón, no conviene unirlos integralmente a la estructura, a menos que también esta sea muy rígida, como cuando se encuentra constituida por marcos robustos de poca altura, o si cuenta con un número importante de muros de concreto. Se debe tener especial cuidado en evitar ligar a la estructura muros que no cubran toda la altura, ya que de no hacerlo, como se ha dicho reiteradamente, se podría propiciar la falla de "columnas cortas". Asimismo, debe intentarse evitar que la ubicación de los muros que se ligan, origine grandes excentricidades, como normalmente ocurre con los muros de colindancia de edificios en esquina. Los muros desligados de la estructura deberán tener separación mínima de 2 cm. respecto a las columnas y a la losa superior, rellenándose tales espacios con un material flexible como poliestireno, celotex, etc., y garantizando su estabilidad ante volteo. Véase fig. 2.6.2.

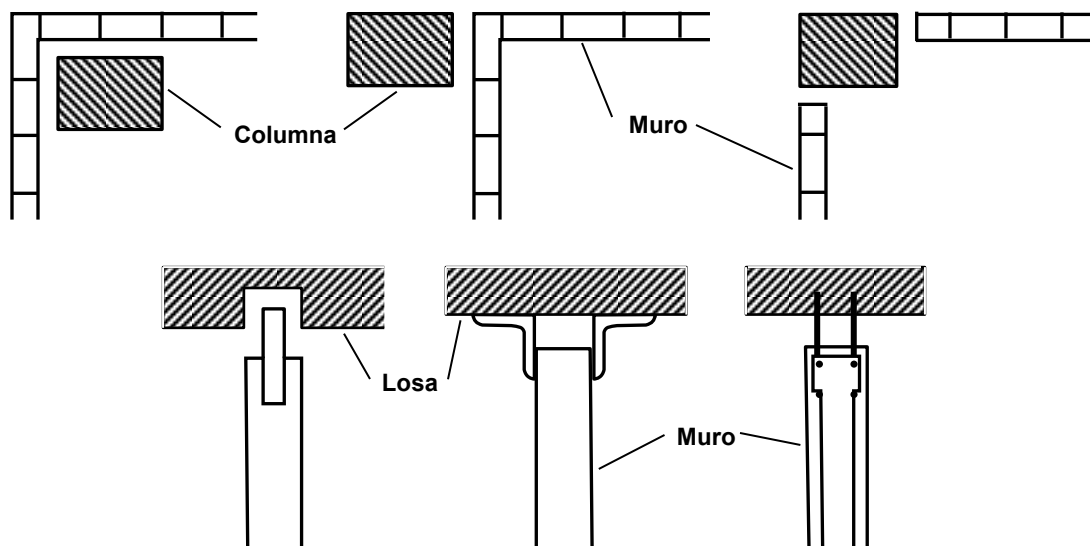


Fig. 2.6.2. Alternativas para desligar los muros de la estructura. Arriba, vista en planta. Abajo, vista de alzado

b) Recubrimientos

Los que más resultan dañados normalmente son los de origen pétreo, y casi siempre se necesitan reemplazar proporcionando un anclaje mucho más confiable que el original. En el caso de recubrimientos prefabricados, además de detallar los nuevos anclajes, se requerirá proveer las holguras adecuadas entre ellos para evitar que sean afectados por movimientos laterales, a los que suelen ser especialmente vulnerables debido al elevado peso que generalmente tienen. Por lo mismo, también es indispensable revisar las posibles alteraciones en la rigidez de la estructura, dependiendo del tipo de anclaje que se vaya a utilizar.

c) Ventanas

Para la reparación de la ventanería, además de reponer los vidrios rotos, es importante revisar que haya suficiente holgura entre los marcos de las ventanas y la estructura o entre aquéllos y los vidrios, debiendo rellenarse tales espacios con un sellador que se mantenga flexible a lo largo del tiempo. La holgura mínima se puede calcular con la expresión:

“ c ” es la holgura mínima (cm)

$$c = \frac{\varphi b}{2(1 + b/h)} ; \text{ donde: " } \varphi \text{ " es la distorsión de entrepiso admisible}$$

“ b ” y “ h ” son el ancho y alto del vidrio (cm)

d) Plafones

Estos son los elementos no estructurales que posiblemente más daños aparatosos manifiestan en los sismos, y su reparación principalmente implica: el reemplazo de las piezas dañadas; la restitución y reforzamiento de los anclajes al techo (incluyendo contraventeo horizontal para reducir el balanceo); finalmente proveer una holgura perimetral adecuada que impida que haya interacción con la estructura.

3. EJEMPLIFICACIÓN DEL PROBLEMA. APLICACIÓN A UN CASO REAL

Después de haberse mostrado un panorama sobre los aspectos y elementos que desde la perspectiva de éste trabajo son esenciales para poder efectuar con un grado de certidumbre aceptable, una evaluación del tipo y nivel de daños que pudiera presentar una estructura, o en su defecto del estado general que guarda, sobre todo posteriormente a la ocurrencia de un evento de gran magnitud, así como de haberse hecho una recopilación de algunos de los métodos, técnicas, materiales y dispositivos más utilizados para la rehabilitación de estructuras, se está en el punto adecuado para abordar ejemplos reales de edificaciones que han sido rehabilitadas con algún o algunos de esos métodos, incluyendo los más actuales que emplean sistemas basados en el principio de “disipación de energía”, de cuyos tipos principales en seguida se hará sólo un esbozo, pues cada uno merecería desarrollarse por separado de principio a fin, de modo que dicha descripción somera servirá de preámbulo para poder analizar y percibir con mayor claridad el resultado final de la rehabilitación del edificio o construcción en cuestión. Así pues, se partirá definiendo básicamente dicho principio para establecer en torno a él, ciertos criterios que se aplican al Diseño Estructural, citando previamente otros conceptos igualmente importantes, con los que mantienen una estrecha vinculación. En base a ello, se podría decir que en la actualidad conviven dos Tendencias en el diseño Estructural:

- Por Comportamiento
- Por Desempeño (Performance)

En cuanto a la forma en que el factor de comportamiento sísmico “ Q ” interviene en el proceso de diseño desde un punto de vista de eficiencia, sería:

- Para construcciones con diseño elástico:
 $Q = 1$; \rightarrow poco daño pero capacidad de la estructura subutilizada
- Para construcciones con diseño elastoplástico:
 $Q > 1$; \rightarrow incremento del daño conforme aumenta el valor de Q

Una forma clara de visualizar lo anterior, ciertamente es a través de la gráfica típica de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo. Véase fig. 3.1.

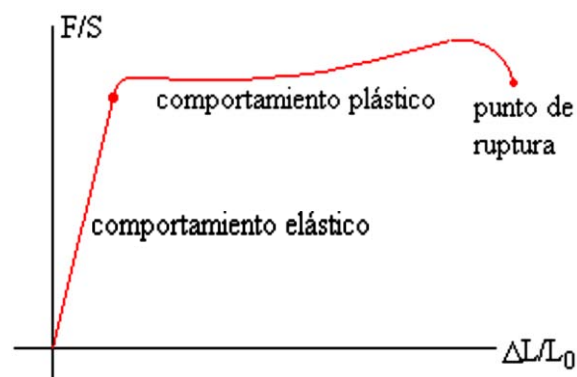


Fig. 3.1. “Q” y desempeño estructural, a través de la gráfica Esf.-def. del acero

Asimismo, el criterio preponderante actual de diseño se confirma con los modelos de obtención de fuerzas sísmicas y de respuesta de la estructura, según como se puede apreciar en las gráficas y representaciones esquemáticas de las figs. 3.2 y 3.3.

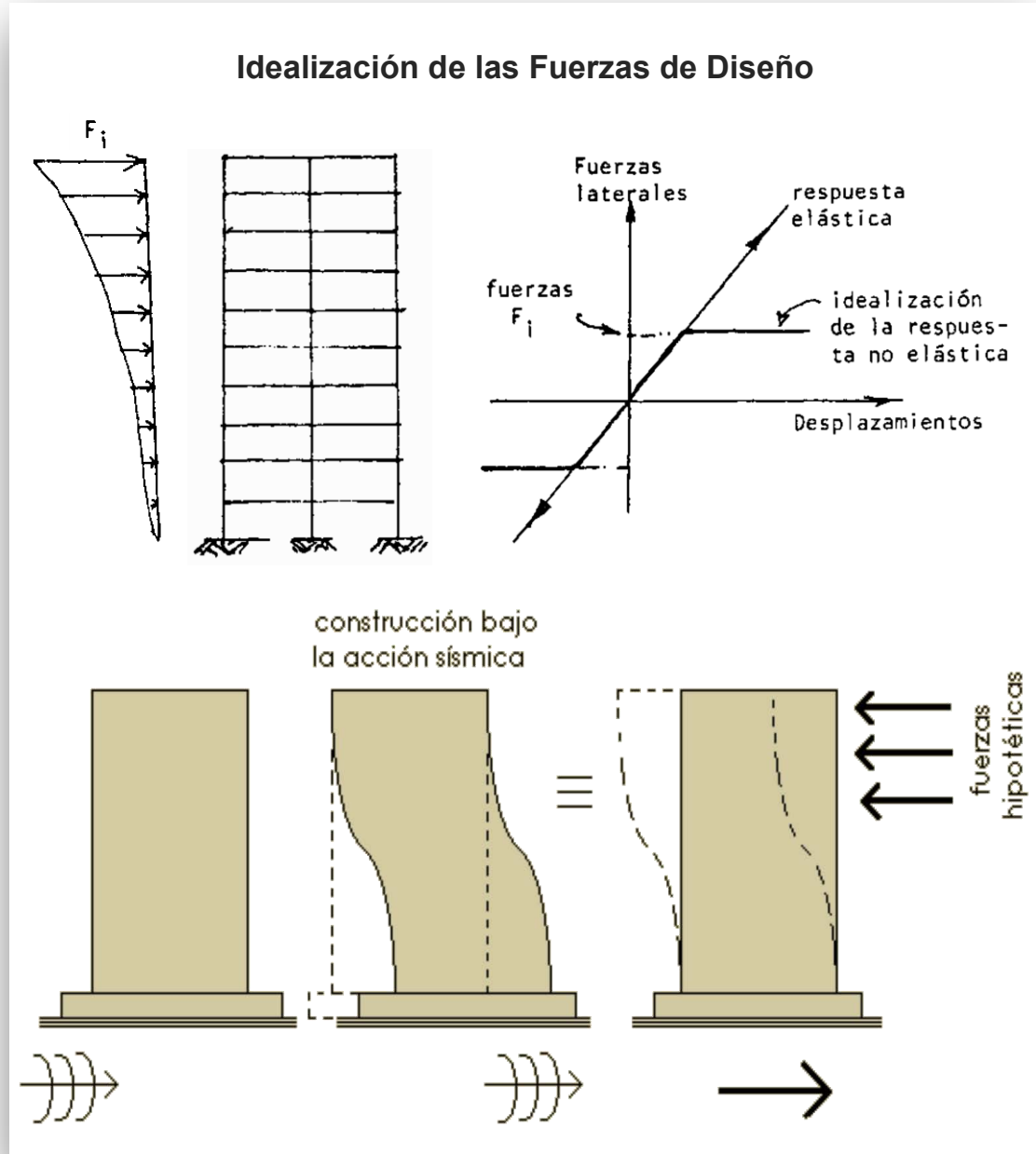


Fig. 3.2. Representaciones gráficas del criterio tradicional de diseño. Arriba, diagrama típico de distribución de fuerzas sísmicas y gráfica de fuerza lateral–desplazamiento para respuesta elástica inelástica. Abajo, esquematización del comportamiento de una estructura convencional sometida a la acción de fuerzas sísmicas

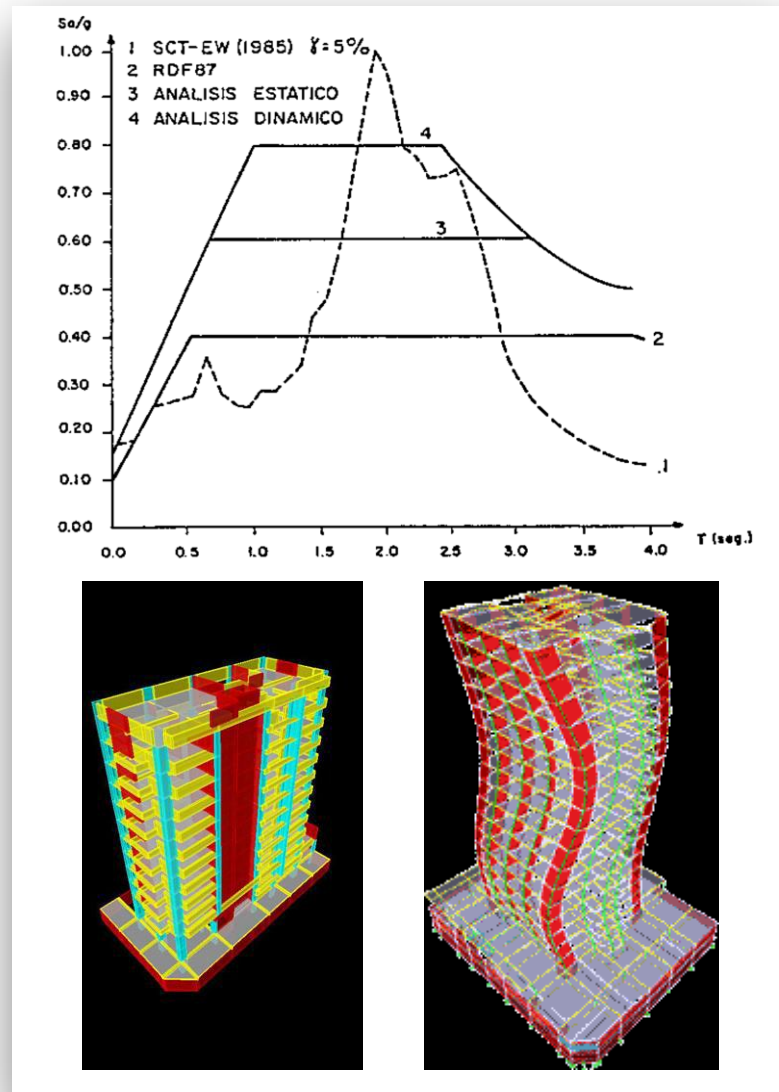


Fig. 3.3. Gráficas de aceleraciones de diseño y modelación estructural, según método estático y dinámico, y distintas reglamentaciones

Finalmente, el enfoque para diseño de estructuras que actualmente prevalece en nuestro medio, y que podría decirse es en general, queda de manifiesto nuevamente en las adecuaciones a las normativas (incluyendo la nuestra) que en muchas partes del mundo se han estado efectuando, sobre todo a raíz del sensible aumento durante las últimas tres décadas de la ocurrencia de sismos de gran magnitud: México, Septiembre 1985; Northridge EE.UU., Enero 1994; Kobe Japón, Enero 1995; Taiwán, Septiembre 1999; Kocaeli Turquía, Diciembre 1999; maremoto en Banda Aceh Indonesia, Diciembre 2004; Sumatra Indonesia, Marzo 2005; Cauquenes Chile, Febrero 2010; terremoto y maremoto de Miyagi y Fukushima Japón, Marzo 2011; Aceh Indonesia, Abril 2012; Illapel Chile, Septiembre 2015; entre otros.

En la mayoría de dichas actualizaciones se han establecido rangos y valores de parámetros de diseño más acordes a los requerimientos de estabilidad y seguridad que las construcciones hoy en día, deben ser capaces de satisfacer ante acciones de mayor magnitud y poder de destrucción que no eran contempladas en la mayoría las reglamentaciones porque tenían períodos de retorno promedio muy largos, pero que en los últimos años se han acortado de manera significativa en muchas regiones de alta sismicidad, como las que se acaban de mencionar. Así pues, si bien es cierto que dichas modificaciones se basan en propiciar que las estructuras tengan un comportamiento dúctil previamente a la falla, lo cual al mismo tiempo contribuye a que las propiedades de los materiales que las componen tengan un mejor aprovechamiento, en contraparte está el hecho de que cuando las estructuras son exigidas en demasía, casi siempre resultan con daños permanentes generalizados, lo que a su vez origina que se incrementen fuertemente los costos de rehabilitación. Es esta precisamente la razón por la que el principio de “Disipación de energía” ha empezado a tener mucho auge en los últimos años.

CONCEPTOS BÁSICOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

- Enfoque Energético. La energía de ingreso se puede disipar de varias formas:

$$E_I = E_K + E_S + E_D + E_A ;$$

Donde: E_I = Energía de ingreso por el sismo u otra acción

E_K = Energía cinética del movimiento de la estructura

E_S = Energía de deformación elástica de la estructura

E_D = Energía por deformación inelástica (ductilidad) de la estructura

E_A = Energía de amortiguamiento inherente y suplementario

- Enfoque tradicional de diseño. Disipación de energía por ductilidad (E_D); formación de mecanismos de articulación plástica.
- Nuevo enfoque energético. Disipación de energía por amortiguamiento suplementario, conservando la disipación por ductilidad inalterada.

3.1 EMPLEO DE TECNOLOGÍA DE VANGUARDIA

Siendo prácticamente ésta la parte culminante del presente trabajo, y teniendo además relación precisamente con los conceptos que se acaban de enunciar, a continuación se hablará de los dispositivos denominados “Disipadores de energía” y “Aisladores sísmicos”. Se comenzará por establecer el contexto que circunscribe a dichas tecnologías, pues cabe mencionar que actualmente (ver fig. 3.1.1), ya se puede disponer de una enorme variedad de sistemas y tipos de elementos destinados a mitigar y controlar de forma mucho más eficiente que hace apenas unos cuantos años, los efectos de acciones sísmicas, de viento, y otras. Asimismo, resulta oportuno aclarar que la razón fundamental por la cual se abordarán de manera más detallada los dos tipos de dispositivos arriba mencionados, es el hecho de ser los que más se utilizan para fines de rehabilitación y mejoramiento de comportamiento estructural de construcciones existentes; no obstante esto, son igualmente recurridos en el diseño de estructuras nuevas.

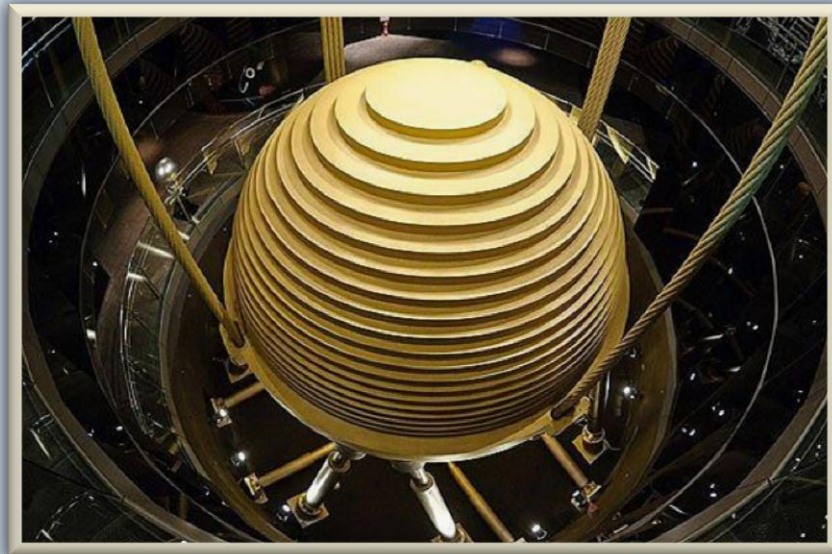


Fig.3.1.1. Protección sísmica mediante “amortiguador de masa sintonizada” y otros

SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Los sistemas de protección sísmica de estructuras utilizados en la actualidad, incluyen desde diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados. Dichos sistemas se pueden clasificar en tres categorías principales: sistemas activos, sistemas semi-activos y sistemas pasivos, y aunque hoy en día los tres grupos han adquirido gran relevancia, ésta sección se enfocará principalmente a los sistemas pasivos, por los motivos expuestos en párrafos anteriores.

- Sistemas activos

Los sistemas activos de protección sísmica son sistemas complejos que incluyen sensores de movimiento, sistemas de control y procesamiento de datos, y actuadores dinámicos. Estos sistemas monitorean la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real, detectando movimientos y aplicando las fuerzas necesarias para contrarrestar los efectos sísmicos. El actuar de los sistemas activos se resume de la siguiente forma: las excitaciones externas y la respuesta de la estructura son medidas mediante sensores, principalmente acelerómetros, instalados en puntos estratégicos de la estructura. Un algoritmo de control procesa, también en tiempo real, la información obtenida por los instrumentos, y determina las fuerzas necesarias que deben aplicar los actuadores para la estabilización de la estructura.

Las fuerzas que estos sistemas utilizan son generalmente aplicadas por actuadores que trabajan sobre masas, elementos de arrioste o tendones activos. Una de las principales desventajas que presentan los sistemas activos de protección sísmica, además de su costo, es que necesitan de una fuente de alimentación externa continua para su funcionamiento durante un sismo. No obstante, constituyen la mejor alternativa de protección sísmica a estructuras, ya que permiten ir modificando la respuesta de los dispositivos en tiempo real, lo que implica un mejor comportamiento de la estructura durante el sismo.

Los sistemas de protección sísmica activos han tenido un gran desarrollo en Estados Unidos y todavía más en Japón, donde las restricciones de espacio de sus grandes urbes han detonado la construcción de estructuras de gran esbeltez. Las figs. 3.1.2 y 3.1.3 muestran la conformación básica y un modo de implementación real, respectivamente, de éste tipo de dispositivos.

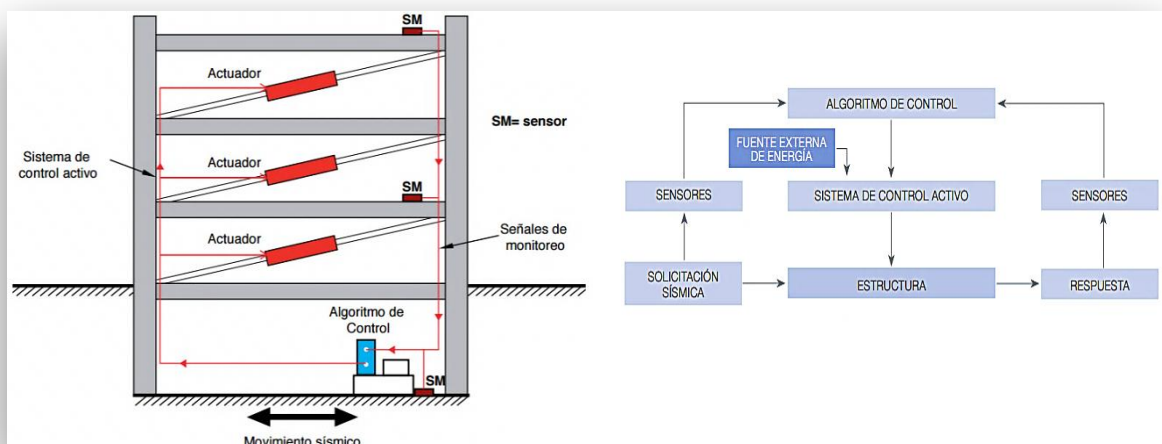


Fig. 3.1.2. Esquema de conformación básica y diagrama de flujo operativo de sistemas activos de protección sísmica

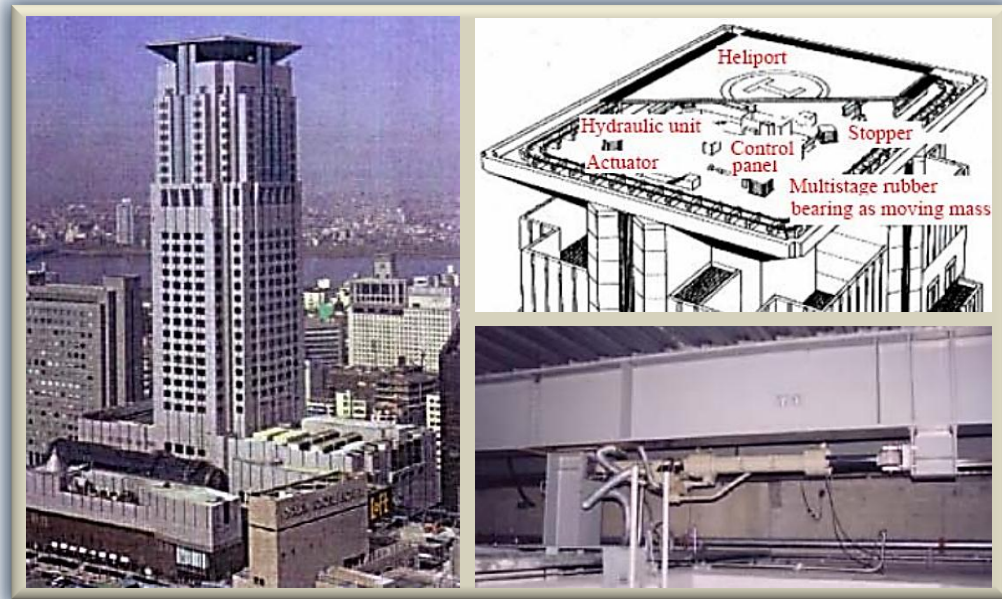


Fig. 3.1.3. Torre Applause, Osaka, Japón. Implementación de dispositivo activo en área subyacente de helipuerto. Esquina inf. der., imagen de “actuador”

- Sistemas semi-activos

Los sistemas semi-activos de protección sísmica, al igual que los activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real, sin embargo, a diferencia de los sistemas activos, no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura, sino que actúan modificando en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía. Ejemplos de estos sistemas son los amortiguadores de masa semi-activos, los dispositivos de fricción con fricción controlable, y los disipadores con fluidos electro o magneto-reológicos. La fig. 3.1.4 ilustra su conformación y funcionamiento.

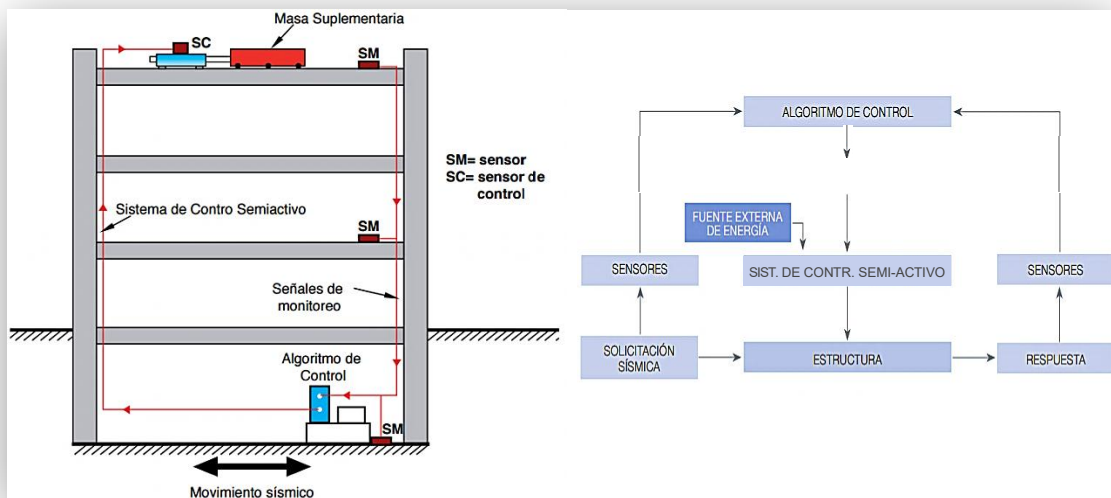


Fig. 3.1.4. Esquema de conformación y diagrama de flujo de funcionamiento

- Sistemas pasivos

Tales sistemas constituyen los dispositivos de protección sísmica más comúnmente utilizados en la actualidad, y precisamente esta es la categoría a la que corresponden los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía.

Los sistemas pasivos permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía por medio de calor.

- ~ Disipadores de energía

Los disipadores de energía, a diferencia de los aisladores sísmicos, no evitan que las fuerzas y movimientos sísmicos se transfieran desde el suelo a la estructura.

Estos dispositivos son diseñados para disipar la energía entregada por sismos, viento fuerte u otras sollicitaciones de origen dinámico, protegiendo y reduciendo los daños en elementos estructurales y no estructurales.

Asimismo, estos dispositivos aumentan el nivel de amortiguamiento de la estructura. Un caso particular de dispositivos de disipación de energía, que recientemente ha comenzado a ser utilizado para la protección sísmica de estructuras en países de Latinoamérica de alta sismicidad como Chile, es el de los amortiguadores de masa sintonizada, que ubicados en puntos estratégicos de las estructuras, permiten reducciones significativas en las respuestas de éstas. Al igual que los sistemas de aislación sísmica de base, los dispositivos de disipación de energía, han sido ampliamente utilizados a nivel mundial en el diseño de estructuras nuevas y en el refuerzo de estructuras existentes.

Beneficios y limitaciones de uso

Beneficios: Los dispositivos de disipación de energía aumentan el nivel de amortiguamiento de las estructuras, reduciendo los esfuerzos y deformaciones en ellas y sus contenidos. Los esfuerzos, aceleraciones y deformaciones inducidos por un sismo en una estructura con sistemas de disipación de energía, pueden ser entre un 15 a 40% menores que los correspondientes a una estructura sin disipadores, logrando reducir el daño producido a elementos estructurales y no estructurales.

Limitaciones de uso: Algunos tipos de disipadores pueden requerir ser reemplazados parcial o totalmente después de sismos excepcionalmente severos. Del mismo modo, algunos tipos de disipadores, que si bien reducen las demandas en la estructura, pueden elevar la probabilidad de que se produzcan deformaciones residuales permanentes en las estructuras.

Tipos principales de disipadores de energía

Se puede decir que los disipadores de energía constituyen el grupo con el mayor número de clases de dispositivos de protección pasiva sísmica que existen, tantas, como la cantidad de formas que se han encontrado para disipar la energía que desarrollan los sismos y otras acciones, lo cual se ha logrado comprendiendo y aprovechando cada vez mejor las propiedades, no solamente mecánicas, sino también físico-químicas, de los materiales que integran dichos dispositivos de defensa. Así pues, la disipación, desviación o absorción de la energía se puede conseguir por medio de la deformación plástica de metales dúctiles, deformación por corte de polímeros visco-elásticos, reacomodo interno de moléculas y partículas en suspensión en fluidos viscosos, o simplemente en forma de calor por la fricción seca de superficies en contacto bajo presión, etc. Finalmente, de acuerdo a la(s) característica(s) dinámica(s) que mayormente se ve(n) modificada(s) cuando los dispositivos de disipación son requeridos, éstos podrían clasificarse en cuatro grupos principales, que son por: a) desplazamiento, b) velocidad, c) desplazamiento y velocidad, y d) movimiento (fuerzas inerciales). A continuación se detallan brevemente los aspectos generales de cada una de éstas categorías de disipadores de energía.

a) Disipadores activados por desplazamiento

Los disipadores de esta categoría son accionados por medio de los desplazamientos relativos de los extremos del dispositivo, inducidos por los movimientos de la estructura durante un terremoto. Estos dispositivos disipan energía a través de la deformación plástica de sus componentes o mediante la fricción entre superficies especialmente diseñadas para estos fines. Dentro de ésta clasificación se encuentran comprendidos los dispositivos metálicos, los friccionales, de extrusión de materiales y los sistemas autocentrantes. La fig. 3.1.5 muestra ciclos fuerza-deformación típicos de disipadores activados por desplazamientos. El área encerrada por la curva corresponde a la energía disipada por el dispositivo.

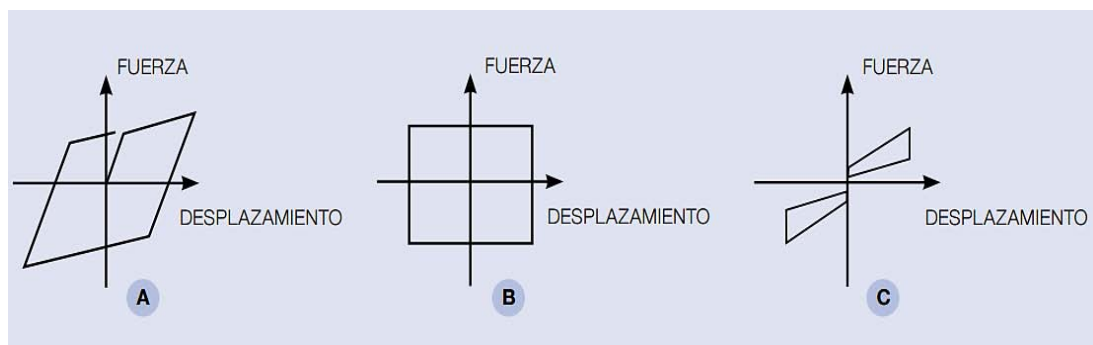


Fig.3.1.5.a. Gráfica ciclo carga-deformación de distintas modalidades de disipador activado por desplazamiento. A) Metálico, B) Friccional, C) Autocentrante

a.1) Disipadores metálicos

Estos dispositivos disipan energía por medio de la fluencia de metales sometidos a esfuerzos de flexión, corte, torsión, o combinaciones entre ellos. Esta clase de disipadores tiende a mostrar un comportamiento predecible y confiable a largo plazo. Los dispositivos más representativos de este tipo son los llamados “ADAS”, acrónimo en inglés de Added Damping and Stiffness (Amortiguamiento y Rigidez Agregados), que fundamentalmente constan de un conjunto de placas paralelas orientadas transversalmente a su plano, colocadas generalmente entre los extremos superiores de diagonales de arriostramiento y la cara inferior de vigas de marcos. Su característica principal consiste en que al tener forma de “X”, se propicia una distribución uniforme de esfuerzos generados por momentos flectores, lo que a su vez favorece una disipación de energía eficiente durante la fluencia. La fig. 3.1.6.a.1 muestra un prototipo libre y otro ya montado, así como imágenes de su ubicación estructural habitual y una gráfica de histéresis típica.

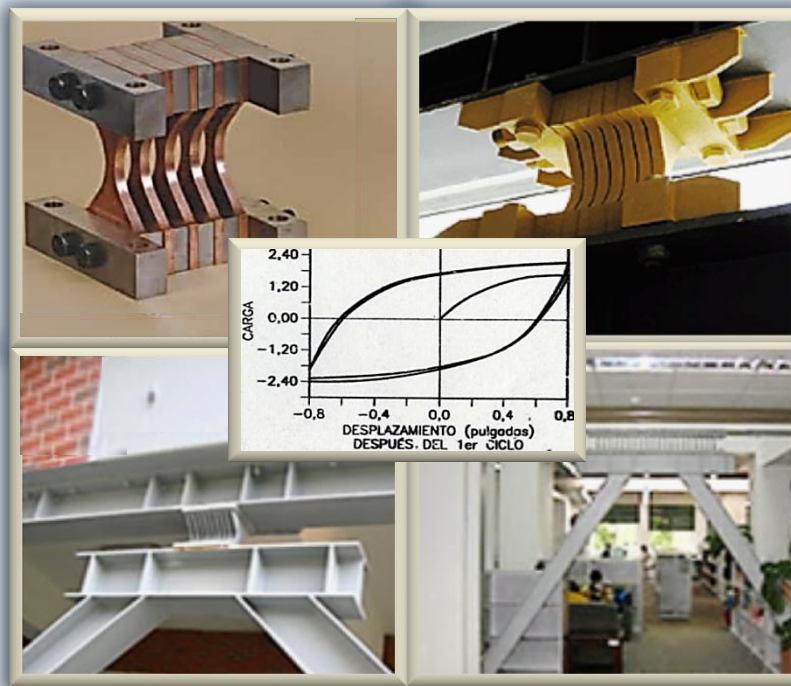


Fig. 3.1.6.a.1. Típicos disipadores metálicos “ADAS”. Normalmente van montados entre el extremo superior del arriostramiento (por lo general excéntrico en “V” invertida) y el patín inferior de la viga del marco. Para concreto pueden asumir otras posiciones y además a menudo muestran un comportamiento histerético bastante estable.

Una variante de los ADAS son los elementos “TADAS”, que igualmente se componen de placas transversas de acero, pero de forma triangular, con un extremo fijo en la viga (el de más anchura), y el otro conectado al contraventeo de forma articulada, lo cual garantiza una plastificación uniforme en curvatura simple, de la deformación causada por flexión. Otro dispositivo de esta subrama y que es precursor de los otros dos, es el disipador “Skinner” o “U-Shape”, el cual consta de dos placas precisamente con forma de U, que disipan energía por un efecto de enrollamiento que causa el desplazamiento relativo de sus extremos al estar bajo flexión pura, mostrando un comportamiento histerético estable por lo general. Un disipador más incluido en esta clase, es el “Honey-Comb” (Panal de miel), por la similitud de forma que tienen los espacios vacíos existentes en

cada unidad del elemento, con esa estructura natural, el cual también consta de bloques de placas, pero que trabajan en la dirección de su plano; tal dispositivo ha revelado tener un comportamiento histerético muy estable y de forma casi rectangular, con una respuesta más próxima a un estado rígido-plástico que el ADAS (más flexible). Finalmente, es necesario decir que en la actualidad hay una variedad muy amplia de disipadores metálicos, por lo que se citarán sólo algunos más de ellos que operan con la acción de otros agentes mecánicos, como los “Paneles de Cortante” simples o rigidizados, los de sección doble T, y los de placas rigidizadoras de aluminio, etc.; asimismo existen disipadores de torsión conformados por una plancha metálica con perforaciones, que tienen la ventaja de plastificar en toda su longitud, optimizándose así la disipación, la cual habitualmente resulta estable y sin detrimento de la resistencia. En la fig. 3.1.7.a.1 se pueden ver esquemas e imágenes de algunas de estos otros dispositivos.

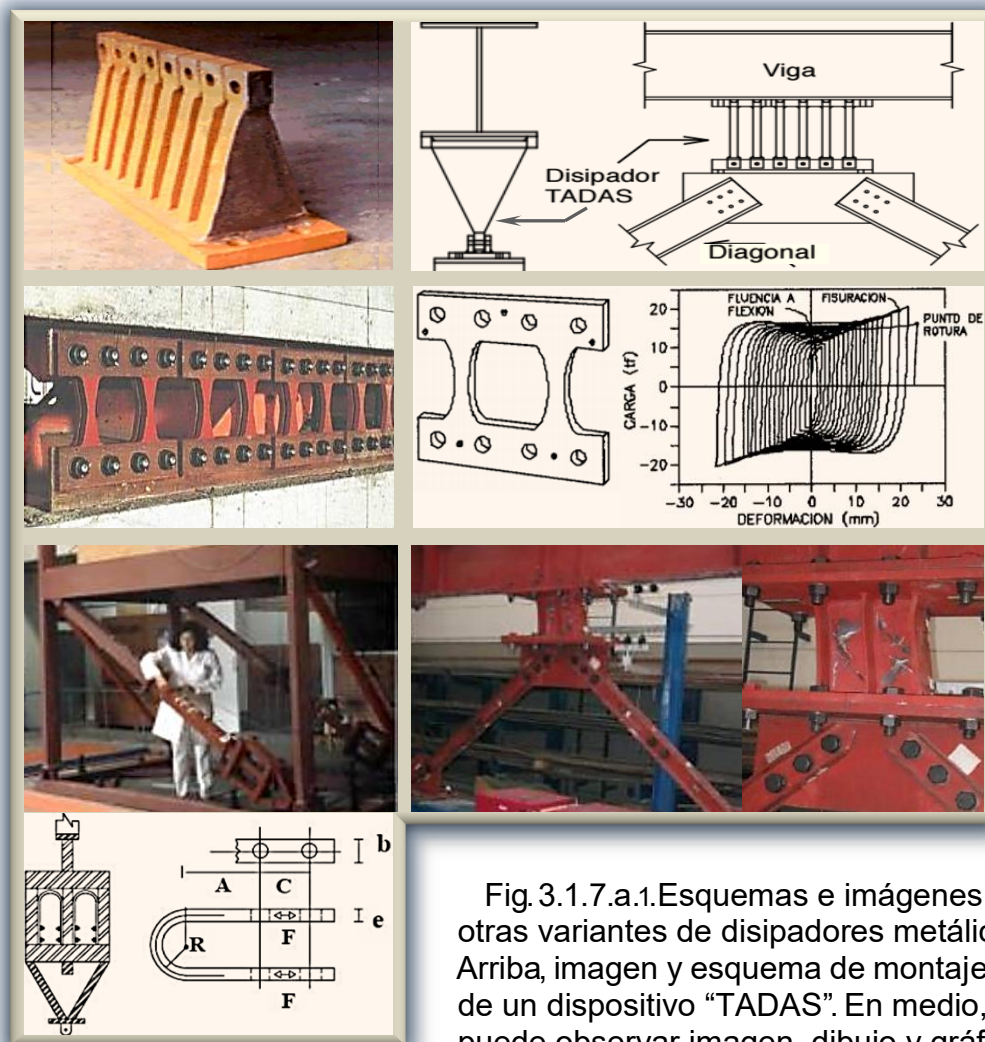


Fig. 3.1.7.a.1. Esquemas e imágenes de otras variantes de disipadores metálicos. Arriba, imagen y esquema de montaje de un dispositivo “TADAS”. En medio, se puede observar imagen, dibujo y gráfica histerética del disipador “Honey-Comb”.

Abajo izquierda, esquema e imagen de montaje en un simulador sísmico, de un elemento tipo “U-Shape”. Abajo derecha, ensayo de un disipador tipo “Panel de Cortante”. Ambas pruebas en el CENAPRED, México

a.2) Disipadores friccionales

Tales dispositivos disipan energía por medio de la fricción que se produce durante el desplazamiento relativo entre dos o más superficies en contacto. Dichos disipadores son diseñados para activarse una vez que se alcanza un determinado nivel de carga en el dispositivo, por lo que mientras la sollicitación no alcance dicha carga, el mecanismo de disipación se mantiene inactivo. Estos disipadores pueden ser materializados de varias maneras, por ejemplo, algunas utilizan conexiones deslizantes con orificios ovalados o SBC: Slotted Bolted Connection (Conexión atornillada y ranurada), otras emplean dispositivos con superficies en contacto sometidas a cargas de precompresión, etc. La fig. 3.1.8.a.2 muestra el esquema de un disipador friccional con conexión SBC, así como otro esquema de un disipador friccional tipo Pall. Una desventaja importante de este tipo de elementos radica en la incertidumbre de la activación de los dispositivos durante un sismo, así como en el aumento de la probabilidad de observar deformaciones residuales en la estructura.

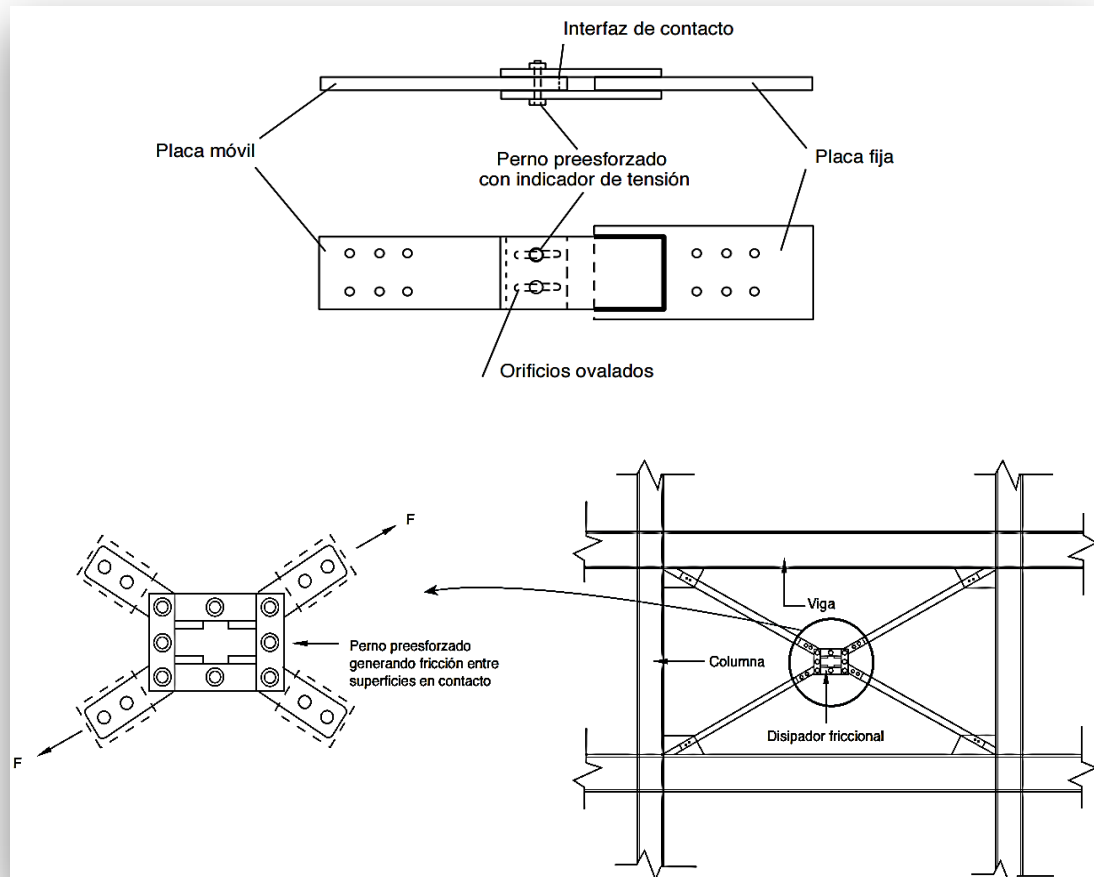


Fig. 3.1.8.a.2. Esquemas de disipadores friccionales. Arriba, conexión tipo "SBC". Abajo, dispositivo tipo Pall situado en la parte central de contraventeo

a.3) Disipadores de extrusión de materiales

Basan su comportamiento en la deformación inducida de materiales (típicamente plomo) a través de perforaciones. A esta categoría pertenecen los elementos de contraventeo con restricción al pandeo, denominados en nuestro idioma como “CRP”s, y en inglés como “BRB”s (Buckling Restrained Braces), o “UBB”s (Un-bonded Braces), que aunque en estricto sentido no generan una extrusión del material portante por ser este de acero, y no de plomo, aun así la disipación se produce debido a la fluencia que por carga axial pura, experimenta el núcleo de acero confinado con mortero, el cual suprime precisamente el efecto de pandeo. La fig. 3.1.9.a.3 esquematiza y ejemplifica este tipo de disipadores.

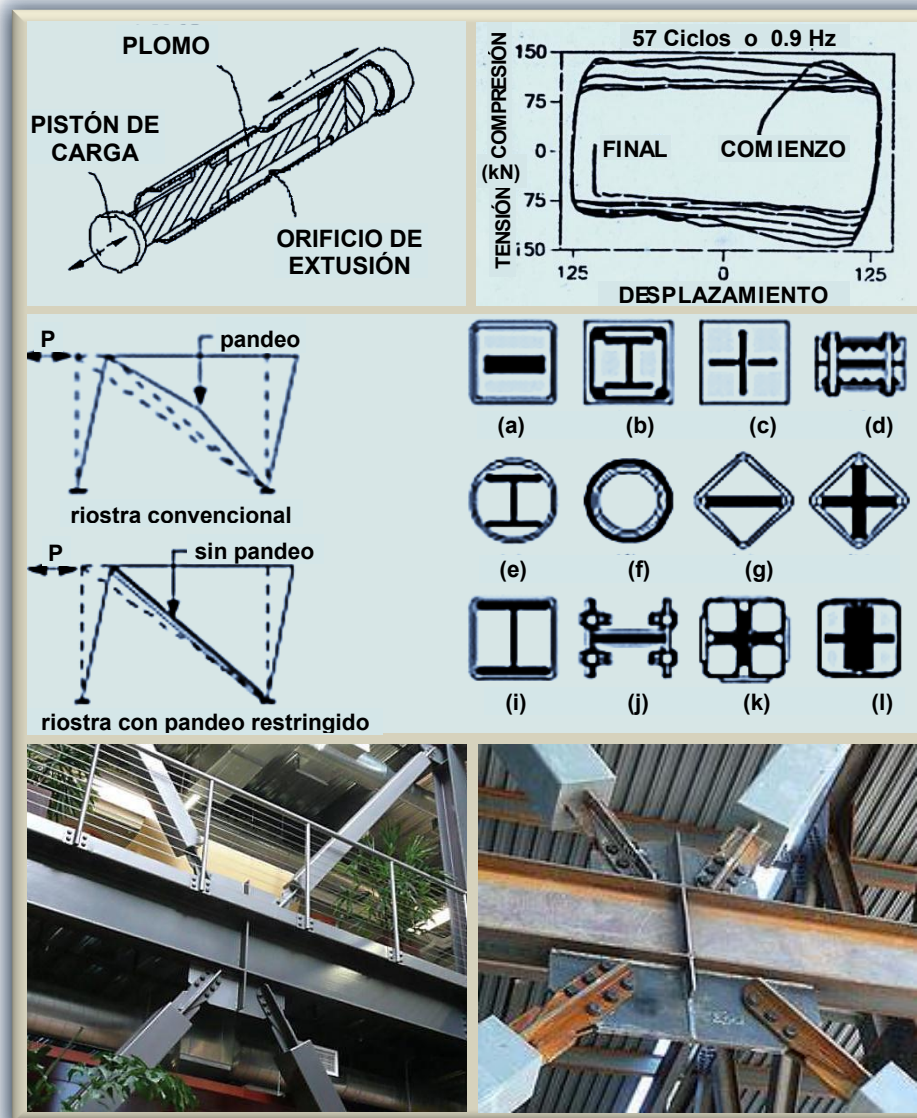


Fig. 3.1.9.a.3. Disipadores de extrusión. Arriba, esquema de funcionamiento y gráfica de histéresis. En medio, esquema de comportamiento comparativo con contraventeo convencional. Abajo, “BRB”s o “CRP”s montados (conexión)

a.4) Disipadores autocentrantes

Estos dispositivos basan su comportamiento en los ciclos histeréticos que se producen en conexiones o elementos pretensionados. Por otra parte, algunos disipadores autocentrantes son fabricados utilizando materiales con memoria de forma conocidos como “SMA” (por sus siglas en inglés para Shape Memory Alloys). Estos dispositivos utilizan las propiedades de los materiales de los elementos que los componen, por ejemplo acero, aleaciones base cobre y aluminio, aleaciones níquel-titanio (NiTi), etc.; así como la geometría de su configuración para disipar energía y, una vez finalizada la carga, regresar a su posición inicial. De esta forma, los disipadores autocentrantes permiten controlar gran parte de los desplazamientos residuales de la estructura luego de la ocurrencia de un terremoto. La fig. 3.1.10.a.4 muestra algunas aplicaciones de éstos dispositivos.

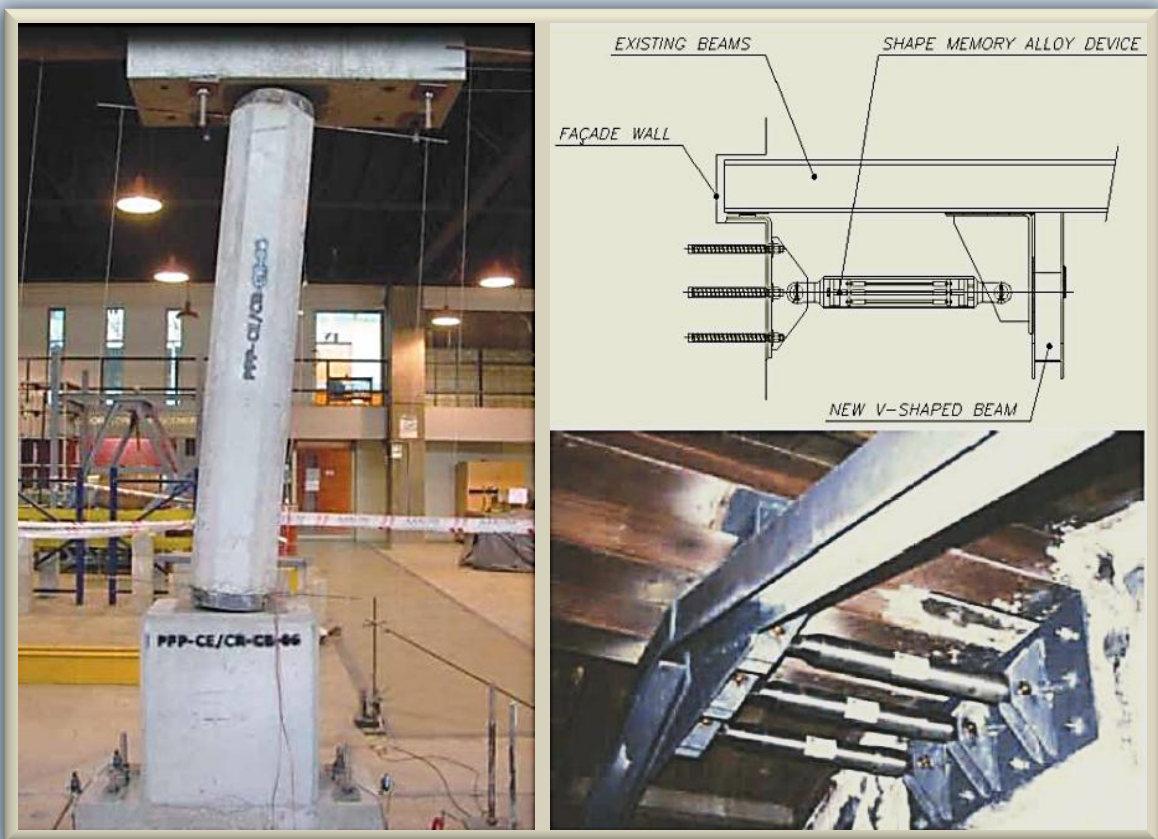


Fig. 3.1.10.a.4. Distintas formas de implementación de sistemas autocentrantes. Izq., Biela de concreto sobre la que actúa un dispositivo autocentrante compuesto por elementos pretensionados. Der., viga de acero provista de sistema autocentrante integrado por elementos construidos con aleaciones con memoria “SMA”, para controlar el despl. lateral

b) Disipadores activados por velocidad

Tales dispositivos se activan a partir de las velocidades relativas de los extremos del dispositivo, inducidas por el movimiento de la estructura durante la ocurrencia de un sismo. Básicamente dan amortiguamiento a las estructuras sin afectar su rigidez lateral, y en general, permiten brindar con un alto nivel de eficiencia, protección a las estructuras ante sismos de baja, mediana y gran intensidad. La fig. 3.1.11.b muestra el esquema de un ciclo fuerza-deformación típico, de un disipador activado por velocidad.



Fig. 3.1.11.b. Gráfica fuerza-deformación de disipador activado por velocidad

b.1) Dispositivos fluido-viscosos

Este tipo de dispositivos disipa energía mediante fuerzas que se oponen al movimiento del elemento, al hacer pasar un fluido altamente viscoso, a través de orificios con diámetros, longitudes e inclinación especialmente diseñados para controlar el paso del fluido. Estos dispositivos son similares a los amortiguadores de los automóviles, pero con capacidades para resistir las fuerzas inducidas por terremotos. En las figs. 3.1.12.b.1 y 3.1.13.b.1 se observan esquemas e imágenes de algunos prototipos de disipadores fluido-viscosos.

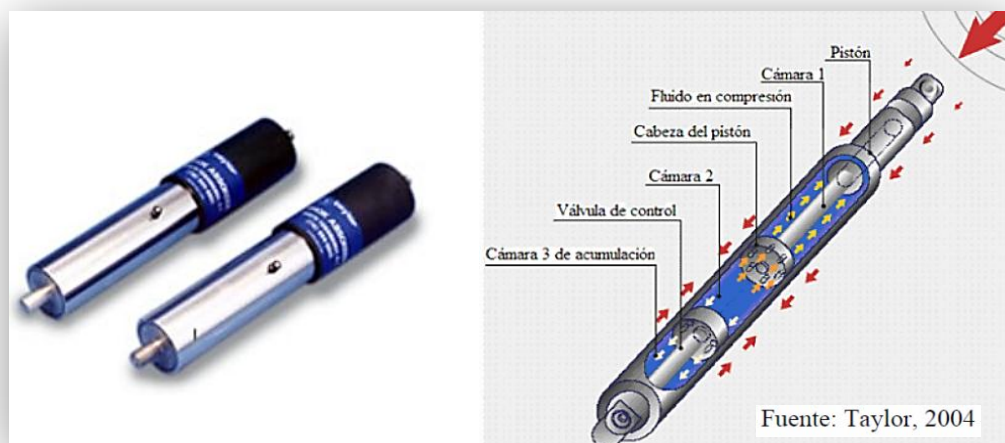


Fig. 3.1.12.b.1. Imagen; funcionamiento interno de dispositivo fluido-viscoso

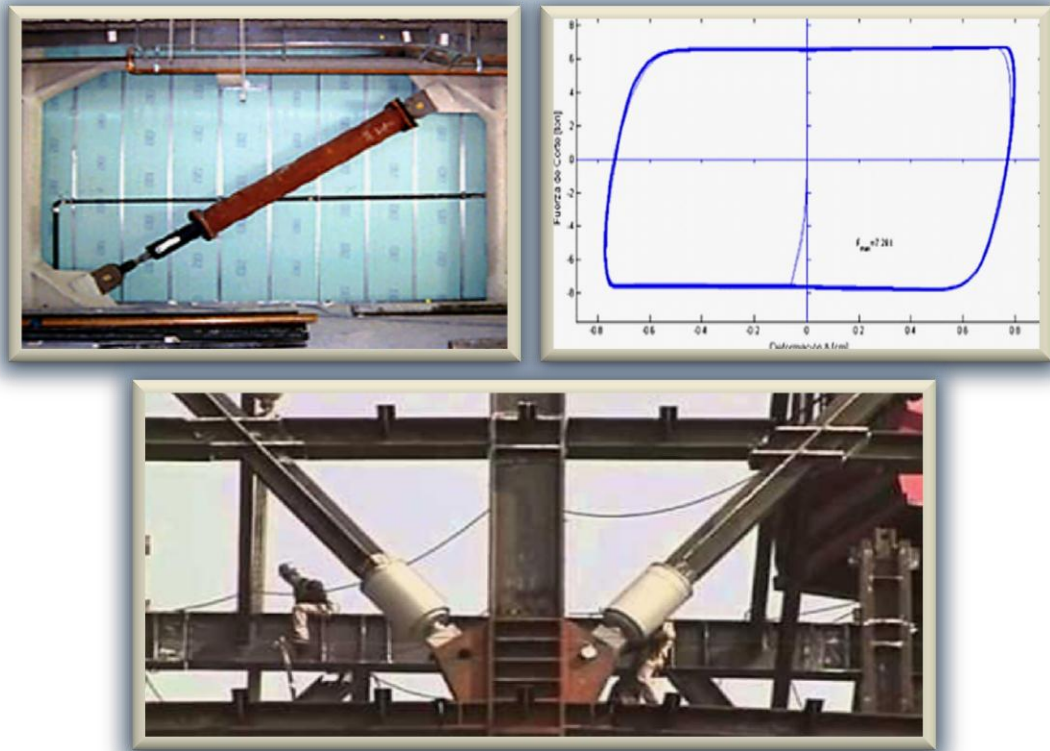


Fig. 3.1.13.b.1. Ejemplos de dispositivos fluido-viscosos. Arriba, curva histerética típica. Abajo, montaje de elementos de gran tamaño (Torre Mayor, Cd. México)

b.2) Muros viscosos

Estos se componen de una placa que se mueve en un fluido altamente viscoso en el interior de un molde de acero (muro). Su comportamiento depende en esencia, de la frecuencia, amplitud, número de ciclos de carga y temperatura de trabajo. Véase fig. 3.1.14.b.2.

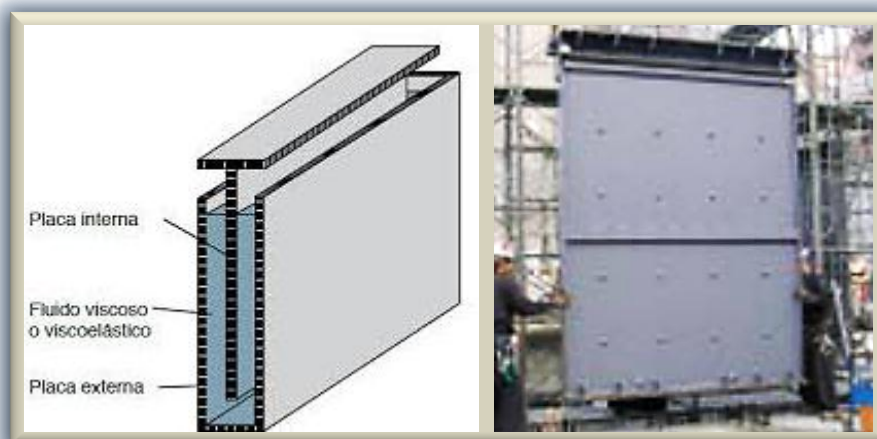


Fig. 3.1.14.b.2. Esquema de conformación e imagen de montaje de muro viscoso

c) Disipadores activados por desplazamiento y velocidad

Los disipadores de esta categoría se activan por medio de la acción combinada de los desplazamientos y velocidades relativas de los extremos del dispositivo, inducidos por los movimientos de la estructura durante un terremoto. Estos sistemas normalmente están configurados para añadir simultáneamente, amortiguamiento y rigidez a las estructuras. La fig. 3.1.15.c muestra un esquema típico del ciclo fuerza-deformación para tales dispositivos.

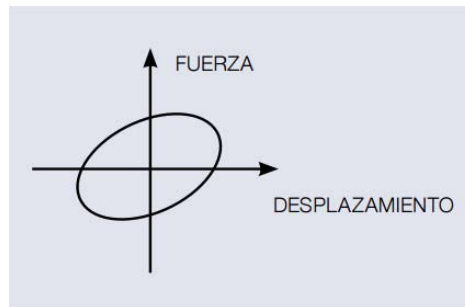


Fig. 3.1.15.c. Gráfica fuerza-deformación de disipador desplazamiento-velocidad

c.1) Dispositivos viscoelásticos sólidos

Como su nombre lo indica, están formados por material viscoelástico ubicado entre placas de acero. Disipan energía a través de la deformación del material viscoelástico producida por el desplazamiento relativo de las placas. Estos dispositivos generalmente se colocan en elementos de arriostramiento y su comportamiento varía de acuerdo a la frecuencia y amplitud del movimiento, al número de ciclos de carga, y a la temperatura de trabajo. La fig. 3.1.16.c.1 muestra una imagen y esquemas de un disipador sólido viscoelástico.

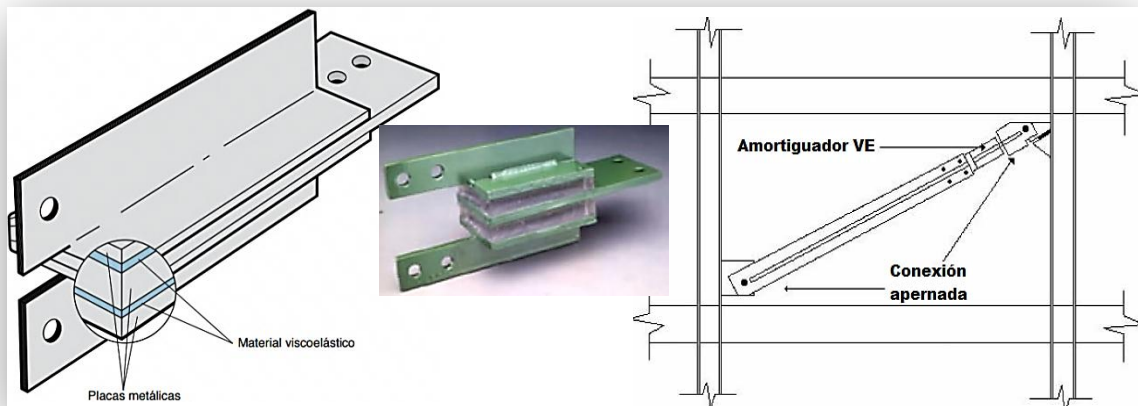


Fig.3.1.16.c.1.Representaciones de un disipador de material viscoelástico (sólido). Izq. y centro, diseño y conformación. Der., detalle de conexión

d) Disipadores activados por movimiento

Podría decirse que éstos constituyen la categoría más reciente en lo que a disipadores de energía se refiere. En ella quedan comprendidos los osciladores resonantes o Amortiguadores de Masa Sintonizada (AMS). Estos sistemas, que generalmente se montan en la parte superior de las edificaciones, son activados por las fuerzas inerciales que transmite la estructura. Aunque existe una amplia variedad de diseños y formas de implementación, un AMS básicamente es un sistema constituido por una masa, elementos restititivos y mecanismos de disipación de energía. Este tipo de dispositivos se vale del acoplamiento entre las frecuencias naturales de vibración de la estructura y del oscilador resonante, para reducir la respuesta dinámica de la estructura. Así pues, dichos sistemas son utilizados en edificios de gran altura para reducir las vibraciones inducidas por el viento, existiendo también aplicaciones para mejorar el comportamiento de estructuras ante eventos sísmicos. No obstante, la respuesta de estos dispositivos depende del grado de sintonización que tengan con la estructura durante el sismo. Por último cabe mencionar que el diseño del AMS debe incorporar un mecanismo de ajuste de sus propiedades dinámicas. La fig. 3.1.17.d.1 muestra la esquematización y una imagen real de uno de los muchos tipos que hay de estos amortiguadores.

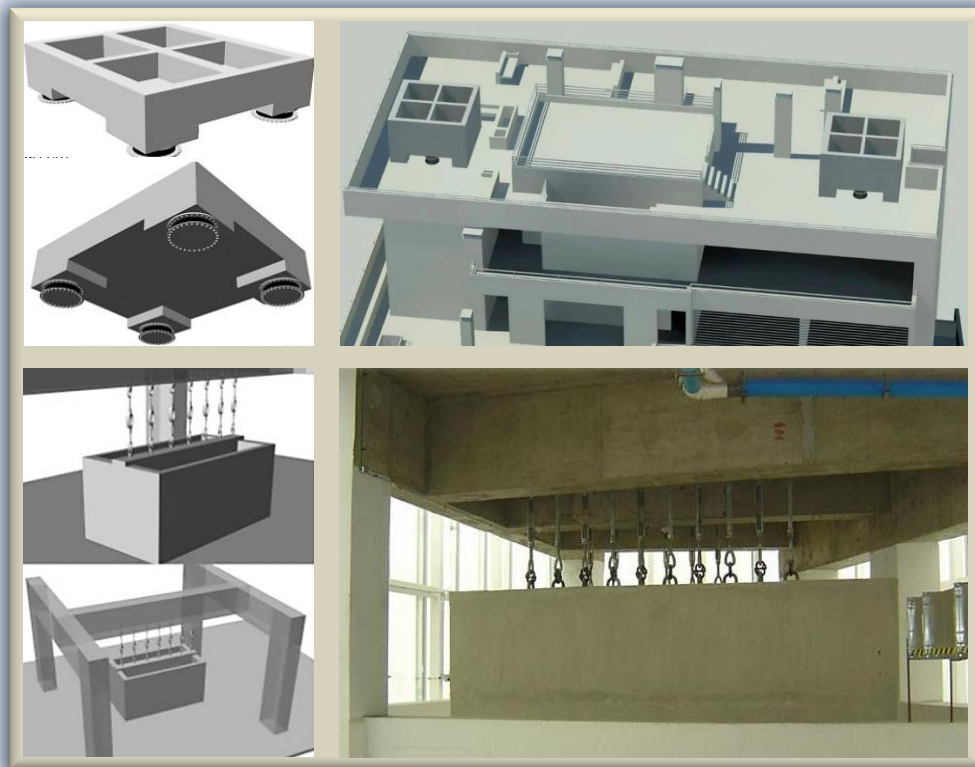


Fig. 3.1.17.d.1. Esquemas e imagen de variantes de "AMS". Arriba, ubicación en último nivel de edificio, de AMS's montados sobre aisladores de base con el fin de mejorar la respuesta de la estructura. Abajo, AMS de tipo pendular

➤ Aislación sísmica

El diseño de estructuras con aislación sísmica se fundamenta en el principio de separar a la superestructura (componentes y contenido del edificio ubicados sobre la interfaz de aislación) de los movimientos del suelo o de la subestructura, por medio de elementos flexibles que son capaces de experimentar desplazamientos únicamente en su plano horizontal, ubicándose por lo general entre la estructura y su cimentación o el nivel del cielo del cuerpo subterráneo (subestructura); sin embargo, existen casos en los que se han colocado aisladores en pisos superiores.

La incorporación de aisladores sísmicos permite reducir la rigidez del sistema estructural logrando que el período de vibración de la estructura aislada sea, aproximadamente, tres veces mayor al período de la estructura sin sistema de aislación. Lo anterior hace de la aislación sísmica, el procedimiento más eficiente para la protección de estructuras relativamente bajas y rígidas.

Una de las características principales por las que cada día se generaliza más su aplicación, es que el principio del aislamiento sísmico se puede utilizar para proteger contra los efectos de fuertes sismos, a diversos tipos de estructuras (edificios, puentes, muelles, etc.), tanto nuevas como existentes, sobre todo en éstas últimas, cuando las condiciones prevalecientes obligan al uso de procedimientos de refuerzo y rehabilitación, no tan invasivos, pues a diferencia de las técnicas tradicionales de reforzamiento de estructuras, el aislamiento sísmico busca reducir los esfuerzos a niveles que puedan ser resistidos por la estructura existente. Debido a esto, es que los métodos de aislación sísmica de base son especialmente útiles para la protección y refuerzo de edificios históricos y patrimoniales.

Beneficios y limitaciones de uso

Beneficios: Los dispositivos de aislación sísmica actúan como filtro del movimiento sísmico, evitando que gran parte de la energía sísmica se traspase a la estructura aislada, reduciéndose los esfuerzos y por lo tanto, el daño producido a elementos estructurales, no estructurales y contenidos de los edificios.

Limitaciones de uso: Algunos tipos de aisladores, como el caso de los dispositivos deslizantes, requieren ser revisados luego de la ocurrencia de sismos excepcionalmente severos. Además, debido al desplazamiento relativo entre la estructura aislada y el suelo u otras estructuras no aisladas, todas las especialidades involucradas desde la construcción hasta la operación de la estructura, que puedan verse afectadas por el desplazamiento de la estructura aislada, deben realizar diseños especiales de sus sistemas a fin de ajustarse a los desplazamientos esperados para el sistema de aislación.

Tipos principales de aisladores sísmicos

Similarmente a lo que ha sucedido con los disipadores de energía, los aisladores sísmicos también han tenido un gran desarrollo, al punto de existir actualmente una amplia variedad de tipos y diseños, desde los muy simples, hasta los que muestran una estructura y conformación complejas. De tal modo, se podría afirmar que los aisladores sísmicos que más se han desarrollado y utilizado en la actualidad son, los de tipo elastomérico de alto amortiguamiento (tanto los provistos de núcleo de plomo como los no provistos), y los llamados deslizantes o friccionales. En seguida se describen brevemente algunos de ellos.

a) Aisladores elastoméricos

Éstos aisladores básicamente se componen de un conjunto de láminas planas de elastómeros que se vulcanizan de forma intercalada a capas de acero. Mediante ésta configuración se logra la flexibilidad lateral suficiente para permitir el desplazamiento horizontal relativo entre la estructura aislada y el suelo, pero con una rigidez vertical comparable a la de una columna de concreto armado. El comportamiento de los aisladores elastoméricos depende principalmente de la amplitud de la deformación a la que son sometidos y, en menor grado, de la frecuencia del movimiento, la temperatura y el envejecimiento. Entre los tipos más utilizados están: los apoyos de goma natural (NRB, Natural Rubber Bearing), los apoyos de goma con bajo amortiguamiento (LDRB, Low-Damping Rubber Bearing) y de alto amortiguamiento (HDRB, High-Damping Rubber Bearing), así como los apoyos de goma con núcleo de plomo (LRB, Lead-plug Rubber Bearing).

a.1) Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB)

Son los más simples dentro del grupo de aisladores elastoméricos, (véase fig. 3.1.18.a.1), y por sí solos muestran un bajo amortiguamiento (2 a 5%), por lo que para incrementarlo se suelen utilizar junto con disipadores de energía.



Fig. 3.1.18.a.1. Vista en corte de un aislador elastomérico tipo "LDRB"

a.2) Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) son muy similares a los LDRB, pero al poseer precisamente un núcleo de plomo ubicado en su centro, logran que el sistema alcance niveles de amortiguamiento de hasta 25-30%. En esencia, su funcionamiento consiste en que, al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones plásticas, que a su vez disipan la energía en forma de calor. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador hace retornar la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo se recristaliza. De esta forma el sistema queda listo para un nuevo evento sísmico. La fig. 3.1.19.a2 muestra los componentes de un aislador elastomérico tipo LRB.

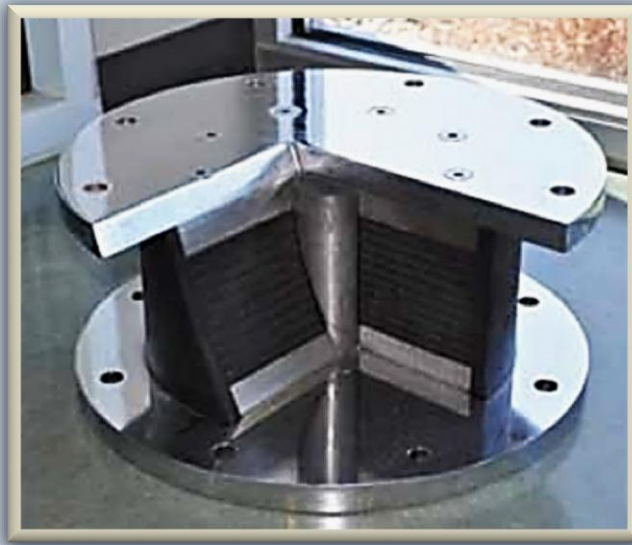


Fig. 3.1.19.a2. Vista en corte de un aislador elastomérico tipo "LRB" (con núcleo de plomo)

a.3) Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Los aisladores de alto amortiguamiento tienen la misma conformación de los aisladores elastoméricos simples, pero a diferencia de éstos, las láminas de elastómeros de los HDRB son fabricadas adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos a 10-15%.

Los aisladores tipo HDRB presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDRB y LRB. A su vez, los aisladores HDRB suelen mostrar una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo. Finalmente, éstos dispositivos, al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica además, de ser relativamente de fácil fabricación.

b) Aisladores deslizantes

Los aisladores de tipo deslizante, también llamados deslizadores friccionales, utilizan una superficie de deslizamiento que normalmente es de acero inoxidable, sobre la que desliza otra placa de acero pero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), encima de la cual finalmente se desplanta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la superestructura de manera independiente del suelo. Este sistema de aislación sísmica permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de variables tales como la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado en que se encuentran las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.), así como el envejecimiento. Los aisladores deslizantes planos generalmente deben ser acompañados por mecanismos o sistemas restitutivos (típicamente aisladores elastoméricos con o sin núcleo de plomo) que regresen la estructura a su posición original luego de la ocurrencia de un sismo. Adicionalmente, estos sistemas requieren mayor mantenimiento y cuidado, ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede derivar en un coeficiente de fricción distinto al de diseño.

b.1) Aisladores deslizantes planos

Los apoyos deslizantes planos son los aisladores deslizantes más simples. Constan básicamente de dos superficies, una adherida a la estructura y la otra a la cimentación; ambas poseen un bajo coeficiente de roce, lo cual permite que se desarrollen los movimientos horizontales con poca oposición, y que las cargas verticales sean resistidas sin alteraciones significativas. Dichos aisladores poseen, generalmente, una capa de un material elastomérico con el fin de facilitar el movimiento del deslizador durante la incidencia de sismos. Habitualmente los materiales de que están hechas las superficies deslizantes son, de acero inoxidable con terminación pulido-espejo (la que corresponde a la cimentación), y de un compuesto polimérico de baja fricción (la correspondiente a la estructura).

Como inconvenientes de éste tipo de aisladores están, el de que adicionalmente pudieran requerir de disipadores de energía, así como el que eventualmente deban ser proveídos de sistemas restitutivos (generalmente aisladores de tipo elastomérico con/sin núcleo de plomo), los cuales se encargarían precisamente de restituir la estructura a su posición original. Un aspecto importante que tienen a su favor los deslizadores planos, es que la combinación de estos dos dispositivos con aisladores elastoméricos, con o sin núcleo de plomo, permite, en general, conseguir ahorros sustanciales de costos en los sistemas de aislación. En la fig. 3.1.20.b.1 se puede apreciar, tanto la imagen de un apoyo deslizante plano sólo, como la de otro que está unido a un aislador elastomérico normal.



Fig. 3.1.20.b.1. Estructura interna de deslizador y combinación con aislador elastom.

b.2) Péndulos friccionales (FPS, Friction Pendulum System)

Los aisladores pertenecientes a la categoría de Sistema Pendular Friccional, cuentan con un deslizador articulado ubicado sobre una superficie cóncava, y a diferencia de los apoyos deslizantes planos, tienen la ventaja de ser autocentrantes, cualidad que debido a la geometría de la superficie de los soportes y a la fuerza de gravedad, hace que la estructura regresa a su posición inicial, luego de un evento sísmico. La fig. 3.1.21.b.2 ilustra tales dispositivos.

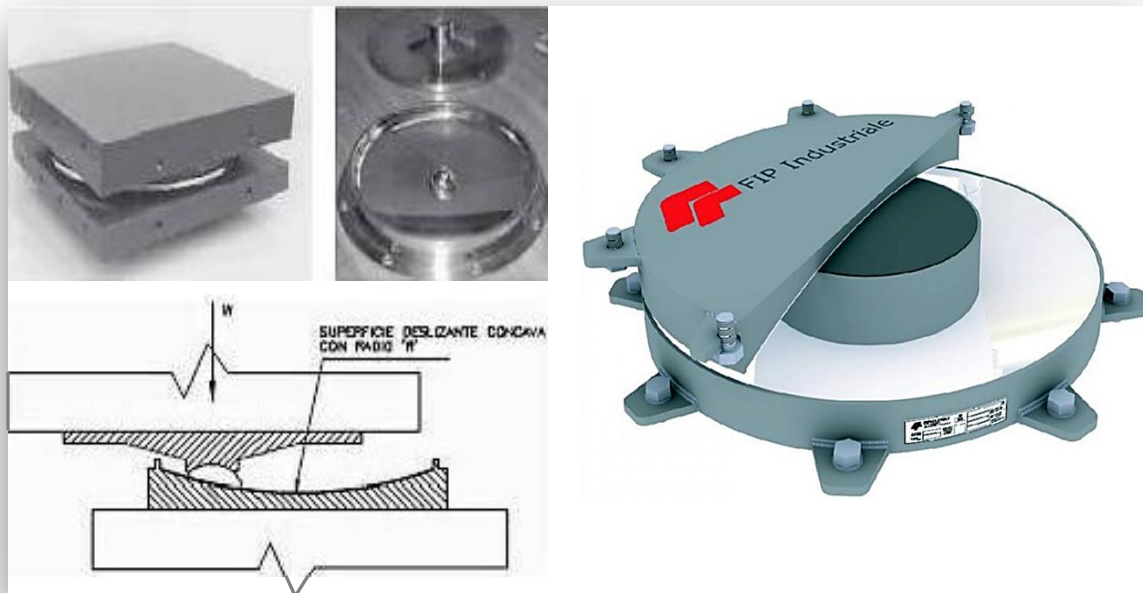


Fig. 3.1.21.b.2. Péndulo friccional " FPS ". Izquierda, esquematización de componentes y funcionamiento. Derecha, prototipo real

3.2 APLICACIÓN A CASOS REALES

Como se pudo ver a lo largo de la segunda parte de éste trabajo, o sea de prácticamente todo el Capítulo “2”, existen un sinnúmero de formas de reparar y rehabilitar una estructura (edificación o construcción en general) que ha perdido su capacidad de soporte y respuesta aceptable, no sólo por daños que provienen de sismos y fuertes ráfagas de viento, también, y aunque quizá con menos frecuencia y alcance, los originados por acomodos y asentamientos de suelos, los producidos por efectos vibratorios y de fatiga, incluso los derivados de la acción de agentes ambientales y químicos, como es el caso de estructuras situadas en litorales o zonas cercanas al mar, donde la salinidad del agua y la brisa marina causa severos estragos en el acero (por corrosión) y en el concreto (carbonatación). Para todos éstos casos de deterioro acelerado y afectación de las construcciones, se pueden aplicar diversos productos para reparación, desde los tradicionales (lechadas, morteros y concretos, acero de refuerzo y perfiles laminados), hasta los más recientes como las resinas sintéticas y polímeros reforzados con fibras; de igual manera se cuenta con una gran cantidad de técnicas de reforzamiento de elementos estructurales, de nueva cuenta, desde las tradicionales como son los encamisados de concreto armado o a base de perfiles laminados, hasta las que emplean refuerzos hechos con materiales de alta resistencia tenso-compresiva, como las barras de fibra de vidrio, carbono o aramida, y diversas formas de manufacturado como las tiras, placas, tejidos y hasta perfiles extruidos de fibra de carbono.

Así pues, para ejemplificar lo anterior, a continuación se presenta un proyecto de rehabilitación y que más bien podría decirse de renovación total, de un edificio situado en Oviedo, España, cuyo antigüedad al momento de iniciar a trabajarse en dicho proyecto era de alrededor de 50 años o un poco más. Dicha obra, desde el punto de vista de éste trabajo, resultó interesante por una serie de dificultades técnicas que implicó sustituir aproximadamente un 70% de la masa total de la edificación, así como el agregar, tanto un nivel de sótano por debajo de la cota de desplante de la cimentación, como 5 niveles por arriba del piso 17, que era el nivel de azotea original. Otras cuestiones que agregaron complejidad a la parte de cálculo y diseño, fue el hecho de haber tenido varios usos y modificaciones durante toda su vida útil.

Finalmente, para la conclusión de éste capítulo y de todo el trabajo, se eligió el Proyecto de Rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, que si bien habrá quien no lo considere vistoso ni espectacular al no contar con dispositivos vanguardistas de Disipación de energía o Aislamiento Sísmico, desde el punto de vista Estructural y de Mecánica de Suelos, dicho Proyecto constituyó todo un reto en su fase inicial comprendida del año 1992 al 2001 aproximadamente, por la complejidad del estado de vulnerabilidad en que se encontraba, debido principalmente a los hundimientos diferenciales que provocaron daños muy severos principalmente en las bóvedas y columnas de la zona central del edificio, así como en columnas y muros de la parte surponiente.

I. REHABILITACIÓN DEL EDIFICIO “LA JARIFA”. OVIEDO, ESPAÑA

SUSTITUCIÓN Y REFUERZO DE LA ESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN

ANTECEDENTES:

En este ejemplo se describe el proceso de sustitución y refuerzo de la estructura y cimentación del edificio conocido como La Jirafa, que ocupa totalmente la manzana en forma de cuchilla, limitada por las calles de Pelayo, 19 de Julio y de Alonso Quintanilla, en el centro de Oviedo. El conjunto data de finales de los años 50 y consta de dos edificios adosado-separados por una junta de dilatación, una torre con 22 niveles, ubicada entre las calles de Pelayo y 19 de Julio, objeto de este artículo, y un cuerpo con planta en forma de “U” de 8 niveles que cierra la manzana, como lo muestra en parte la fig. I.1. La torre albergaba locales comerciales en los niveles de acceso desde ambas calles (con un nivel de diferencia entre ellas), oficinas hasta al arranque de la torre, y hotel en el resto del fuste. El otro cuerpo lo ocupa casi todo, la oficina de Correos.



Fig. I.1

EL PROYECTO

Las acciones del Proyecto Ejecutivo, según como se puede apreciar en la fig. I.2, no modificaron ni el volumen ni la superficie construida del edificio, al cual se le dotó de las características y elementos necesarios para tener un uso habitacional, lo que conllevó la reconstrucción de la totalidad de las áreas interiores, la incorporación de nuevas instalaciones y la garantía de que la estructura se adecuaría a los nuevos requisitos, manteniendo condiciones de seguridad y habitabilidad durante un plazo de servicio razonable.

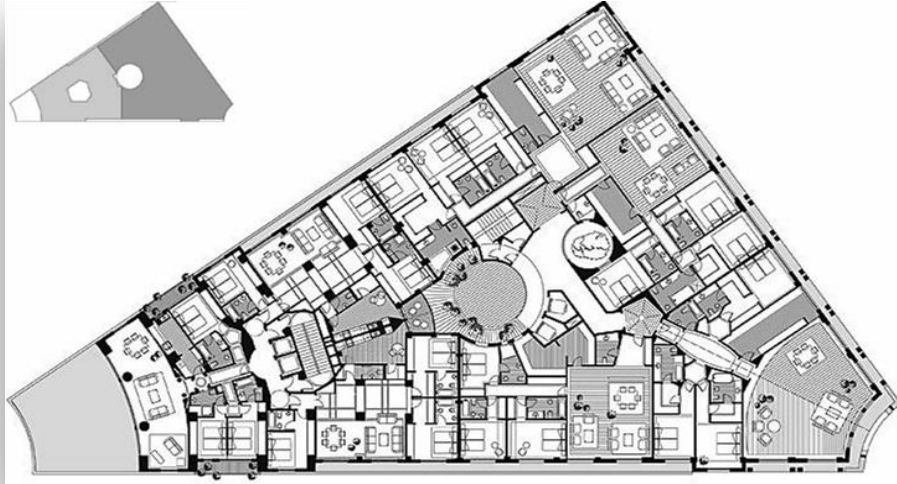


Fig. I.2

LA ESTRUCTURA EXISTENTE

La estructura de la torre sensiblemente simétrica con respecto de la bisectriz del ángulo que forman las dos calles que la limitan, como la del edificio adosado, estaba constituida por un entramado de columnas, vigas y losas de entrepiso, todo de concreto armado, realizado íntegramente "in situ". Su diseño presentaba la particularidad de que en gran parte de cada planta, generalmente a lo largo de las fachadas a las calles, existía un retranqueo entre las columnas y los muros de fachada, de unos 80 cm. El apoyo de la fachada se efectuaba a través de vigas que partían de cada columna interior, cruzando la columna adyacente de la fachada hasta alcanzar la viga corrida sobre la que apoyaba directamente el muro de tabique. La cimentación original constaba de zapatas cuadradas aisladas tronco-piramidales, vertidas sobre pozos de concreto en masa que llegaban hasta el sustrato rocoso. Las dimensiones de las columnas, cuadradas o rectangulares, también algunas circulares en los tramos inferiores, decrecían desde un máximo de 75 cm. en los primeros tramos, hasta 25 cm. en los últimos. Las vigas descolgaban entre 25 y 45 cm., con anchos comprendidos entre 20 y 30 cm. y peraltes totales entre 40 y 60 cm.; los entrepisos estaban constituidos por viguetas de concreto armado vertido "in situ" con forma de T y bovedillas cerámicas sin losa superior continua, 15 cm de peralte y entre eje de 55 cm. Se realizaron diversos ensayos en el hormigón de diferentes elementos estructurales, descubriéndose en algunos casos las armaduras de acero, siendo que todas ellas eran de barras lisas. Los valores de la resistencia del hormigón fueron del orden de 14N/mm^2 (140 kg/cm^2 aprox.). Asimismo se halló un proceso de corrosión, pero que aún no era grave, y se recomendaba reforzar el 60% de las vigas y el 10% de las columnas. Las mayores dudas se centraban en la conformación el deficiente estado de los entrepisos; la razón más probable de que no se hubieran presentado problemas derivados de su falta de resistencia y rigidez, pudiera radicar en que el recubrimiento, generalmente de unos 10 cm. de espesor, y que estaba hecho de mármol grueso recibido sobre un relleno de arena de cemento, estuviera comportándose como capa de compresión.

EVOLUCIÓN DE LA SOLUCIÓN ESTRUCTURAL

El estudio de la obra comenzó a mediados del años 2001, desde entonces la estrategia de rehabilitación sufrió una continua evolución a partir de aquella primera idea de ascender forrando la estructura vertical y sustituyendo los entrepisos, sin embargo, a medida que se avanzaba en el conocimiento de la estructura existente y se profundizaban las dudas sobre la homogeneidad y efectividad de un tratamiento global contra la carbonatación, es que hubo que ir modificando el proyecto original. La propuesta final consistió en dotar al edificio de una nueva estructura casi en su totalidad, así como de un cinturón perimetral metálico y un amplio núcleo central de concreto que incluía dos pantallas en toda su altura, con lo cual se garantizaba la estabilidad y rigidez del conjunto frente a la acción del viento.

La simetría, la forma del edificio, así como la manera en que la estructura existente resolvía originalmente su sustentación, facilitaron en gran medida, la gestación y maduración del proyecto que se desarrolló, el cual se puede resumir en los siguientes puntos:

FASE 0, TRABAJOS PREVIOS

Comprendió todos los trabajos que se podían realizar sin afectar sensiblemente el funcionamiento de la estructura existente, consistiendo en:

- Encamisado de acero desde el nivel de cimentación hasta por encima del nivel 17, de columnas provisionales y definitivas, mediante 4 ángulos LPN, empresillados con soleras horizontales en toda su altura. Véase fig. I.3.



Fig. I.3

- Montaje de estructuras de soporte y apuntalamiento de fachadas, desde el nivel 1 hasta el 17, (rigidización del perímetro). Ver fig. I.4.



Fig. I.4

- Refuerzo de zapatas perimetrales actuales, mediante contratraves de concreto armado, que unen varias de ellas a la vez, y a las que se anclan a través de barras corrugadas recibidas con morteros adhesivos, fig. I.5.



Fig. I.5

- Prolongación de columnas interiores provisionales y definitivas con el fin de crear un nuevo nivel de sótano, lo que implicó construir cimentaciones temporales y nuevas zapatas, uso de micropilotes, apuntalamiento de columnas existentes, el corte y demolición de las zapatas originales y la excavación hasta el nuevo nivel. Se prosiguió después con el vertido de las nuevas zapatas y de los segmentos añadidos a columnas y, por último, con el desmantelamiento de

los elementos de apuntalamiento. Los valores de las cargas en las columnas que fueron apuntaladas alcanzaban las 220 Toneladas. Véase fig. I.6.



Fig. I.6

- Se realizó la demolición integral del edificio desde la cota superior del nivel 18, en donde existían una serie de desdoblamientos y remetimientos de columnas que hubieran dificultado en gran medida el proceso.

FASE 1. APERTURA DE GRAN PARTE DEL NÚCLEO CENTRAL

Proceso descendente y secuencial de demolición y colocación de cimbras para los entrepisos. En cada nivel se demolió casi por completo la estructura original interior, dejándola a un perímetro determinado, y manteniendo aquellas vigas principales que recogerían en su voladizo la carga de las vigas perimetrales sobre las que estaba apoyada la fachada, según se ve en la fig. I.7.

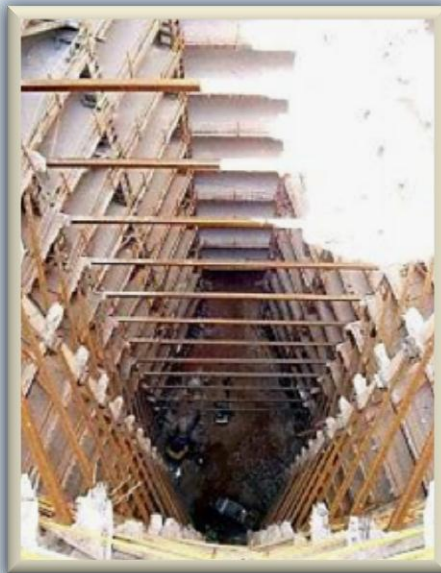


Fig. I.7

Antes de continuar con el proceso de demolición, se construía la crujía perimetral con vigas metálicas que se apoyaban en los forros ya montados, se colaba la losa de concreto sobre cimbra “colaborante” y se montaban los arriostramientos horizontales de cada nivel, según el esquema previsto.

FASE 2. CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO NÚCLEO CENTRAL

A partir del nivel de cimentación anterior, se excavó el nuevo nivel de sótano, se coló la losa de cimentación del núcleo central y de ahí se inició nivel a nivel, un proceso secuencial ascendente de demolición del resto de la estructura horizontal interior, así como la construcción de la nueva estructura, constituida por columnas y losas reticulares de concreto armado de 35 cm de peralte máximo, que soportaría por sí sola el empuje de viento ejercido sobre todo el edificio, y a la que se dotó de un “plénium” para alojar los conductos sanitarios, de ventilación, y otras instalaciones. Parte del proceso se puede apreciar en la fig. 1.8.



Fig. 1.8

A medida que se avanzaba en la construcción del núcleo, tal como lo muestra la fig. 1.9, se iban retirando los arriostramientos verticales y horizontales, dejando siempre varios niveles de traslape entre el último nivel del núcleo que se había colado y el cinturón perimetral donde se efectuaba el desmontaje de los arriostramientos. Por otra parte, aunque durante esta fase ascendente, varias columnas originales interferían con la nueva estructura, fue preferible que hayan permanecido un tiempo más soportando las cargas de los niveles superiores, ya que de cualquier modo había que cerrar otros huecos que dejaría el retiro de las instalaciones anteriores, por lo que se clausurarían todos esos espacios una vez concluido el proceso ascendente de colado de entrespisos.



Fig. I.9

FASE 3. RECUPERACIÓN DEL VOLUMEN, REMATE DE PLANTAS

Una vez alcanzado el nivel 17, el proceso se dividió, por un lado, en uno ascendente convencional de construcción de entresijos (previa demolición del nivel 18 que hasta ese momento ha funcionado como cubierta provisional) hasta alcanzar de nuevo el nivel 22, y por otro lado, en uno descendente de demolición de columnas, tapado de huecos y prolongación de vigas originales, que recibían la carga de la fachada, hasta el núcleo central.

Terminadas las acciones mencionadas, la ejecución de los trabajos se transformó en una obra tradicional en altura, con las complicaciones lógicas de los transportes y acarrees verticales.

UNA OBRA SINGULAR

Resulta sorprendente que una estructura contemporánea necesite de una intervención de sustitución integral, más propia de edificios con 50 o 60 años a cuestas, con estructura a base de muros de carga y entresijos de losas planas, generalmente afectados por diversas patologías. De este manera, el análisis del edificio tanto en su estado actual como en la fase provisional con el hueco central abierto y varios elementos triangulares de soporte instalados, se comenzó bastante antes de alcanzar un conocimiento completo de su configuración real, para lo cual se requirió de la elaboración de hasta cuarenta modelos tridimensionales de cálculo que se iban actualizando con los datos tomados en obra, aproximándose cada vez más a la situación real del edificio.

Las pequeñas desviaciones con respecto de la simetría considerada en los sucesivos modelos de análisis se han obviado, ya que hubo de utilizarse esta simetría para comprobar la bondad en la introducción de datos, pues cualquier pequeño error resultaba en valores diferentes de las reacciones o de los desplazamientos en nudos simétricos, lo que en modelos con más de 2000 elementos y más de 8000 variables resulta imprescindible.

DATOS BÁSICOS DEL PROYECTO

Dirección facultativa:

Arquitecto Autor del Proyecto: L. Jorge Noval Muñiz

Arquitectos Técnicos: Ángel Hernández Martín y Eduardo Bárzana Coca

Empresa Constructora: DETECSA

Director Técnico: Juan Cayre Girones

Jefe de Obra: Begoña Martínez Pradel, Arquitectos Técnico.

Oficina Técnica de DETECSA: Justo Prudencio Díaz y Juan Manuel Pereda Noriega, Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Colaboradores en la Estructura del Núcleo central: PROAZSA, Rafael Aznar Moreno, Ingeniero Técnico de Obras Públicas.

OCT: CPV-CEP Ibérica

Superficies Construida: 9200.00 m²

Volumen ocupado: 28400.00 m³

Cota de coronación: +287.79 m

Cota Fondo de Excavación: +216.25 m

Cota acceso 19 de Julio : +222.00 m

Cota acceso Pelayo: +224.64 m

DATOS GENERALES DE ESTRUCTURA

Kg. de acero en apuntalamientos, estructuras auxiliares, cimentaciones y estructura: 606.300 Kg.

Metros lineales de Micropilotes: 2.400 ml

Metros cúbicos de hormigón: 2.200 m³

Anclajes químicos de estructura: 2.400 Uds

II. REHABILITACIÓN DE LA CATEDRAL METROPOLITANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

RESEÑA

El Instituto de Ingeniería de la UNAM ha participado desde hace varios años en la Rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México (Fot. II.1). El presente artículo describe en general, el proyecto y los estudios realizados para sustentar las medidas correctivas aplicadas, así como los resultados alcanzados en diez años de ejecución. Durante éste tiempo se ha llevado el monumento a condiciones de seguridad muy aceptables, a pesar de faltar aún algunas acciones de refuerzo, pues se han reducido en cerca de 1 m. los hundimientos diferenciales, que al inicio del proyecto, eran de 2.4 m.



Fot. II.1

ASPECTOS ESTRUCTURALES DE LA REHABILITACIÓN

Las tareas que se han realizado para subsanar algunos problemas que afectan la seguridad de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México, han representado un verdadero desafío para la ingeniería mexicana. En el presente artículo se hace referencia a los aspectos estructurales y, en especial, a los estudios e investigaciones que el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha realizado para dar soporte técnico al proyecto. La tarea más importante ha consistido en corregir una parte importante de los enormes hundimientos diferenciales que ha sufrido la Catedral desde los inicios de su construcción. Terminada la corrección se modificaron las características del subsuelo, en previsión de los hundimientos que se presenten más adelante. Durante las operaciones referidas se tomaron las medidas para evitar que los movimientos de la construcción produjeran daños en su estructura. Posteriormente, se realizaron diversas obras de refuerzo para mejorar la seguridad del templo ante futuros sismos y hundimientos.

BREVE DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El templo está constituido por cinco naves. La central está cubierta por una bóveda cilíndrica, interceptada transversalmente por otras de forma conoidal, y está soportada por 16 columnas de cantera. Las dos naves laterales procesionales tienen bóvedas esféricas. Las dos naves extremas de capillas están subdivididas por muros robustos de mampostería. Una nave transversal con bóveda cilíndrica cruza el templo y sobre su intersección con la nave principal se levanta la cúpula central que transmite cargas muy elevadas a las cuatro columnas que la soportan. Los muros que dividen las capillas, junto con los de la fachada y sus contrafuertes, constituyen un cinturón perimetral que suministra al monumento una gran rigidez y resistencia ante cargas laterales. Véase fig. II.2.

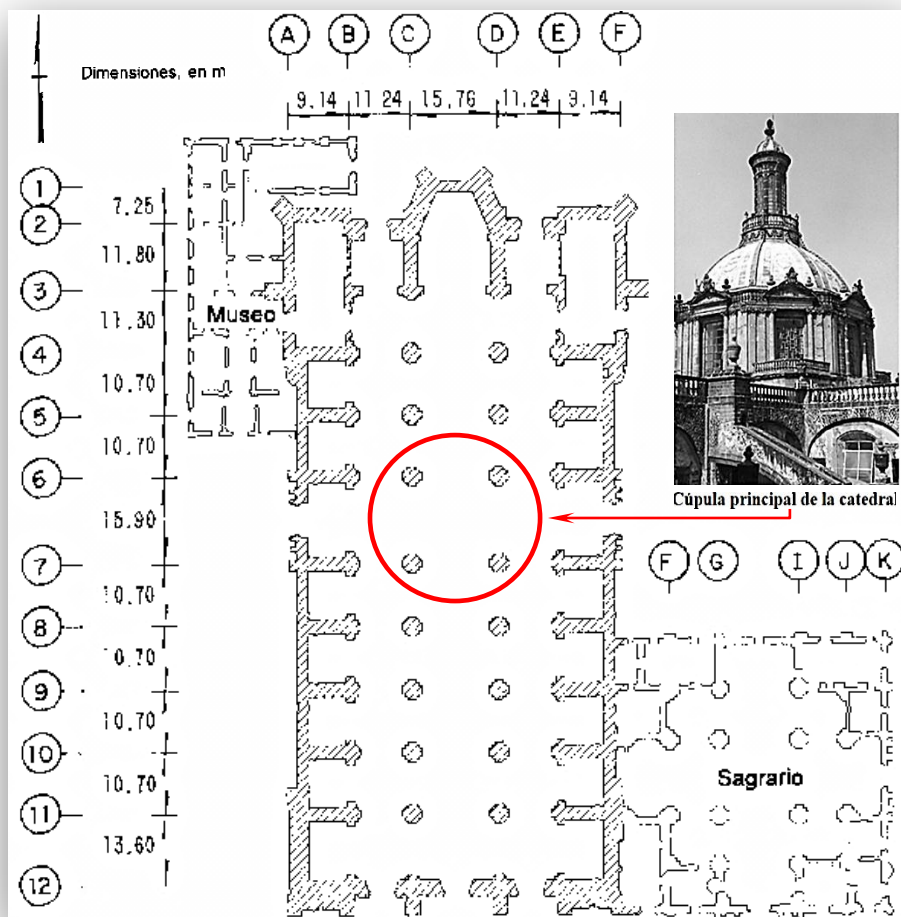


Fig. II.2. Planta arquitectónica de Conjunto

El material primario de construcción es una especie de concreto ciclópeo integrado por piedras de origen volcánico (andesitas y tezontle), aglutinadas por un mortero de cal y arena. La composición de este material, y, por tanto, su peso volumétrico y propiedades mecánicas, varían de acuerdo al tipo de elemento y la época en que se realizó cada parte de la construcción.

Las columnas, arcos y algunos elementos decorativos, son de sillares de piedra andesítica (cantera y chiluca). Se pudo comprobar que queda un núcleo central de mampostería pobre, cuya contribución a la resistencia es poco significativa. Más adelante se presentarán algunos datos sobre las propiedades de estos materiales.

Los grandes hundimientos diferenciales que se presentaron desde el inicio de la construcción, obligaron a efectuar correcciones y ajustes continuos en la geometría del edificio, a lo largo de los 240 años que se prolongó su construcción. La longitud de las columnas, por ejemplo, varía, de acuerdo a la magnitud de los hundimientos que fueron experimentando cada una de sus bases, hasta el momento en que se nivelaron sus extremos superiores para que se pudiera proceder a la construcción de los arcos y las bóvedas de la cubierta. La diferencia máxima de longitud que se halló es de 85 centímetros. Ver fig. II.3.

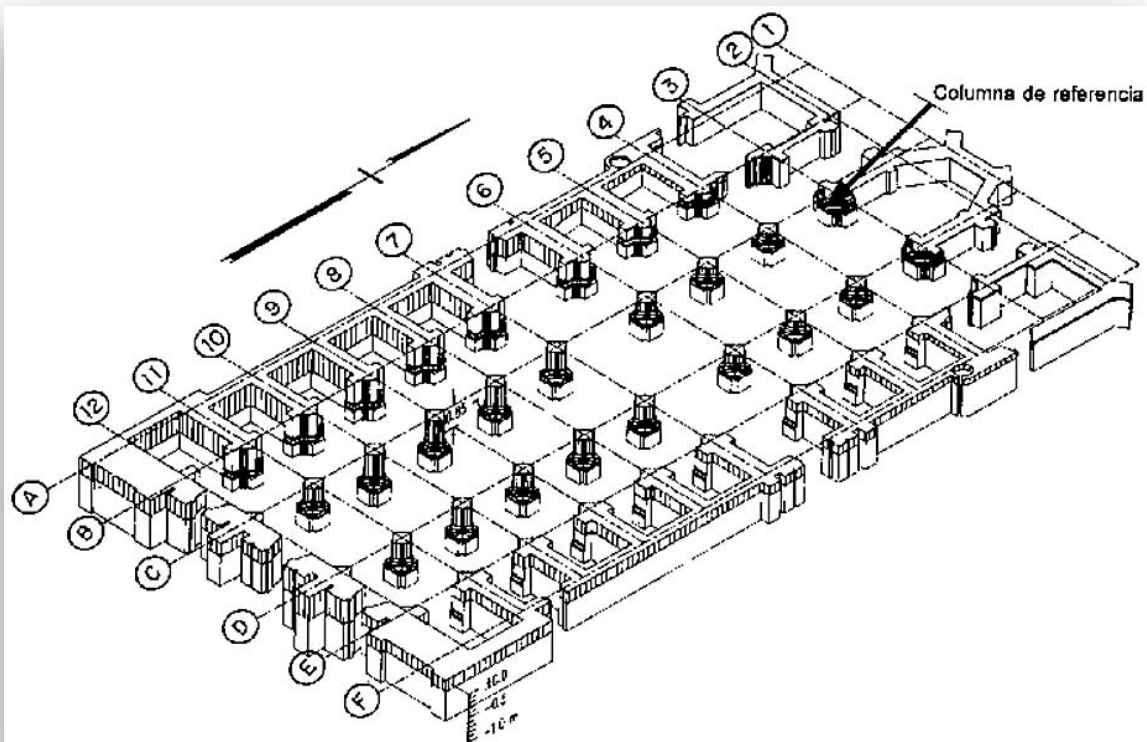


Fig. II.3. Aumento de alturas en columnas y muros durante el proceso constructivo

Las inclinaciones que tuvieron las columnas, cada que se interrumpía su construcción por un lapso prolongado, sobre todo en la zona norte, hicieron necesarias correcciones en su verticalidad. Los cambios de pendiente que ahora se detectan en su fuste, indican que en una primera etapa las columnas llegaron a una altura de 3.7 m. y después hasta los 10 m., medida en la que su construcción se detuvo un largo tiempo, hasta ser rematadas en el arranque de los arcos. La pendiente de los diferentes tramos del fuste varía hasta en 1.4%.

Tan sólo con los datos que hasta aquí se han expuesto, no es difícil percatarse de que la configuración de hundimientos de la Catedral es muy compleja, según como se aprecia en el plano de curvas de nivel de la fig. II.4, pudiéndose encontrar en un primer análisis, dos mecanismos principales: un hundimiento generalizado hacia el surponiente, el primero, y una "emersión" de la zona central al norte del crucero, el segundo. El primer mecanismo ha producido una configuración de grietas transversales en la cubierta y en los muros laterales, sobre todo en la zona cercana al crucero, asimismo ha causado una separación entre la fachada sur, con sus pesadas torres, y el resto de la construcción; mientras el segundo mecanismo ha ocasionado una rotación hacia afuera de las columnas y las naves laterales, así como la abertura de los arcos y las bóvedas. Esto ha dado lugar a un patrón de grietas longitudinales en la cubierta, principalmente, aunque también en el piso y la cimentación. Este segundo mecanismo es muy importante, desde el punto de vista estructural, porque ha dado lugar a grandes desplomes en las columnas.

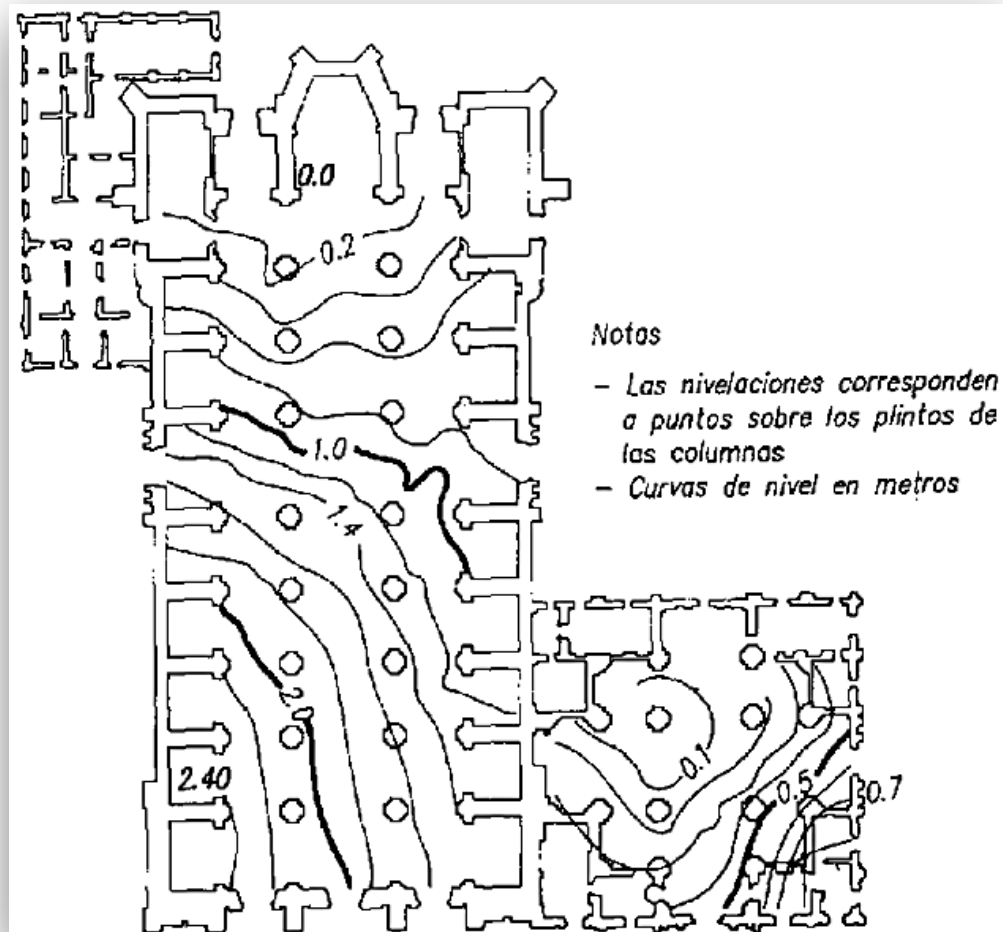


Fig. II.4. Hundimientos diferenciales registrados en 1989 al nivel de plintos

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD ANTE CARGAS GRAVITACIONALES

Resultan particularmente críticas las columnas bajo la cúpula central, por las elevadas cargas verticales que deben soportar. La excentricidad total entre la sección superior y la inferior de las columnas C6 y C7 es de 66 cm., lo que representa casi 30% del tamaño de la sección. El enorme peso de la construcción produce un efecto muy severo sobre la estructura y el suelo. El peso total, incluyendo la cimentación, es de 127,000 ton., las que consideradas uniformemente repartidas en la plataforma de cimentación (de 66 x 132 metros), producen un esfuerzo promedio de 14.2 ton/m² sobre el suelo. Este es un esfuerzo extremadamente elevado para el tipo de suelo en cuestión.

Sobre un modelo de elementos finitos del templo, se ha realizado un análisis refinado de los esfuerzos introducidos por el peso de la construcción, según se aprecia en la fig. II.5. Este modelo considera la configuración teórica del templo, sin tomar en cuenta las distorsiones producidas por los hundimientos diferenciales. Los esfuerzos, en términos generales, resultan moderados y muy por debajo de los que pueden desarrollar los materiales empleados. Esto refleja el buen criterio estructural con que fue concebida la construcción.

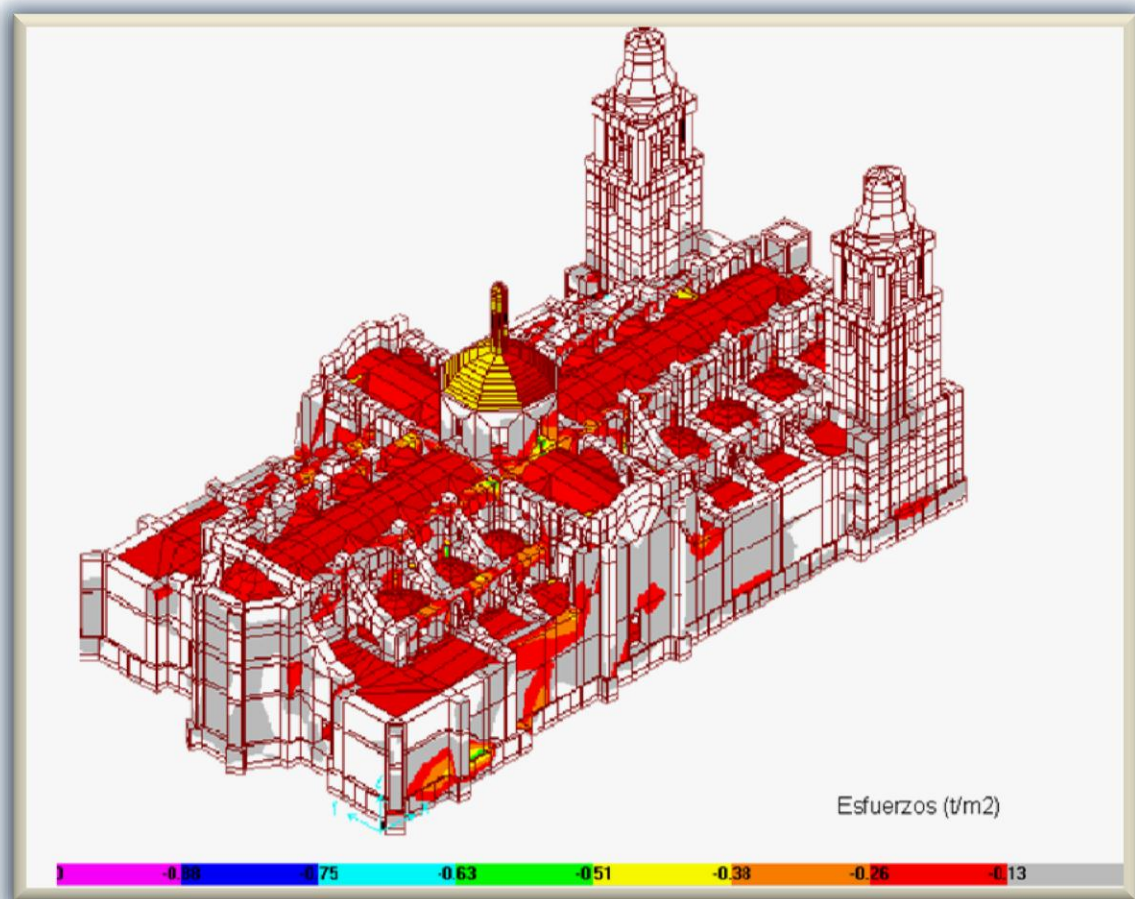


Fig. II.5. Modelo de elemento finito de la Catedral

En la zona más pesada, la del crucero, puede apreciarse que el peso de la cubierta se transmite hacia la cimentación, esencialmente mediante cargas axiales en las bóvedas, arcos, columnas y muros. El movimiento hacia afuera de los apoyos de la nave, en la parte norte, ha producido un mecanismo de deformación que tiende a abrir el arco, principalmente por el giro de tres bisagras plásticas. Si este movimiento continúa, la bóveda puede llegar a una condición inestable, debido a la formación de una cuarta bisagra. Sin embargo, para las deformaciones actuales, la configuración deformada se encuentra todavía en condición segura. Véase la fig. II.6.

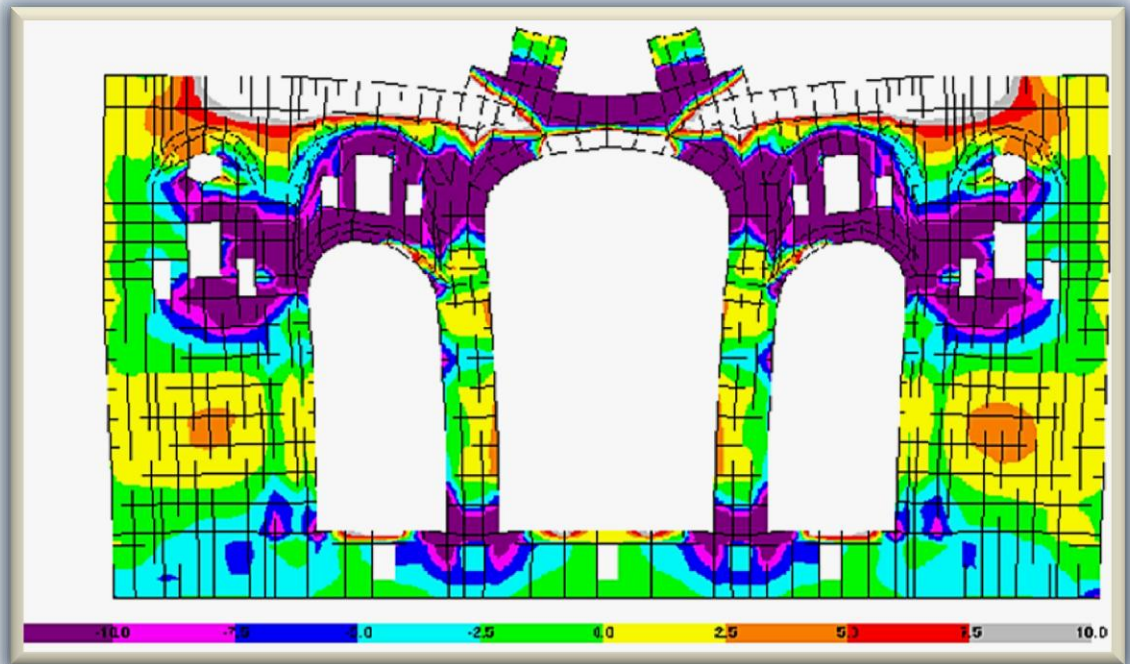


Fig. II.6. Distribución de esfuerzos en la zona de crucero, debidos a la acción del peso propio

Cuando se revisan los esfuerzos en las columnas bajo el crucero, tomando en cuenta las excentricidades producidas por su desplomo, se observa que los momentos flexionantes que se introducen por la excentricidad de la carga vertical, incrementan los esfuerzos de compresión 2.3 veces con respecto a los que se calculan ignorando la flexión.

Las pruebas realizadas en la piedra de las columnas, indican que en el último tramo del fuste se empleó un material de muy baja calidad, con una resistencia promedio inferior a los 100 kg/cm², contra los casi 300 kg/cm² en el resto de la columna. La condición de esfuerzos en los tramos superiores de las cuatro columnas centrales, resulta cercana al colapso, como lo demuestran las grietas verticales y los signos de aplastamiento que se aprecian en una de ellas.

EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA

La respuesta sísmica de los monumentos históricos, presenta diferencias sustanciales con respecto a la de los edificios modernos comunes. Estas diferencias se derivan de las formas arquitectónicas y estructurales de los edificios, así como del hecho de que los materiales estructurales de los edificios antiguos, por lo general carecen de capacidad para resistir esfuerzos de tensión significativos, lo que impide una continuidad entre los elementos y da lugar a mecanismos muy diferentes para absorber los efectos sísmicos. En el caso de la ciudad de México, la interacción de estructuras extraordinariamente rígidas y masivas, como las de los edificios históricos, con un suelo sumamente blando y deformable de arcillas, sobre las que están desplantados, adicionalmente modifica de manera sustancial las vibraciones inducidas por un sismo, mientras que para los edificios modernos este efecto es de mucha menor importancia. El conjunto de la Catedral ha salido librado exitosamente ante los fuertes sismos que han ocurrido desde su construcción; sin embargo, presenta algunas características que hacen dudar de su seguridad ante terremotos futuros, como los evidentes agrietamientos en la cubierta, ocurridos a raíz de los sismos del '85. La preocupación principal es que los fuertes desplomes de las columnas de la nave principal y, sobre todo, de las cuatro columnas centrales que sostienen la gran cúpula, se pueden incrementar notablemente por los desplazamientos debidos a los sismos, poniéndose así en peligro la estabilidad del monumento.

La evaluación de la seguridad sísmica de los edificios se basó en los resultados de la red de instrumentación sísmica, instalada para ese propósito en la Catedral, así como en los análisis y procedimientos de cálculo realizados sobre modelos calibrados a partir de los resultados instrumentales. La red está compuesta por instrumentos que miden la aceleración del movimiento, en el punto sobre el que están colocados, tal como se puede observar en el esquema de la fig. II.7. Cada instrumento cuenta con un sensor que se compone de tres acelerómetros que registran el movimiento en dos direcciones horizontales ortogonales y en la vertical. Los instrumentos arrancan automáticamente al detectar un movimiento en su base, mientras que las mediciones se graban en una unidad de registro digital. Esta red constó de ocho instrumentos, incluyendo uno que se colocó sobre el terreno a un costado de la entrada oeste de la Catedral, con el fin de entender el movimiento del suelo sin la interferencia proveniente de la Catedral. De igual forma, para estudiar el movimiento de la cimentación en el nivel del sótano y las posibles diferencias en distintas zonas, se colocaron tres equipos en el área de criptas: en los lados sur y norte, y al centro. Para comprender el movimiento de la cubierta, se instalaron tres instrumentos sobre la bóveda principal: a su costado sur, en el centro y en el lado norte, así como un instrumento en el lado poniente de la bóveda transversal del crucero. Posteriormente, dos de los instrumentos del sótano fueron reubicados en la torre sur-poniente. La implementación del sistema de registro de información sísmica culminó con la colocación mostrada en la fig. II.7, de los acelerógrafos, en puntos estratégicos de la Catedral.

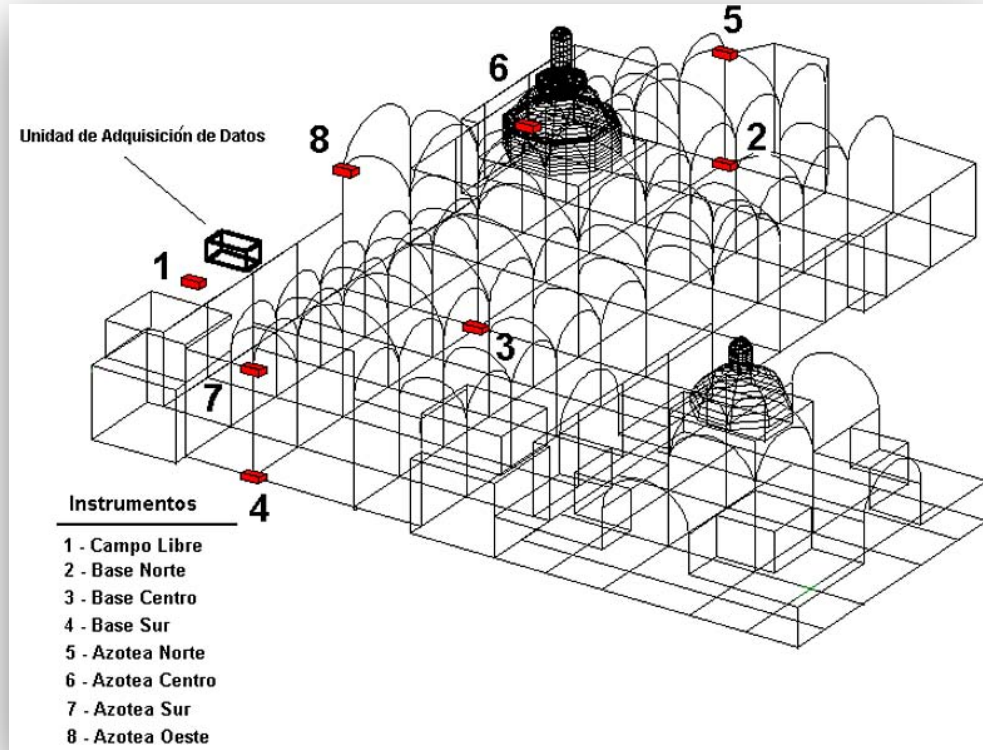


Fig. II.7. Vista isométrica de conjunto con la ubicación de acelerógrafos

De enero de 1997 a diciembre de 1999, la red acelerográfica registró 16 movimientos sísmicos. De los espectros de respuesta de las aceleraciones registradas por el instrumento colocado en el terreno fuera de la Catedral, se deduce que el sitio presenta un período fundamental de vibración de aproximadamente 2.6 seg. y un segundo modo de vibración para un período cercano a 0.5 seg. De acuerdo con el mapa de periodos dominantes del terreno, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), en su propuesta para el año 2000, el período correspondiente a la zona donde se ubica la Catedral, es de aproximadamente 2.5 segundos, muy similar al obtenido a partir de los registros sísmicos. El período dominante de vibración del terreno, resulta ser muy superior a los períodos fundamentales de vibración de estructuras históricas como la Catedral, que no suelen exceder de 0.5 seg. Esto es particularmente benéfico para estas edificaciones, ya que al no tener periodos de vibración similares al del terreno de apoyo, el movimiento de la estructura no experimenta amplificaciones importantes, lo que sí sucede en algunos edificios modernos, en los que se produce un efecto de resonancia en la estructura, lo que constituyó uno de los factores principales para el colapso de muchos de ellos en el sismo de 1985. Los registros obtenidos en los sótanos permitieron determinar el efecto de un fenómeno denominado “interacción cinemática suelo-estructura” en el cual, las ondas vibratorias del subsuelo son producidas con un valor de longitud resultante igual al producto de su período de vibración por la velocidad de transmisión de las ondas de corte.

Las ondas de longitud menor a 100 m, que corresponden a períodos menores a 1 seg, son interferidas o filtradas, y reducen su amplitud al atravesar un cuerpo rígido y masivo como la base de la Catedral, de dimensión igual o menor que esa longitud de onda, mientras que las de períodos mayores no son afectadas. El fenómeno anterior es particularmente benéfico para la seguridad sísmica de la Catedral y, de manera similar, para el resto de los edificios históricos del centro de la ciudad de México, constituyéndose en un factor importante para que éstos se hayan mantenido en pie ante los muchos e intensos terremotos que los han afectado a lo largo de los siglos. Retomando a la Catedral, las aceleraciones máximas en la azotea, para ambas direcciones horizontales, exceden en poco a las de los sótanos (17 por ciento para el sismo de enero 11 de 1997), lo cual indica que el monumento es muy rígido y amplifica muy poco la vibración del terreno, de manera que se mueve casi como un cuerpo rígido. Los espectros de respuesta en los puntos sobre la azotea, muestran que en ambas direcciones la mayor amplificación se da para un período del orden de 0.4 seg., lo que permite establecer que dicho período se asocia al primer modo de vibrar de la estructura en su conjunto. Se observó que la cúpula experimenta una mayor respuesta vertical que el resto de la cubierta, con un pico para un período de 0.15 seg. Lo anterior revela que la cúpula presenta una vibración vertical local, que se atribuye al gran peso propio, aunado a la baja rigidez axial de los elementos que transmiten su peso hacia las cuatro columnas del crucero.

La vibración de las torres fue objeto de un análisis minucioso. La del nivel de azotea es el doble de la del sótano, mientras que en la parte alta de la torre la amplitud aumenta 3.5 veces. La parte inferior está ligada a la estructura principal y tiene mucha mayor rigidez que la parte superior, lo que por ende amplifica mucho la vibración, cuyo valor resulta ser de 0.87 seg. Es importante destacar que la red acelerográfica de la Catedral, ha sido notablemente exitosa en cuanto al número y calidad de registros obtenidos en un lapso reducido y es recomendable mantener un tiempo más la instrumentación, para comprobar la estabilidad de la respuesta observada y conocer mejor el comportamiento de algunos elementos, en particular, de las torres de la fachada principal, así como la forma en que el monumento responde a los movimientos sísmicos del suelo. Muchos de los resultados son también de utilidad para el estudio de otros monumentos, construidos sobre el suelo blando del centro histórico de la ciudad de México. Por otro lado, se utilizaron los modelos de elementos finitos para realizar análisis sísmicos de la Catedral y el Sagrario en su conjunto, y de algunas de sus partes. De inicio, se obtuvieron las formas modales de vibrar de los edificios, correspondiendo las dos primeras a la vibración longitudinal y transversal; la tercera y cuarta a la vibración torsional, y la quinta, a la vibración vertical de la cúpula central, ya detectada en los registros instrumentales. Sobre los mismos modelos de elementos finitos, se realizaron análisis dinámicos de la estructura, sometida al movimiento más severo, el cual es registrado por los instrumentos para comparar la respuesta ante un sismo, esto, con el diseño determinado con los criterios antes expuestos. La fig. II.8 ilustra los modos de vibrar de la Catedral mencionados.

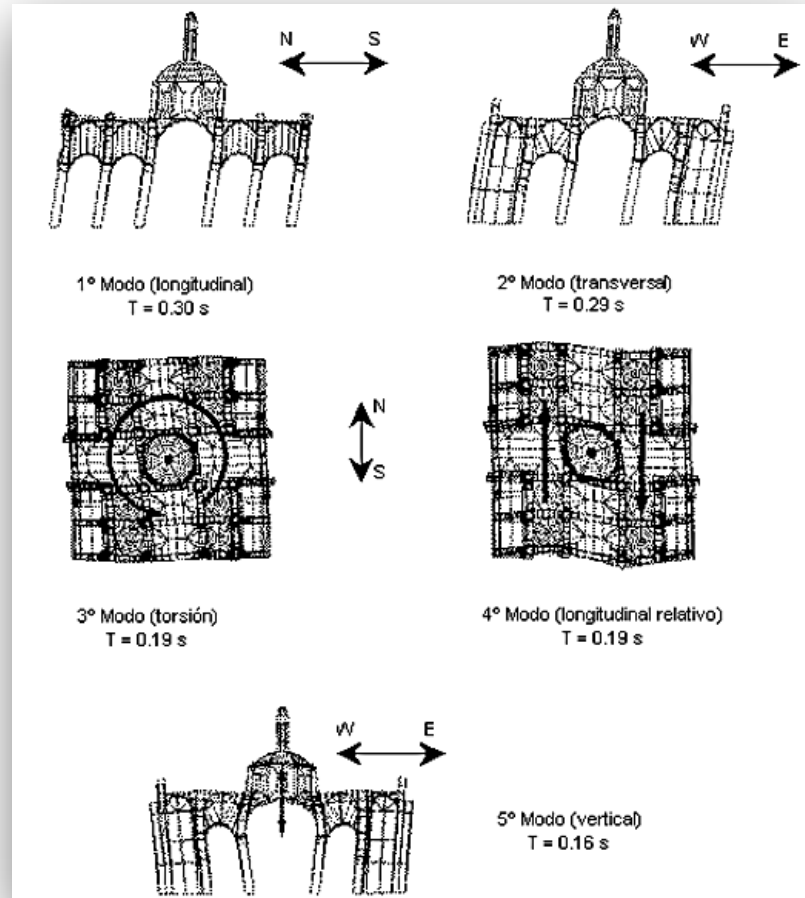


Fig. II.8. Diferentes modos de vibrar de la zona central de la Catedral

Finalmente, como se puso en evidencia en el análisis de los registros instrumentales, el agrietamiento de la estructura y la concentración de masas en algunas zonas, hacen que partes de la estructura puedan vibrar de manera independiente del resto. La fachada principal, con sus pesadas torres, podría separarse del resto de la estructura, por lo que debe revisarse a parte en una vibración normal a su plano. La zona central de la Catedral tiene una masa muy superior al resto, y las fuerzas de inercia que en ella se generan difícilmente pueden ser transmitidas al resto de la estructura a través de la techumbre. No obstante, al comparar los esfuerzos que se podrían presentar en los muros con el esfuerzo cortante resistente de esa mampostería, obtenido de ensayos de laboratorio realizados a dicho material aplicando los criterios del Reglamento de Construcciones a los resultados, se halla un factor de seguridad muy aceptable.

En resumen, puede afirmarse que: los efectos sísmicos no constituyen una amenaza grave para la estructura, a menos que ésta llegara a encontrarse en condiciones cercanas al colapso, por el efecto de la acción conjunta entre el peso propio y los hundimientos diferenciales.

CORRECCIÓN GEOMÉTRICA

De la evaluación sobre las condiciones de los edificios de la Catedral, surgió la necesidad de emprender acciones tendientes a reducir la situación de inseguridad en la estructura y mejorar el funcionamiento del templo. La primera parte del programa de rehabilitación tuvo como objetivo la corrección parcial de las diferencias de nivel, entre distintos puntos de la base de los edificios, mediante la técnica llamada de “subexcavación”. La naturaleza de esta técnica y la justificación de su aplicación a la Catedral, se explican con detalle en la publicación de los autores sobre su diseño y ejecución (Tamez et al., 2000). Dicho procedimiento consiste en hacer descender de manera lenta y controlada las partes más altas en la base del edificio, mediante la extracción de suelo en los estratos más compresibles debajo de ellas. En el caso de la Catedral, la extracción se hizo con perforaciones radiales de pequeño diámetro, ejecutadas desde lumbreras estancas excavadas hasta la profundidad deseada. Mediante un control cuidadoso de la cantidad de suelo extraído en cada posición, es posible generar asentamientos muy pequeños y precisos en los sitios deseados. Se excavaron 32 lumbreras, a partir del nivel de criptas a una profundidad de 20 m., distribuidas en las zonas donde era necesario generar los hundimientos bajo la Catedral y el Sagrario, según se aprecia en la fig. II.9. El propósito del procedimiento, no sólo fue eliminar parte de los hundimientos diferenciales, sino también producir movimientos que favorecieran la estabilidad estructural de ambos edificios, y que condujeran a la reducción del desplome de las columnas de la nave central y de las torres de la fachada sur, al cierre de la nave central, sobre todo al norte del crucero, al cierre de grietas, y a reducciones torsionales.

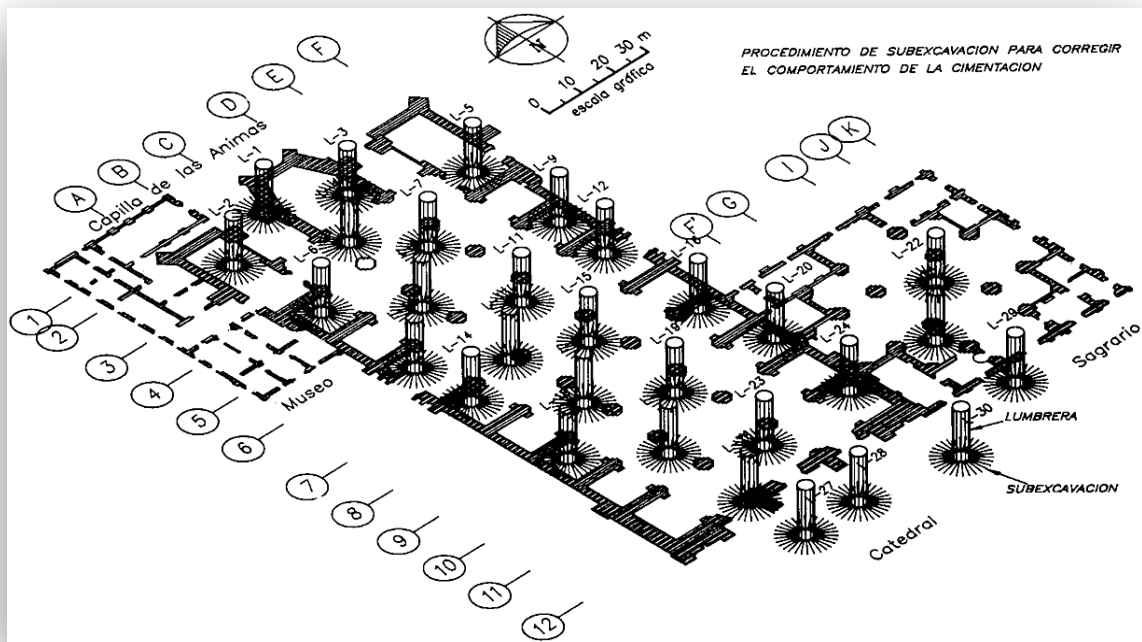


Fig. II.9. Lumbreras y radiaciones de la subexcavación

Antes de iniciar la subexcavación, se previó el modo de salvaguardar la estructura ante algún movimiento imprevisto en la cimentación, para lo cual se colocó bajo la cubierta en la parte que es soportada por las columnas, una estructura de apuntalamiento a base de torres y arcos formados por tubos de acero, provistos de mecanismos que permiten ajustar su altura y controlar la carga que va variando por los asentamientos del piso ocasionados por la subexcavación. Además, se colocaron tirantes para restringir la posible abertura de arcos y bóvedas de la nave principal y las procesionales. Considerando la situación especialmente crítica de algunas columnas sujetas a cargas axiales y desplomes elevados, se colocó en siete de ellas zunchos hechos con elementos de acero, para protegerlas de alguna sobrecarga accidental durante el proceso. Lo anterior queda ilustrado con el esquema y la imagen de la fig. II.10.

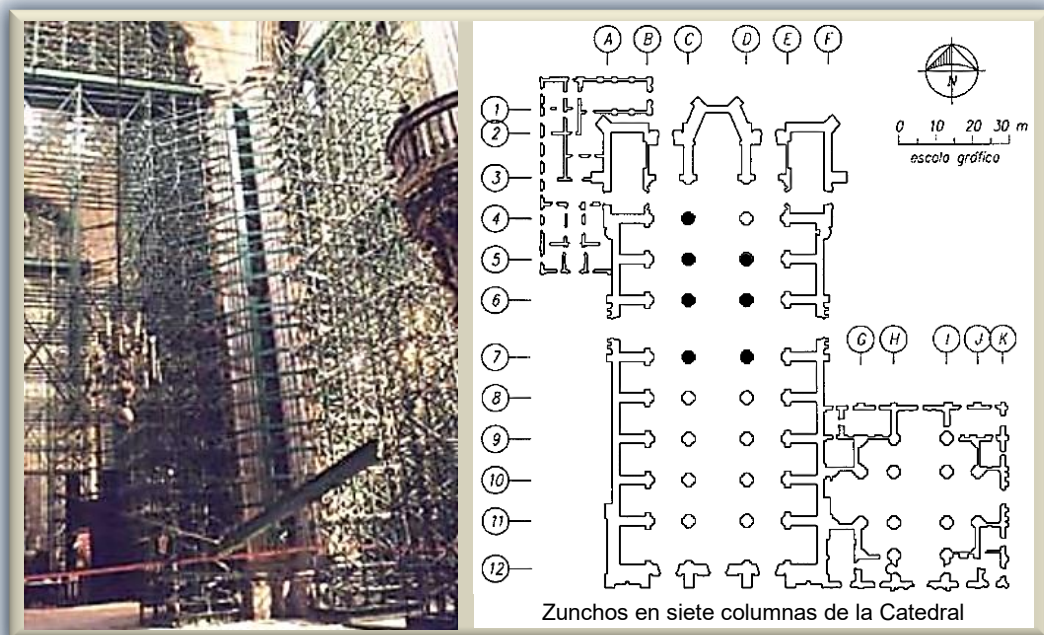


Fig. II.10. Apuntalamiento de bóveda y zunchado provisional de columnas

Al inicio del programa de subexcavación era difícil prever hasta qué punto iba a ser factible realizar las correcciones, ya que se suponía que las estructuras por su rigidez, se opondrían a acciones tendientes a modificarlas. En un principio se trató de producir configuraciones de asentamientos que corrigiesen con gran precisión, las diferencias de nivel prevaletientes, lo cual implicaba movimientos relativos y giros en las bases de las columnas y en los arranques de las bóvedas. En poco tiempo se llegó a la conclusión de que las correcciones más viables, eran las que creaban movimientos de cuerpo rígido del conjunto, o de partes de éste, que estaban separadas por grietas importantes, y que no presentaban gran oposición a los movimientos correctivos. Una vez concluidos los trabajos preliminares, la subexcavación comenzó en agosto de 1993 y finalizó en mayo de 1998. El desnivel máximo de 240 cm., existente entre puntos del piso de la Catedral, fue reducido en 83 cm., o sea 34%.

Para concluir la parte del presente artículo que se refiere al ámbito de Mecánica de Suelos, resulta pertinente comentar que la subexcavación produjo una corrección importante de los desplomes que constituyen un aspecto crítico para la estabilidad del monumento, quedando al final de la subexcavación, cinco columnas con una excentricidad mayor a 2% de su altura, y ocho con una excentricidad mayor a 1%. La situación más preocupante fue la de las cuatro columnas del crucero de la Catedral, que mantuvieron un fuerte desplome. Así pues, inmediatamente después de terminada la subexcavación, se decidió darle un tratamiento al subsuelo de la Catedral con el fin de reducir al máximo la progresión de los hundimientos y de sus efectos sobre la estructura de dicho monumento, para que de ésta manera no se perdieran rápidamente los logros obtenidos con la subexcavación. El procedimiento básicamente consistió en la inyección sistemática de lechadas de mortero en perforaciones previamente realizadas en los estratos compresibles del subsuelo, de modo que al final hubo de formarse una plantilla de “micropilotes”, según como se puede apreciar en la fig. II.11, con longitudes de 25 a 30 cm., y diámetro aproximado de 15 cm., que además contenían láminas radiales de 2 a 3 cm. de espesor rellenas del mismo mortero, las cuales se extendían varios metros a través del subsuelo.

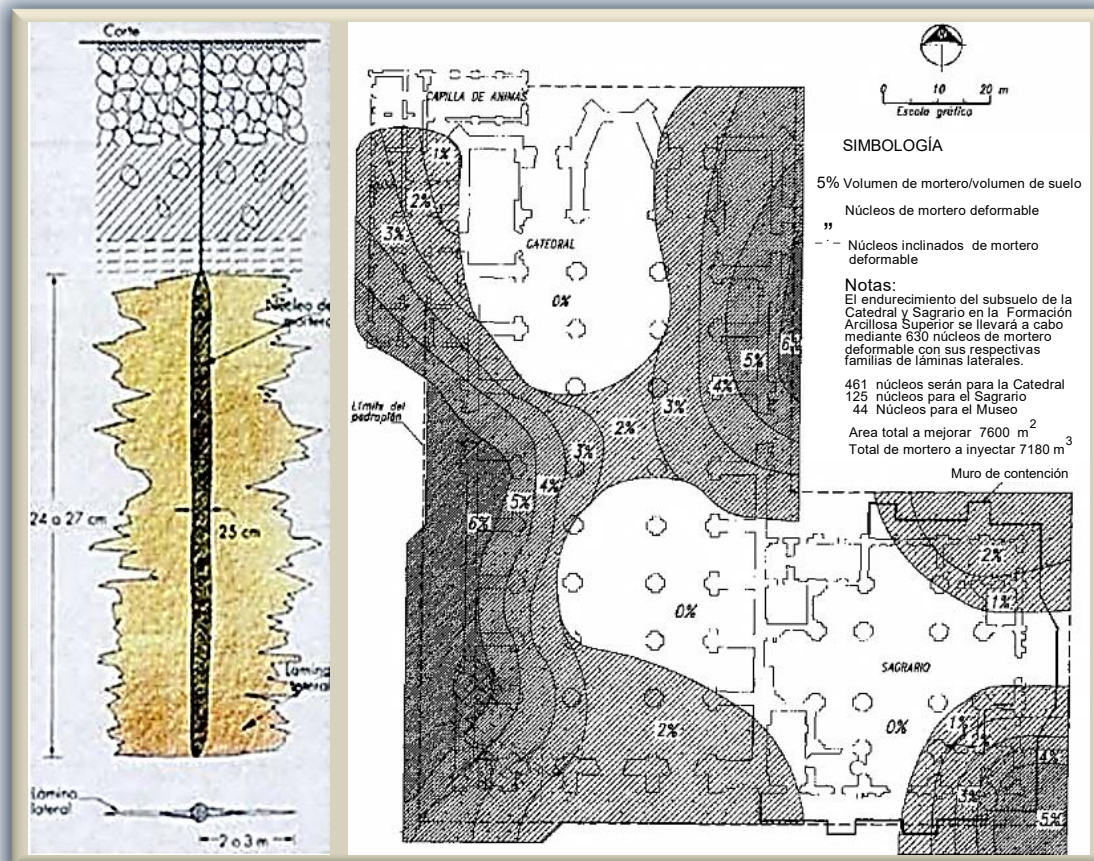


Fig. II.11. Técnica propuesta para el endurecimiento del subsuelo de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos

MONITOREO ESTRUCTURAL DURANTE LA REHABILITACIÓN

A fin de conocer la situación prevaleciente de las afectaciones que los hundimientos diferenciales habían provocado en la estructura de la Catedral, hasta justo antes de que iniciara el Proyecto de Rehabilitación, así como para verificar la efectividad de las medidas de corrección conforme éstas se fueran aplicando, fue que desde tiempo atrás se había pensado en la implementación de un programa de registro y procesamiento de la información, el cual al final quedó constituido por dos sistemas: uno convencional y otro automático. En éste tenor, resulta pertinente precisar que dicho programa incluyó una extensa instrumentación, compuesta en gran parte por dispositivos propios del área de Geotecnia, los cuales se omitieron en ésta ocasión, por no ser materia del presente trabajo.

De ésta forma resulta que el sistema convencional, básicamente consistió en realizar una nivelación quincenal de una retícula formada por un centenar de puntos ubicados a nivel de plintos de muros y columnas, así como una nivelación mensual análoga en las cubiertas de los templos, utilizada para detectar posibles diferencias con respecto a los movimientos de los pisos. Los cambios de inclinación de las columnas y muros se midieron con plomadas, sobre un marco metálico de referencia, y de una manera menos sistemática mediante el uso de un inclinómetro manual, se efectuaron mediciones de las inclinaciones a diversas alturas de las columnas. Asimismo se llevaron a cabo mediciones llamadas "de convergencia", para dar seguimiento a los cambios de distancia entre columnas de una misma crujía a distintas alturas, para lo cual se utilizó una cinta de acero invar y un distanciómetro electrónico. Respecto a la presencia de grietas, la evolución de su longitud y abertura fue revisada por medio de inspecciones semanales, con el auxilio de una regla grabada.

Además de todo lo anterior, también se estuvo verificando la carga que estaba tomando la estructura de apuntalamiento que se había colocado previamente al inicio de los trabajos, con el fin de dar protección a la cubierta contra una eventual falla de las columnas. Para ello se colocaron medidores eléctricos de deformación en los tubos principales que formaban parte de las torres de apuntalamiento, de los cuales se hicieron lecturas mensuales para determinar la carga que estaban recibiendo las torres, y así estar en aptitud, cuando fuese necesario, de efectuar ajustes a los gatos de tornillo instalados en los tubos para la regulación de su "apriete".

Posteriormente, a partir de mediados de 1994, se pudo contar con un sistema de monitoreo automático, diseñado y construido por el ISMES, que fue instalado en colaboración con el Instituto de Ingeniería, el cual además, se hizo cargo de su operación y mantenimiento. Dicho sistema resultó ser similar a los que se han instalado en algunos de los templos de mayor importancia en Italia y otros países, el cual básicamente constó de:

- 10 péndulos con telecoordinómetros para medir el movimiento vertical de la parte superior de las columnas, torres y muros de fachadas
- 22 extensómetros de gran longitud, para medir los cambios en las distancias entre distintos puntos de la cubierta, principalmente los cambios de claros de bóvedas, arcos y cúpulas.
- 5 sensores de temperatura en el extradós e intradós de la cubierta, para tener bases de estimación sobre el efecto de los cambios de temperatura en las mediciones de los diferentes parámetros de la respuesta estructural.
- Un radiómetro para medir la radiación solar y relacionarla con los efectos de la temperatura.

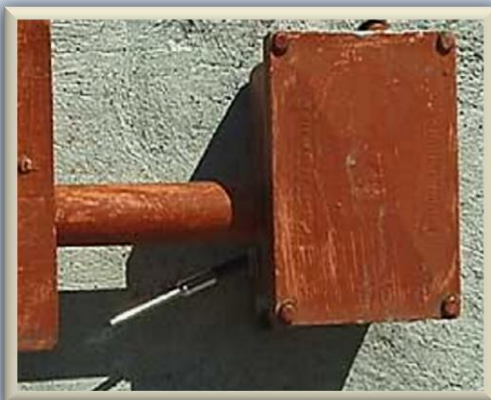
La fig. II.12 muestra imágenes de algunos instrumentos de monitoreo.



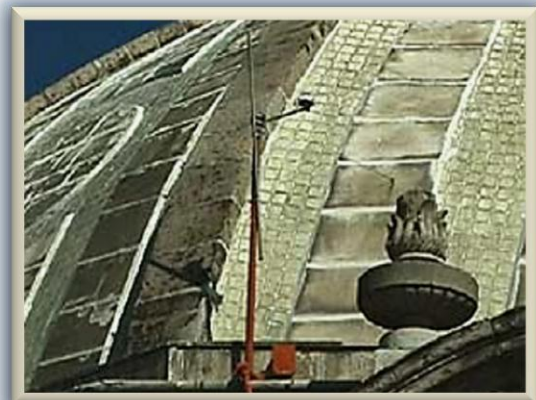
Telecoordinómetro en sotabanco de la torre oriente



Extensómetro en el arranque del arco sur bajo la cúpula del Sagrario



Sensor de temperatura en la base del tambor de la cúpula de la Catedral



Radiómetro ubicado en el lado sur del arranque de la cúpula principal

Fig. II.12. Diversos instrumentos de medición (monitoreo)

PRUEBAS DE LABORATORIO

Muchas pruebas en materiales para apoyar los estudios de seguridad estructural y las decisiones del proyecto, fueron realizadas en el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM, en el que también fueron probados los tubos de apuntalamiento y sus conexiones, para verificar si su resistencia era la del proyecto. Respecto a las muestras de la mampostería empleada en la construcción, se procuró que las muestras del material de los muros se obtuvieran de elementos constructivos semejantes, para no afectar la integridad arquitectónica de la Catedral. Los resultados indicaron una calidad aceptable y bastante uniforme, con una resistencia promedio en compresión de 35 kg/cm^2 ; sólo para el caso de la cimentación se obtuvieron las muestras directamente del pedraplén. Véase fig. II.13.



Fig. II.13. Ensayos de compresión para mampostería de muros

Para el estudio de la calidad del material en las columnas fueron extraídos núcleos de 5 cm. de diámetro de dos columnas de la Catedral y una del Sagrario, tomando muestras a tres diferentes alturas del fuste. Véase fig. II.14.



Fig. II.14. Extracción de corazones de columnas de la Catedral y el Sagrario

Los resultados revelaron que las columnas tienen una parte central de mampostería bastante pobre, por lo tanto, la sección de cantera efectiva para resistir las cargas, es significativamente menor a la total. Asimismo, se halló una diferencia significativa en la calidad de la cantera en la parte superior de la columna, con respecto a la inferior. En la última etapa de construcción, 10 m. sobre el piso de feligresía, se empleó una cantera de calidad muy inferior para los sillares de las columnas. Los resultados muestran que la resistencia promedio en compresión de los núcleos extraídos de la parte inferior, es de 272 kg/cm², mientras que para el último tramo, es de 100 kg/cm², con valores tan bajos como 75 kg/cm². La fig. II.14 exhibe núcleos extraídos de columnas.



Fig. II.15. Corazones de piedra extraídos a varias alturas de la columna D-5 (zona norte de la bóveda principal)

REPARACIONES ESTRUCTURALES Y MEDIDAS DE MEJORAMIENTO DE LA SEGURIDAD DE LA ESTRUCTURA

Se aprovechó la etapa de inyección del subsuelo (en la que ya no se esperaban movimientos significativos) para realizar diversas operaciones de reparación y refuerzo. La actividad más intensa correspondió a la consolidación de las numerosas grietas que existían desde antes del inicio de la rehabilitación, y de aquéllas que se generaron durante el proceso. La consolidación se realizó mediante un procedimiento bien establecido en la práctica, para la conservación de los edificios históricos de mampostería en México. Consiste en la inyección de una lechada de cal y arena, con algo de cemento, y aditivos estabilizadores de volumen. La mayor cantidad de grietas inyectadas están en las bóvedas de la Sacristía y la Sala Capitular, en la parte poniente de la nave del crucero, y en todas las bóvedas ubicadas al sur del eje 10. En el Sagrario se presentaron especialmente en los tramos norte y poniente de la bóveda principal, en la esquina nororiente y en la bóveda del sotocoro. Adicionalmente, se sustituyeron algunos sillares dañados en dinteles y arcos, y se repararon diversos huecos que se habían dejado en la estructura, para la colocación de insertos metálicos de soporte para ornamentos y objetos de culto.

Una atención especial requirió la bóveda del sotocoro del Sagrario, debido a las grandes deformaciones que ha sufrido desde su construcción, y que se pueden observar en la fig. II.15, las cuales habían motivado diversas intervenciones previas. Se trata de una bóveda mucho más rebajada de lo habitual, que adicionalmente ha perdido mucha curvatura por la abertura en sus apoyos, lo que la hace particularmente vulnerable a deflexiones adicionales. Para mejorar la seguridad estructural de esta bóveda, se le colocó, por el extradós, una capa delgada de concreto reforzado con malla de acero.



Deformación del arco del Sagrario a principios del siglo XX



Reconstrucción del arco

Fig. II.16. Imágenes de antes y después de la reconstrucción del arco del Sagrario

Los arcos de la cubierta son los elementos que mayores reparaciones y refuerzos han tenido a lo largo de los siglos, pero durante esta rehabilitación no se realizaron refuerzos importantes en ellos, excepto para el del sotocoro del Sagrario. Por otro lado, se sustituyeron algunos sillares afectados y se inyectaron algunas grietas, sobre todo del arco del eje 7, de la nave procesional poniente de la Catedral. El arco del sotocoro del Sagrario se encontraba muy deteriorado, por lo cual fue desmontado y vuelto a construir con una geometría ligeramente más favorable. Por lo que respecta a los muros, éstos han sido repetidamente dañados por los asentamientos diferenciales, y reparados en varias ocasiones por inyección de grietas, e incluso en ciertos casos, por medio de la inserción de elementos de concreto. Así pues, en esta etapa fue necesario realizar un buen número de reparaciones de grietas en muros, mediante la técnica de inyección. Hubo un caso en que el refuerzo se consideró impostergable, y fue el del muro del eje F' del Sagrario, el cual presentaba severos agrietamientos e indicios de falla incipiente arriba del hueco para el paso hacia la Catedral. Fue reforzado con malla de acero anclada a la mampostería y recubierta con concreto.

Por las razones ya expuestas en este artículo, la seguridad de las columnas de la Catedral y el Sagrario fue objeto de particular atención por parte del Comité Técnico Asesor. Los mayores problemas en estos elementos, se relacionan con los fuertes desplomes que presentan, y con el agrietamiento que en algunos de ellos han ocasionado los asentamientos diferenciales y las concentraciones de esfuerzos generadas por la falta de uniformidad en los apoyos de las juntas horizontales entre sillares. Complementariamente a lo anterior, se hicieron estudios del deterioro de los materiales, y determinaciones experimentales junto con cálculos analíticos, de los esfuerzos actuantes en las secciones críticas. Además, se siguió muy de cerca la evolución de las condiciones de tales elementos durante todo el programa de rehabilitación.

ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Se estudiaron a detalle diversos tipos de intervención para mejorar la seguridad de las columnas, de los cuales, destacaron las opciones que brevemente se resumen a continuación.

- a) Desmantelamiento y reconstrucción. Esta fue la primera solución considerada, y la más drástica, en la que, por diversas irregularidades en el perfil de las columnas, se propuso su desmantelamiento y reconstrucción con la reutilización de los mismos sillares, cuando estos estaban sanos, y el uso de otros nuevos, labrados con piedras similares a las de las columnas, para sustituir a los deteriorados o defectuosos. La solución fue descartada al considerar principalmente, que requeriría un tiempo excesivo, así como una compleja operación.
- b) Refuerzo interior con costuras armadas. Esta técnica consiste en la inserción de barras de acero en perforaciones con diámetros un poco mayores al de las barras, que después se inyectan con una lechada de mortero, con características adecuadas de adherencia, durabilidad, impermeabilidad y estabilidad volumétrica. Se efectuaron pruebas en columnas a escala, hechas de un concreto de propiedades similares a las de la piedra de menor resistencia, encontrada en los sillares. Se construyeron tres tipos de modelos: el primero sin refuerzo (para referencia); el segundo, con barras de acero adheridas al concreto, y el tercero, con las mismas barras, pero ancladas en sus extremos, con placas que reaccionaron contra el concreto. Este procedimiento también fue objetado, principalmente por modificar sustancialmente la forma de trabajar de la mampostería, de las columnas y el de toda la edificación. A esto también se sumó el problema de la durabilidad del refuerzo (posible corrosión del acero a lo largo del tiempo). Además, se comprobó en los ensayos, que las costuras armadas sin placas extremas, sólo son eficientes para confinar el núcleo interior de las columnas, y no su exterior, que está sujeto a mayores esfuerzos.

- c) Confinamiento exterior. Como ya se ha dicho, diversas columnas de la Catedral y el Sagrario se zuncharon antes de iniciar la subexcavación, para protegerlas de posibles movimientos bruscos de la cimentación. Se consideró la posibilidad de colocar, de manera definitiva, una versión más completa y refinada de este procedimiento, que incluye elementos verticales para distribuir la presión sobre la piedra, así como elementos horizontales que funcionan de zunchos. Para ello, se realizó un estudio analítico y experimental, que permitió evaluar qué tanto contribuía el refuerzo de confinamiento a la resistencia y capacidad de deformación de las columnas. Se realizaron pruebas sobre modelos a escala que representaban una sexta parte de la sección transversal de las columnas de la Catedral. Se construyeron modelos monolíticos, y otros formados por sillares, con el mismo arreglo que en la estructura real, reproduciendo también las juntas de mortero. Paralelamente a los estudios experimentales, se realizaron análisis de elementos finitos de tramos de columnas sujetos a cargas verticales de compresión para conocer la distribución de esfuerzos en la sección. Se concluyó que esta solución era muy efectiva para reforzar las columnas; sin embargo, no se consideró su aplicación en ese momento para evitar una alteración tan severa en la arquitectura del templo. Se optó por una solución menos agresiva, que aunque fuera menos efectiva, remediara los problemas principales de las columnas, quedando el confinamiento exterior como la alternativa más factible, en caso de que los hundimientos diferenciales aumentaran y comprometieran de nuevo la seguridad de las columnas. Ver fig. II.17.



Fig. II.17. Alternativa de refuerzo de columnas mediante confinamiento externo (zunchado) de acero

- d) **Solución adoptada.** Se optó por una mejora sustancial en la seguridad de las columnas al generar una distribución de esfuerzos más uniforme en las juntas, mediante la eliminación de las cuñas y la colocación de una capa de mortero en toda la superficie de la junta que se ve en la fig. II.18. Esto se realizó en tres operaciones sucesivas: Primero se quitó una banda perimetral de mortero de aproximadamente 10 cm. de ancho, con lo cual se eliminaron también todas las cuñas. Después se rellenó esa misma banda con un mortero de alta calidad, en el que se dejaron embebidos pequeños tubos para inyectar posteriormente una lechada que llenara toda la junta e, incluso, consolidara el núcleo central de mampostería. En ambos casos el mortero tenía aditivos para propiciar su impermeabilidad, la resistencia a los cloruros, la reducción de la contracción por fraguado y alta fluidez. Se llevó un registro detallado de la cantidad de mezcla inyectada, por cada una de las ocho boquillas de inyección que se utilizaron en cada hilada.



Fig. II.18. Daños en columnas por la presencia de cuñas (fragmentos de piedra) en las juntas

También se requirió una intervención mayor en los sillares de la parte superior de las columnas del crucero, en el tramo entre los arranques de las naves procesionales y el de la principal. Estos sillares estaban muy dañados por el mecanismo de deformación descrito previamente, como se aprecia en la fig. II.19.



Fig. II.19. Sustitución de sillares en la columna C-6

REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN Y PROPUESTA DE REFUERZO

Las acciones realizadas durante el programa de rehabilitación, debían disminuir sustancialmente la magnitud de los futuros hundimientos diferenciales y los consiguientes problemas en la estructura; sin embargo, es indudable que se seguirán presentando hundimientos de cierta consideración, a menos que se cancele o se reduzca drásticamente la extracción de agua del subsuelo del Valle de México.

Como se ha anotado al inicio de este escrito, tanto la cimentación, como la estructura de la Catedral, tienen poca capacidad para absorber los hundimientos diferenciales, cuando éstos tienen una configuración convexa que tiende a producir tensiones en las bóvedas y en la parte superior de la cimentación. La recimentación de la década de los treinta, tuvo como propósito principal mejorar la capacidad de la cimentación para absorber este tipo de hundimientos diferenciales. Lamentablemente, los trabajos no surtieron el efecto deseado, debido a que no se llegó a proporcionar la total continuidad del refuerzo colocado, lo que propició la generación de concentraciones de deformación y fuertes agrietamientos en el piso de la feligresía y las contratraves. El Comité Técnico Asesor del proyecto consideró necesaria una corrección de la cimentación actual y definió tres actividades básicas a realizar:

1. Colocar anillos perimetrales en los cruces de las contratraves principales, en la parte superior de las mismas, rodeando los dados de las columnas. El propósito principal es ligar el refuerzo de las contratraves y darle continuidad, además de proporcionar confinamiento a la base de las columnas.
2. Colocar refuerzo longitudinal adicional en el lecho superior de las contratraves, para aumentar la resistencia a flexión de éstas.
3. Continuidad al refuerzo de la losa de la feligresía y su conexión a las contratraves, para que contribuya a la resistencia a flexión de éstas últimas.

Un proyecto detallado de refuerzo fue realizado por HP Ingenieros que, en resumen, previó la colocación, alrededor de cada columna principal y arriba de las contratraves, de un anillo octagonal de perfiles de acero estructural en forma de armadura, así como refuerzos del mismo tipo sobre las contratraves transversales y longitudinales, propiciando una adecuada conexión entre el refuerzo nuevo y el existente. Adicionalmente, el proyecto previó detalles para solucionar la continuidad en las crujías exteriores y otras zonas donde hay cambios de nivel, y también se evaluó la conveniencia de colocar un refuerzo adicional en la parte inferior de las contratraves, para darles continuidad y mayor resistencia a flexión, pero se desechó esta solución por su complejidad e interferencia con las criptas, y porque las configuraciones de hundimientos que introducen tensión en la parte inferior de la cimentación, son menos severas.

Para el diseño del refuerzo se realizaron análisis bajo distintas condiciones de hundimientos, con los que se determinaron las fuerzas inducidas en la cimentación y la estructura. Se partió de la configuración de hundimientos que se presentaba hasta antes del inicio de la rehabilitación. Al perfil típico de un eje transversal, al norte del crucero, se ajustó una curva parabólica que conduce a una distribución uniforme de momentos flexionantes, a lo largo de todo el eje. Se determinaron las propiedades de momento de inercia y módulo de elasticidad de una viga, con sección transversal compuesta por todos los elementos de cimentación que son tributarios a ese eje (contratrabe principal, contratraves laterales, pedraplén, losa de piso, etc.), al mismo tiempo que se calculó el hundimiento diferencial que, para la configuración supuesta, causaría la fluencia del acero de refuerzo.

Finalmente se encontró que para la tasa de hundimientos que se tenía antes de que se comenzaran los trabajos de rehabilitación, el siguiente nivel de asentamiento diferencial con afectaciones importantes, tomaría 23 años en presentarse. Si suponemos, conservadoramente, que gracias a los trabajos de inyección del suelo y la rigidización de la cimentación, se reducirá la tasa de asentamientos diferenciales a la mitad, además de que por los fenómenos de flujo plástico del concreto y la mampostería, la rigidez real de la cimentación debe ser menor que la supuesta y por lo tanto los momentos flexionantes inducidos también menores que los calculados, puede esperarse que la fluencia del refuerzo se presentará en un lapso que se acercará a los 100 años. Esto indica que la cimentación permanecerá elástica y, por lo tanto, con un agrietamiento pequeño por un tiempo considerable. Hay que tomar en cuenta, además, que la fluencia del refuerzo no representaría una condición de falla en la cimentación, sino una pérdida de rigidez con un agrietamiento significativo, pero mucho menor del que se ha tenido en el pasado. Por lo tanto, el refuerzo propuesto para la cimentación debería asegurar un buen comportamiento del edificio por más de un siglo.

El proyecto de refuerzo no llegó a ejecutarse dentro del programa de rehabilitación objeto de este informe, esto, por razones de tiempo y costo, pero, sobre todo, por las alteraciones que habría causado a las actividades del templo y las dificultades por resolver en algunas zonas conflictivas, como el altar mayor y el área para el coro. Se prefirió una solución parcial, consistente sólo en la colocación del anillo de confinamiento en la base de las columnas y su conexión a los perfiles de acero en la parte superior de las contratraves. De esta manera se logró la continuidad del refuerzo en dichas contratraves, en ambas direcciones principales, además del confinamiento de las bases de las columnas. Se ha realizado, por el momento, sólo el refuerzo de la base de la columna C-3, que es la de agrietamiento más crítico. Se deja para etapas futuras la colocación del resto de los anillos de confinamiento. Con la solución finalmente adoptada, se alcanza una mejora sustancial en el comportamiento de la cimentación y se deja abierta la posibilidad de aumentar su capacidad, si se llegaran a presentar nuevamente hundimientos severos.

Conclusiones

El programa de rehabilitación de la Catedral ha sido innovador en muchos aspectos. En primer lugar por las técnicas desarrolladas y aplicadas para la corrección del comportamiento de la cimentación, pero también por el proceso de control de los resultados y el ajuste de las acciones tomadas, con base en un amplio sistema de monitoreo sobre el conjunto de parámetros indicativos, relacionados con la respuesta de los edificios y sus partes. También resulta relevante por el estudio a fondo de las características de los materiales y los elementos estructurales, mediante pruebas “in situ” y de laboratorio, y por los métodos de análisis de diverso grado de refinamiento que se han empleado. Cabe mencionar también el proceso de decisión que se adoptó, basado en la supervisión cercana de un grupo multidisciplinario, integrado en el Comité Técnico Asesor. Destaca también la frecuente exposición de los trabajos propuestos ante muy amplios grupos de especialistas, tanto nacionales como extranjeros. Finalmente, hay que destacar que todos los estudios realizados, programas y resultados, han sido publicados y difundidos, a medida que ha avanzado el proceso, a través de varias decenas de informes, artículos técnicos y libros, lo que permite a todos los interesados, entender las características y complejidades de un proyecto de esta índole, el cual también aporta diversos elementos para la realización de futuros proyectos concernientes a éste, y a otros monumentos de semejante valor histórico-cultural.

En cuanto al éxito de las medidas adoptadas, puede decirse que se han logrado algunas mejoras significativas en la geometría del monumento y en su seguridad estructural. Respecto a los hundimientos de la cimentación, seguramente se tendrán patrones menos desfavorables en el futuro. Sin embargo, el alcance de los cambios sólo se podrá apreciar cabalmente con el tiempo. Para ello, es indispensable mantener un estrecho seguimiento sobre el comportamiento de los monumentos, para detectar oportunamente la necesidad de medidas adicionales enfocadas a corregir las tendencias y mejorar el comportamiento.

En los aspectos más específicos de la estructura, puede afirmarse el haber alcanzado una mejora significativa en la seguridad, tanto por la corrección de la geometría, como por las distintas acciones de reparación y refuerzo. Por otra parte, los distintos estudios experimentales y analíticos han permitido una apreciación más clara sobre las condiciones de seguridad y los aspectos más críticos para la estructura, en particular lo que atañe a la seguridad de las columnas. La red de instrumentos sísmicos ha permitido comprender las características básicas en la respuesta del edificio tanto en su conjunto, como en partes específicas, determinándose en consecuencia las razones por las que los efectos sísmicos son relativamente moderados en este caso en particular. Por último, a menos que se incrementen significativamente los daños y desplomes en la estructura, no son de esperarse problemas graves por estos fenómenos en el futuro.

Han quedado pendientes de ejecución diversas medidas que pueden incrementar sustancialmente la seguridad de la estructura. Sin embargo, no es urgente su realización, resultando pertinente su aplazamiento hasta que se definan más claramente las modificaciones en el comportamiento de la cimentación y de la tasa de hundimientos diferenciales en el futuro. Tomando en cuenta lo anterior, es oportuno mencionar que es absolutamente necesario hacer un seguimiento estrecho sobre el comportamiento del edificio, con un monitoreo continuo de los hundimientos y el comportamiento de la estructura.

Comentarios Finales

Se ha puesto en evidencia que las condiciones de seguridad de la Catedral son muy críticas. De no haberse tomado medidas, la situación hubiera empeorado en el futuro por la evolución de los hundimientos debidos a la continua extracción de agua de la Cuenca del Valle de México.

El apuntalamiento y otras acciones protegieron a la Catedral de un colapso, mientras se realizaban las correcciones que la llevarían a una configuración geométrica más segura, con la eliminación de parte de los desplomes y distorsiones.

La subexcavación inducirá en la estructura fuerzas difíciles de predecir cuantitativamente, pero que, seguramente, producirán grietas y distorsiones importantes. La magnitud de las correcciones por hacer, estará limitada por el daño que se considere aceptable para la estructura. La rigidez de la estructura se opondrá a algunos tipos de corrección y también pondrá limitaciones a la magnitud de las rectificaciones.

El monitoreo cuidadoso de la respuesta estructural de la Catedral, permitirá detectar cualquier manifestación de comportamiento inadecuado y servirá de guía para definir operaciones futuras de corrección.

El proceso inicial de corrección llevó alrededor de tres años, y el tiempo que requerirá para completarse dependerá de la velocidad de los hundimientos, así como de la capacidad que muestre la estructura para soportar sus efectos.

3.3 EJEMPLOS DE MÉTODOS Y DISPOSITIVOS TRADICIONALES Y VANGUARDISTAS, EN EL REFORZAMIENTO Y REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS



Fig. 3.3.1. Rehabilitación del muelle No. 1 del "Puerto Lirquen" de Chile, destinado a embarcaciones de gran calado. Arriba, vista longitudinal y acercamiento de los componentes estructurales del muelle, los cuales presentan severas afectaciones. Abajo, degradación del concreto por el fuerte intemperismo del ambiente marino



Fig. 3.3.2. Aplicación de distintos métodos de restauración en el muelle. Arriba, inyección de resinas y morteros epóxicos. En medio, reposición parcial y/o total de crucetas de concreto. Abajo, encamisados de acero en pilotes (parte sumergida)



Fig. 3.3.3. Fuertes daños por sismo y colisión; métodos de reparación aplicados. Arriba, nodos y traves inferiores colapsados por sismo. En medio, reconstrucción de nodos viga-pilote y traves de liga inferiores, con concreto armado. Abajo, vigas superiores destruidas por impacto de embarcación, que fueron repuestas con elementos de concreto precolados "in situ"



Fig. 3.3.5. Uso de fibras de carbono para reforzamiento de estructuras diversas. Arriba, refuerzo de columnas con malla BRACE FC130 en edificio de oficinas, Santa Fe, Cd. de México. En medio, misma malla para refuerzo de columnas de edificio de capacitación de ASA, aeropuerto internacional de la Cd. de México. Abajo, aplicación de dicho sistema para el reforzamiento de traveses del puente Tollocan, Toluca, Estado de México



Fig. 3.3.5. Disipadores metálicos en edificios de la Cd. de México. Arriba, dispositivos TADAS colocados entre la estructura original y contrafuertes de acero, adosados exteriormente al "Hospital de Cardiología" del Centro Médico Siglo XXI del IMSS. En medio, elementos ADAS en marcos arriostrados, junto con encamisados de acero de columnas, en la reestructuración de las Oficinas centrales del IMSS. Abajo izq., disipadores ADAS en contraventeo excéntrico, para rehabilitación de la "Torre Monterrey". Abajo der., disipadores tipo "Viga" (Ing.Ortega Beltrán - Instituto de Ing. de la UNAM) unidos a contraventeo exterior en "V" para reforzamiento del edificio de la "SAGAR"

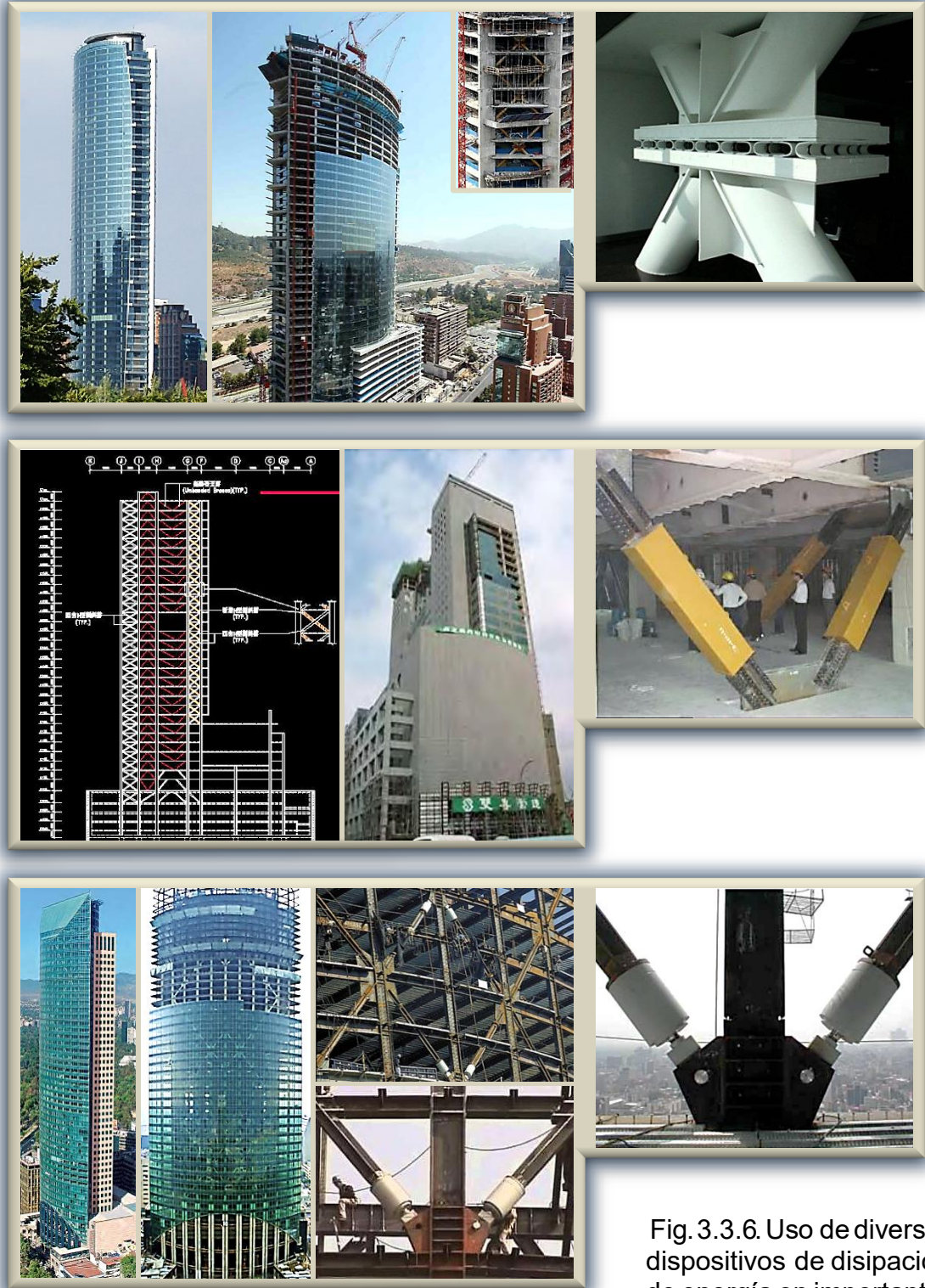


Fig. 3.3.6. Uso de diversos dispositivos de disipación de energía en importantes edificaciones en el mundo.

Arriba, 45 disipadores metálicos "UFP" (siglas en inglés de Platos a Flexión de formas-U), instalados en la "Torre Titanium", de Santiago de Chile. En medio, disipadores BRB's (de extrusión), en el edificio "Sede de Gobierno" de Taipei, Taiwán. Abajo, 98 grandes amortiguadores de fluido viscoso, en la "Torre Mayor", de la Cd. de México



Fig. 3.3.7. Empleo de disipadores de energía en puentes y vías elevadas de México. Arriba izq., disipador histerético en apoyo plano de puente. Arriba der., amortiguador de fluido viscoso en conexión tablero-columna de un paso elevado. En medio, amortiguadores de fluido viscoso en juntas de unión tablero-columna, en tramos extremos del puente basculante “Albatros”, en el Puerto de Lázaro Cárdenas, Michoacán. Abajo, una vez más, dispositivos de tipo fluido viscoso de tamaño considerable, para el puente “Matute Remus”, en Guadalajara, Jalisco

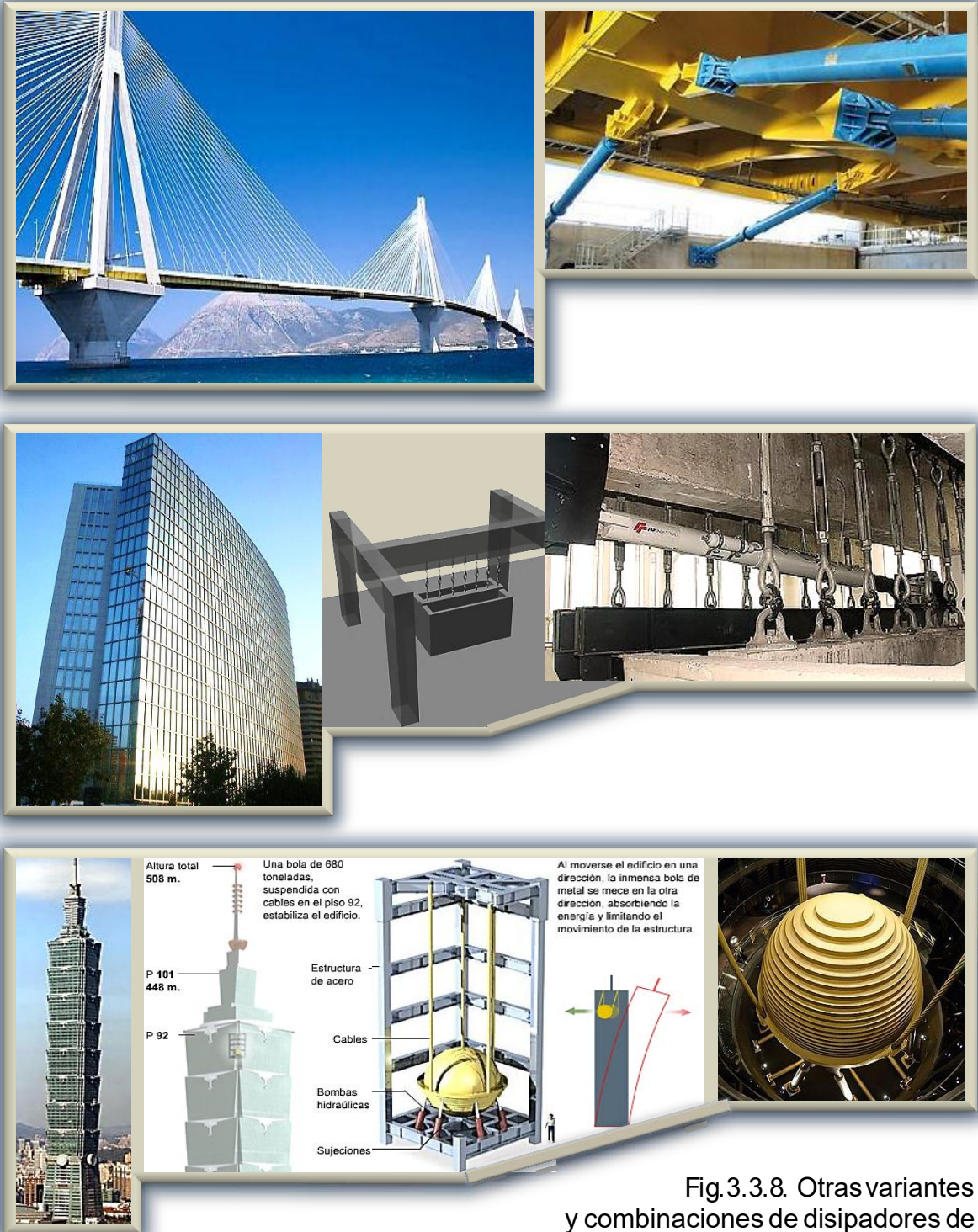


Fig.3.3.8. Otras variantes y combinaciones de disipadores de energía sísmica, en construcciones preponderantes en el mundo. Arriba, grandes amortiguadores viscosos y elementos de retención (topes fusibles), en el puente “Rion-Antirion”, Grecia. En medio, dos amortiguadores de masa sintonizada (AMS) de 160 ton c/u, más dos dispositivos viscosos de 1.1 ton y 4.25 m, en el edificio “Parque Araucano”, Santiago de Chile. Abajo, AMS esférico de acero, de 680 ton, suspendido por un sistema de cables y amortiguadores viscosos, del piso 92 al 87 de la torre “Tapei 101”, en Taipei, Taiwán

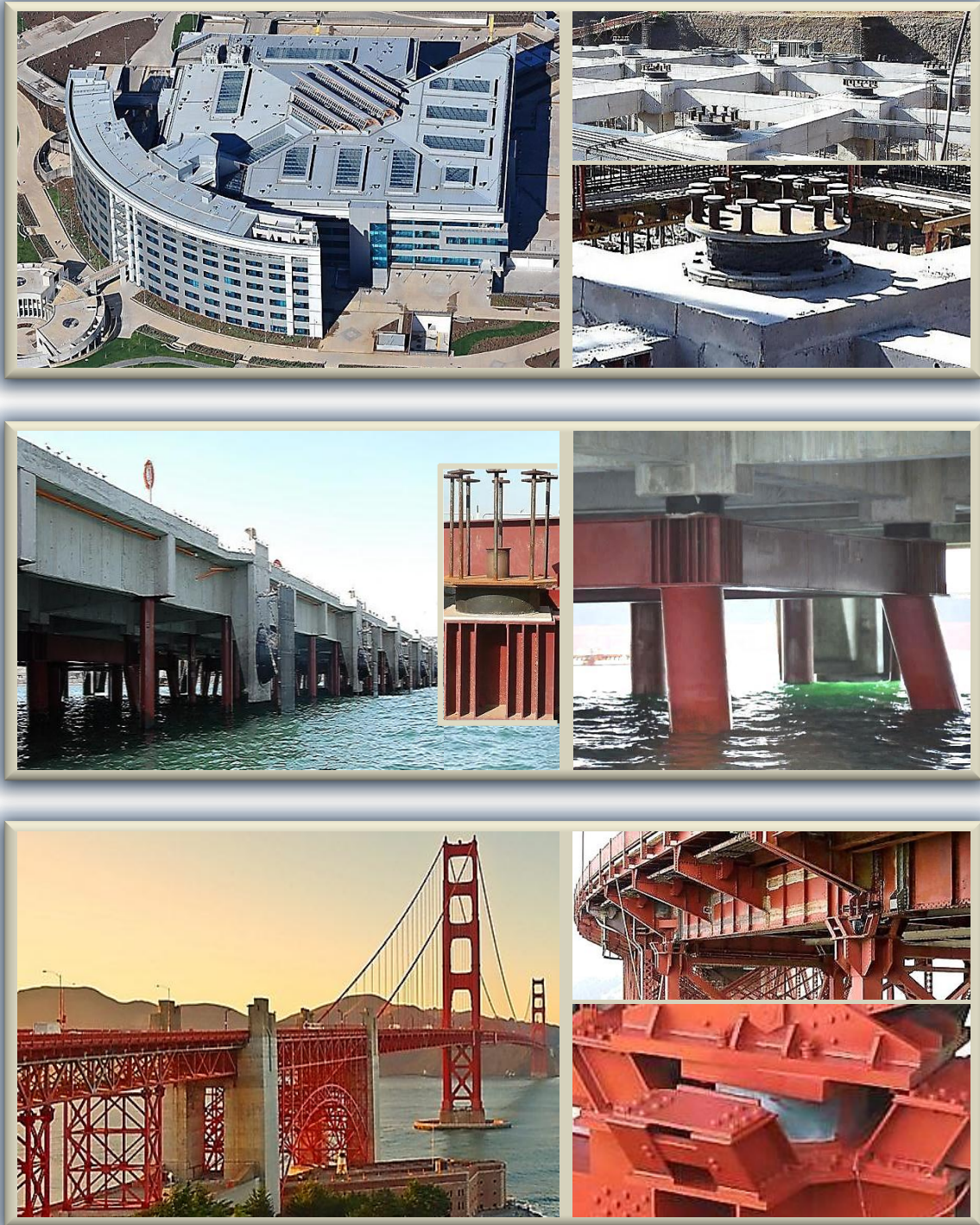


Fig. 3.3.9. Utilización de aisladores de base en diversos tipos de construcciones. Arriba, 164 aisladores elastoméricos (50 con núcleo de plomo o LRB's) de 70 y 90 cm de diámetro, en el nuevo "Hospital Militar de La Reina", en Chile. En medio, 96 LRB's colocados entre coronas de pilotes y tableros, del muelle sur de "Puerto Coronel", también en Chile. Abajo, aisladores elastoméricos simples (NRB's) que se ubican en las estructuras de los tramos de acceso del puente "Golden Gate", EE.UU.



Fig. 3.3.10. Uso extensivo alrededor del mundo de múltiples dispositivos de aislamiento basal. Arriba, aisladores LRB's, RB's y SB's, mas amortiguadores viscosos y de acero tipo muelle, suman 349 elementos que conforman el 2° mayor sistema de aislamiento del orbe, para un centro hospitalario, el "Tzu-Chi" de Taipei, Taiwán. En medio, aisladores de resortes pretensados, en el "Conservatorium of Music" de Sidney, Australia. Abajo, apoyos deslizantes guiados tipo Pot, sustentando un gran volumen prismático del Polideportivo del "Centro Barceló", en Madrid, España



Fig.3.3.11. Sistemas de aislamiento sísmico en construcciones notables

de México. Arriba, inclusión de aisladores elastoméricos en el reacondicionamiento del "Teatro Diana" de Guadalajara, Jalisco. En medio, aisladores con núcleo de plomo (LRB's) en el puente "Lázaro Cárdenas-López Mateos" de Mexicali, Baja California. Abajo izq, edificio "El Moro" (Lotería Nacional), 1^{er}. rascacielos del país, con innovador sistema de cimentación: "flotación elástica" (del Ing. José A. Cuevas); ahora además tiene 35 amortiguadores. Abajo der., Torre "Latinoamericana", la 1^{ra}. diseñada con las características dinámicas de suelo-estructura, y en tener en la cimentación un "cajón flotante" con sistema de presiones diferenciales (por el Dr. L. Zeevaert)

4. CONCLUSIONES

El presente trabajo abarcó dos temas que, cada uno por su parte, bien podría motivar un estudio más exhaustivo, sobre todo el correspondiente a la segunda sección, pues constantemente en el ámbito de la investigación y desarrollo de materiales aplicables a la conformación de estructuras, se generan avances significativos, tanto en los materiales e insumos tradicionales (cemento, acero y mampostería, etc.), como en los de reciente creación (resinas sintéticas, primordialmente de poliéster, viniléster, poliuretano y epóxicas; compuestos poliméricos reforzados entre los que destacan las fibras de carbono, vidrio y aramida; polímeros elastoméricos y vulcanizados, entre otros). Muchos de esos adelantos por lo general derivan directamente en mejoras sustanciales de las propiedades mecánicas como son: mayor resistencia a diversas sollicitaciones y cargas, aumento de la capacidad de deformación elástica y plástica, menores densidades o pesos específicos, mejor trabajabilidad y menores, o incluso, nulos índices de contracción (fisuramiento) en el caso de morteros, concretos y otras mezclas de componentes pétreos adicionados con resinas. Lo anterior, aunado de igual forma al progreso de los equipos, dispositivos y técnicas de aplicación e implementación de tales materiales, en busca de una continua eficientización y optimización de los mismos, genera un cúmulo de información que es lo que hace que se dificulte su simplificación y síntesis, por lo cual resulta inviable intentar redactar un manual completo sobre procedimientos de reforzamiento y rehabilitación de estructuras, sino que es más conveniente tratar de mostrar un panorama de diversas alternativas de las que se puede disponer, como ha sido uno de los objetivos de éste esfuerzo, a fin de resolver determinados problemas de rehabilitación de edificaciones o construcciones que han sido afectadas por la incidencia de fenómenos de gran magnitud como sismos, huracanes, inundaciones, deslaves, etc. o que simplemente han quedado por debajo de los requerimientos de la normatividad actual.

Por otra parte, el criterio que todavía hoy en día prevalece en la gran mayoría de las reglamentaciones con que se diseñan las estructuras hechas de mampostería y concreto reforzado, así como las construidas con perfiles de acero laminado, el cual esencialmente considera la utilización de casi toda la capacidad de los materiales constitutivos de las estructuras para resistir las diversas sollicitaciones a las que están sometidas, aprovechando lo más posible su ductilidad, pero cuyo principal inconveniente son las afectaciones perennes que en muchas ocasiones se verifican, sobre todo después de la ocurrencia de sismos severos, se ha venido transformado en una filosofía fundamentada en el principio de “NO OPOSICIÓN” directa de las estructuras a las acciones de gran magnitud. De ahí que hayan surgido los nuevos criterios de Diseño Estructural de “Disipación de Energía” y “Aislamiento Sísmico”, respecto de los que se ha visto que han redundado en efectos residuales de mucha menor magnitud e impacto en las estructuras.

Por lo anterior, considerando además el conocimiento derivado de la experiencia y estudio de las características y efectos, que sobre las estructuras erigidas por el hombre, han dejado los sismos y otros fenómenos naturales causantes de desastres, es que a continuación se enlistan algunas conclusiones y recomendaciones en relación a la Evaluación y Rehabilitación Estructural:

1. El tipo, cantidad y magnitud de los daños que acciones de índole accidental como sismos y vientos provocan en las estructuras, son multifactoriales, por lo tanto no se puede establecer un método exacto de evaluación estructural basado en parámetros simples como los porcentajes o promedios de medición de determinado tipo de daño, ni aun aplicando métodos refinados que correlacionen éstas y otras características como deformaciones y desplazamientos.
2. Los criterios de los procedimientos aplicados a la restauración y/o reforzamiento de estructuras, no deben limitarse sólo a incrementar resistencias y capacidades internas de los elementos dañados o disminuidos mecánicamente, también es importante procurar corregir asimetrías en la geometría, tanto en planta como en altura, así como de la distribución de las rigideces de la estructura en general.
3. Se debe suprimir toda condición que genere vulnerabilidades locales como columnas cortas, pisos blandos, disparidades inerciales grandes entre elementos convergentes, como el caso de trabes peraltadas en relación con las columnas que intersectan, etc.
4. Aunque de inicio, el costo de utilizar materiales y procedimientos innovadores como las fibras de carbono o de vidrio, podría parecer alto, a veces no lo es tanto, como ocurre con algunos centros hospitalarios y plantas industriales, en los cuales, la operación de ciertos equipos e instrumentos no deja espacio suficiente para efectuar encamisados convencionales que, en caso de insistirse en efectuar, implicarían ajustes de dichos equipos o la sustitución de éstos, lo cual al final muy probablemente tendría un costo mayor al de emplear "FRP's".
5. El empleo de métodos convencionales de reforzamiento estructural y la inclusión de elementos de reestructuración, no se contraponen a un uso combinado con dispositivos de disipación o aislamiento sísmico, como podría ser la introducción de muros de cortante o elementos de contraventeo, conjuntamente con aisladores de base, o incluso una combinación de sistemas de control sísmico activos con pasivos, o de varios dispositivos de un mismo grupo, entre sí, como el empleo de amortiguadores de masa sintonizada con amortiguadores de tipo fluido-viscoso.

BIBLIOGRAFÍA

“Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería”

Jesús Iglesias J., Francisco Robles, José de la Cera,
Oscar M. González C.

“Ensaye e inspección de los Materiales de Ingeniería”

Harmer E. Davis, George Earl Troxell, Clement W. Wiskocil

“Manual para Evaluar Daños Causados por Sismos en Edificios de
Concreto Reforzado”

Loera, S., Departamento del Distrito Federal, México, Marzo 1982

“Manual para Evaluar Daños Causados por Sismos en Estructuras de
Mampostería”

Mendoza, C.J., Departamento del Distrito Federal, México, Mayo 1992

“Naturaleza y Propiedades de los Materiales para Ingeniería”,

Zbigniew, D.J., 2ª Edic., Nueva Editorial Interamericana, México, 1979

“Las Resinas Epoxi en la Construcción”

Fernández Cánovas, M., Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y
del Cemento, Madrid,

“Repair of Concrete with Polymers”

Jaber, M. M. et al., Center for Highway Research the University of Texas
at Austin, U.S.A., Febrero, 1975

“Manual de Diseño Sísmico de Edificios”

Bazán Z. E., Meli P. R., 1ª Edición, Edit. Limusa, México, 1985

“Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas
Técnicas Complementarias”, Publicación de 29 de Enero de 2004

“Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”

Publicación de 03 de Julio de 1987

CONSULTAS EN LA RED ELECTRÓNICA DE INFORMACIÓN

“Comportamiento Estructural en Obra Civil. Descripción de las Fallas más Comunes en Estructuras de Concreto Reforzado y Mampostería”. Dr. Raúl Serrano Lizaola
http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/murillo_j_cg/capitulo4.pdf

“Fallas en Estructuras”. Jose Antonio Magallon G., fotografías NISEE (National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley)
<http://antonio-magallon.20fr.com/photo.html>

“Diseño Sismo-resistente de Edificios. Problemas a considerar en México”
Instituto de Ingeniería de la UNAM, Mario E. Rodríguez
<http://www.smis.org.mx/imgs/MR2.pdf>

“Guía de Operaciones de Apuntalamiento (GOA)”. Departamento de Bomberos
Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU., Programa de Búsqueda
y Rescate Urbano, Búsqueda y Rescate Urbano
<http://www.disasterengineer.org/LinkClick.aspx?fileticket=NPcr8s6XVf0>

“Manual técnico para obras provisionales de apuntalamiento”. Programa de las
Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD) e Instituto Nacional de Defensa Civil
(INDECI) de Perú, Responsable: Arq. Sergio Pratali Maffei
<http://www.indeci.gob.pe/proyecto58530/objetos/archivos/20110606114325.pdf>

“Seguridad en la Construcción. Apuntalamiento y Apeo”. Arq. Ramos
<http://es.slideshare.net/IgnacioSuhr/apeos-y-andamios-seleccion>

“Cimbras, Andamios e Ingeniería”. PERI México
<http://www.peri.com.mx/index.cfm>

“Cimbras y Andamios para la construcción”. ULMA
<http://www.ulmaconstruction.com.mx/es-mx/cimbras/puntales-cimbras>

“Estabilizadores y apuntalamiento de edificios. Estructuras y montajes”
<http://www.kmgrupo.com/montajes-estructuras/>

“Puntales de acero” Ischebeck. Ibérica
http://www.ischebeck.es/home/encofrados/puntales_acero-es.html

“Grouts y morteros de reparación estructural”. Tecnoconcret, C.A
<http://tecnoconcret.blogspot.mx/2012/07/grouts-y-morteros-de-reparacion.html>

“Productos químicos para la construcción”. RB Conspro
<https://rbconspro.wordpress.com/category/proyectos/>

“Anclajes estructurales”. Lex Nova. Doctrina administrativa. Prevención NTP-893
<http://portalprevencion.lexnova.es/doctrinaadministrativa/PREVENCION/114009/ntp-893-anclajes-estructurales>

“Rehabilitación de estructuras. Apuntalamiento de forjados y elementos especiales”. Elektra. Madrid
<http://www.elektra.es/index.php>

“Reparación, refuerzo y restauración de estructuras de hormigón”. Superobras. Obra Civil y Edificación
<http://www.superobras2.com/>

“Manual Técnico de Productos 2011-2012”. HILTI
http://ciczac.org/Documentos%20pdf/Manuales%20y%20Aplicaciones/Manuales%20y%20aplicaciones%20de%20Interes/Manual_tecnico_2011%20Hilti.pdf

“Soldabilidad de las varillas estructurales nacionales de alta resistencia”. Ing. Jorge E. Contreras Cruz, Profesor Asociado U.N., especializado en soldadura
<file:///C:/Users/frys/Downloads/DialnetSoldabilidadDeLasVarillasEstructuralesNacionalesDe-4902504.pdf>

“Reforzamiento de estructuras con fibra de carbono”. Sika mexicana
<http://es.slideshare.net/sikamexicana/reforzamiento-de-estructuras-con-fibra-de-carbono>

“Reforzamiento Estructural Con Fibras De Carbono”. RB Conspro
<https://rbconspro.wordpress.com/2009/11/14/reforzamiento-estructural-con-fibras-de-carbono/>

“Tubos cuadrados de fibra de carbono. Otros productos de fibra de vidrio”. Weiku
http://www.weiku.com/products/6165202/Carbon_Square_Tube.html

“Perfiles CFRP. Composites reforzados de fibra de carbono”. Röchling
<http://www.roechling-plastics.es/es/productos/composites-fibra-de-vidriomadera-prensada/composite-reforzado/perfiles-composite/perfiles-de-cfrp.html>

“Reforzamientos de estructuras”. Universidad Laica Vicente Rocafuerte de Guayaquil. Yagual Quimi Dussan Danilo
<http://es.slideshare.net/dussanyagual/reforzamientos-de-estructuras>

“Evaluación y Reforzamiento de Estructuras” Universidad Nacional Federico Villarreal, Facultad de Ingeniería Civil, Ing. Omar Tello Malpartida
<http://es.slideshare.net/alexancajimasernaque/evaluacion-y-reforzamiento-de-estructuras>

“Introducción a la sismología y a sismorresistencia”. Wilmanerik
<http://es.slideshare.net/wilmanerik/11-introduccion-a-la-sismologia-y-sismorresistencia>

“Patología en la Edificación: Refuerzo de Pilares de Hormigón Armado (II)”.
Publicado por José Moreno
<http://jdmoreno3.blogspot.mx/2015/02/refuerzo-de-pilares-de-hormigon-armado.html>

“Sanearamiento y Reforzamiento Estructural”. Ingestructuras
<http://www.ingestructuras.com/lineas-de-trabajo/reforzamiento-estructural/#!>

“Métodos de Reparación Estructural en Edificios Dañados por Sismos”.
Departamento de Mecánica Estructural, UCA, Ing. Ricardo Castellanos Araujo
<http://www.uca.edu.sv/investigacion/terremoto/modulo2/ponenciareparaciones/sld001.htm>

“El acero en la rehabilitación”. Arcelor Mittal Europe, Long Products,
http://sections.arcelormittal.com/fileadmin/redaction/4Library/1Sales_programme_Brochures/Refurbishment/Refurbishment_ES.pdf

“Estructuras de acero. Curso sobre seguridad estructural de las construcciones”.
Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, M.I. Raúl Jean Perilliat
<https://www.yumpu.com/es/document/view/14686820/m-i-raul-jean-perilliat/183>

“Acero. Contraventeos”. Universidad La Salle Cancún, Eric Gallegos Merchand
https://docs.google.com/presentation/d/1oQ9ICIPAJDPM-0bE_0YxEtQb9188tUaHbtbPUcT6p0/present?pli=1&ueb=true&slide=id.p18

“Contraventeos, Cruz de San Andrés”. Acero ULSA Cancún, Alfonso Avella García
<http://aceroalfonsoavella.blogspot.mx/2012/02/contraventeos-cruz-de-san-andres.html>

“Estructuras de acero. Curso sobre seguridad estructural de las construcciones”.
Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, M.I. Raúl Jean Perilliat
<https://www.yumpu.com/es/document/view/14686820/m-i-raul-jean-perilliat/183>

“Sistemas pasivos de protección sísmica de estructuras” N.Echeverría, A.Terreros
<http://es.slideshare.net/nelsonecheverria2/sistemas-pasivos-de-proteccion-sismica>

“Seismic Vulnerability and Building Performance for Structures and MEP Equipment”. San Francisco IEEE, Kurt R. Lindorter, S.E.
<http://www.slideshare.net/michaeljmack/seismic-vulnerability-and-building-performance-for-structures-and-mep-equipment>

“Protección Sísmica de Estructuras. Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía”. Corporación de Desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción
http://descargas.coreduc.cl/Proteccion_Sismica_de_Estructuras_Febrero_2012_CLR_v4.1.pdf

“Aplicación de los Disipadores Sísmicos en las Estructuras Prefabricadas”. Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM, Ing. Juan Carlos Delgado Trejo, M.I. Carlos Arce León, D.I. Darío Rivera Vargas, Carlos Hugo Delgado Rodríguez
http://www.anippac.org.mx/images/pdf/03_Aisladores_de_Base_JCD.pdf

“Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones”. Revista EIA, Ing. Civil Juan Andrés Oviedo y M. I. Civil María del Pilar Duque
http://www.scielo.org.co/scielo.php?pid=S1794-12372006000200010&script=sci_arttext

“Sistemas de aisladores sísmicos de base para edificios”. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del IPN, Tesis: Ariel Máximo Izaguirre Corona
file:///C:/Users/frys/Downloads/408_SISTEMA%20DE%20AISLADORES%20SISMICOS%20DE%20BASE%20PARA%20EDIFICIOS.pdf

“Comportamiento de estructuras ante acciones sísmicas utilizando amortiguadores viscosos como sistemas de disipación pasiva de energía”. Tesis: Jonathan J. Cortés
<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/2403/Tesis.pdf?sequence=1>

“Rehabilitación del Edificio La Jirafa. Oviedo”. Arq. Jorge Noval
<http://www.arquitectura-jnoval.com/rehabilitaciones/rehabilitacion-del-edificio-la-jirafa-oviedo/>

“La Rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México”. Revista Digital Universitaria, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Dr. Roberto Meli Piralla y Abraham Roberto Sánchez Ramírez
<http://www.revista.unam.mx/vol.2/num2/proyec1/>

FICHAS DE INFORMACIÓN ADICIONAL DE ALGUNAS IMÁGENES ALUSIVAS A LOS TEMAS TRATADOS EN EL PRESENTE TRABAJO

Form. 1.1, págs. 9 a 11.- “Formato captura de datos para evaluación estructural”, diseñado por la Coordinación Nacional de Protección Civil del CENAPRED, a su vez dependientes de la Secretaría de Gobernación, México.

Fig. 1.2.1.a.1-5, infr., pág. 18.- Puente de San Fernando, California; terremoto de 1971.

Fig. 1.2.1.a.2-2, supr., pág. 20.- Edificio de concreto reforzado, sismo de Turquía 1999.

Fig. 1.2.1.a.2-4, pág. 22.- Edificio en San Fernando, California, terremoto de 1971.

Fig. 1.2.1.b.1-1.1, infr., pág. 24.- Ensayo destructivo en viga, Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Fig. 1.2.1.b.1-1.2, infr., pág. 25.- Edificio de apartamentos Mt. McKinley, en Anchorage, Alaska, con daños principalmente en vigas de acoplamiento y uniones de losas de entrepiso con muros de cortante, después del sismo de 1964.

Fig. 1.2.1.b.2-1, pág. 28.- Ensayos destructivos en vigas, Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Figs. 1.2.1.c.2-2 y c.2-2.1, ambas supr., págs. 32 y 33.- Edificios de la ciudad de Kocaeli, Turquía, con daños en uniones viga-columna, por sismo de agosto de 1999.

Fig. 1.2.1.c.2-2.1, infr., pág. 33.- Edificio del Centro Comercial Panta Pirak, en Banda Aceh, Indonesia, que también sufrió daños en nodos que lo hicieron colapsar, a causa del terremoto y tsunami del 26 de diciembre de 2004.

Fig. 1.2.1.e.2-1, pág. 43.- Ensayo de muro estructural de concreto bajo carga lateral, realizado en el Laboratorio de Materiales y Ensayos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Los Andes en Mérida Venezuela.

Fig. 1.2.1.e.2-1.1, pág. 44.- Edificios de Viña del Mar y Concepción, Chile, sumamente afectados por el sismo de 27 de febrero de 2010.

Fig. 1.2.1.e.2-2.2, pág. 47.- Hospital Holy Cross de San Fernando, California, con daños en juntas de unión de muros de cortante con losas de entrepiso, por el terremoto de 1971.

Fig. 1.2.1.e.2-3.1, pág. 49.- Otras edificaciones de Viña del Mar y Santiago de Chile que tuvieron fuertes daños en muros estructurales de cortante, a causa del sismo de febrero de 2010 y sus réplicas.

Fig. 1.2.1.f.1-2.1, pág. 53.- Ensayos de muros de mampostería mediante la aplicación de carga lateral cíclica, por Joselyn A. Torres, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, de la Universidad Nacional de Colombia.

Fig. 1.2.1.f.2-2.3, pág. 58.- Ensayo dinámico en mesa vibratoria de estructura modular rectangular, y ensayo estático de muro a escala natural, ambos hechos de mampostería simple (adobe), por Daniel Torrealva Dávila, Sección Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú.

Fig. 2.1.2.12, pág. 127.- Imagen izq., vista lateral, croquis de apuntalamiento temporal de las columnas de la entrada del Palacio Carigliano, en Turín, Italia. Imagen der., croquis de corte en altura de apuntalamiento integrado a la rehabilitación del Convento Kannerland, en Limpertsberg, Luxemburgo.

Figs. 2.1.2.13.a y b, págs. 128 y 129.- Apuntalamiento metálico para la rehabilitación estructural del edificio Pirámide, tras los terremotos de Lorca de Mayo de 2011.

Fig. 2.1.2.14, pág. 130.- Apuntalamientos y encamisados con perfiles de acero, de elementos estructurales de madera en su mayoría, de un edificio habitacional que data de 1830, situado en el Madrid de los Austrias, España.

Fig. 2.1.2.27, pág. 143.- Andamiaje tubular de acero de gran altura para los trabajos de rehabilitación exterior e interior, de la Basílica del Pilar en Zaragoza, España, en especial de la cúpula central, donde se hayan frescos pintados por Goya.

Fig. 2.1.3.4, pág. 149.- Apuntalamiento inclinado base apoyo de madera, de la Iglesia de San Eusanio Forconese, en L'Aquila, Abruzos, Italia.

Fig. 2.1.3.5, supr., pág. 150.- Apuntalamiento inclinado conformado por pares de viguetas de madera sujetadas con bridas, para el sostenimiento del pórtico de la Iglesia de San Lorenzo de Sahagún, de estilo mudéjar, en León, España.

Fig. 2.1.3.6, pág. 151.- Apuntalamientos oblicuos con puntales de gran capacidad de carga, en el Centro Mercedes-Benz de Milán, Italia.

Fig. 2.1.3.8, supr., pág. 153.- Soporte lateral del grupo denominado “estabilizadores”, utilizado para mantener en pie una fachada neogótica de Colonia, Alemania.

Fig. 2.1.3.19, pág. 168.- Contraventeo en cruz tipo “split” de grandes dimensiones, con el que se construyó el edificio Leadenhall, conocido popularmente como “Chessegrater” (rayador de queso), en Londres, Inglaterra.

GLOSARIO DE ABREVIATURAS, SIGLAS, Y OTRAS DENOMINACIONES DE TÉRMINOS DE INGENIERÍA CIVIL EN MÉXICO, UTILIZADOS EN ESTA TESIS

- Abrazadera.-** Brida
- ADAS.-** Acrónimo en inglés de Added Damping and Stiffness (Amortiguamiento y Rigidez Agregados)
- A, C, GFRP.-** Aramid, Carbon or Glass Fiber Reinforced Polymer (Polímero Reforzado con Fibra de Vidrio, Carbono o Aramida)
- Apuntalamiento.-** Apeo
- Arriostramiento.-** Contraviento o contraventeo
- AMS.-** Amortiguador de masa sintonizada (equivalente en español de TMD)
- Aplanado.-** Estuco, repellado
- BRB.-** Acrónimo en inglés de Buckling Restrained Brace (Riostra de Pandeo Restringido)
- Cimbra.-** Encofrado, molde
- Columna.-** Pilar
- Concreto.-** Hormigón
- CRP.-** Contraventeo con Restricción al Pandeo (equivalente en español de BRB)
- FPS.-** Friction Pendulum System (Sistema de Péndulo Friccional)
- FRP.-** Fiber Reinforced Polymer (Polímero Reforzado con Fibra)
- Grout.-** Mortero semifluido de agregados finos, cemento, agua y/u otros aditivos
- HDRB.-** High Damping Rubber Bearing (Soporte de Hule de Alto Amortiguamiento)
- LDRB.-** Low Damping Rubber Bearing (Soporte de Hule de Bajo Amortiguamiento)
- Losa.-** Forjado
- LRB.-** Lead-plug Rubber Bearing (Soporte de Hule con Núcleo de Plomo)
- Mampostería.-** Fábrica
- NRB.-** Natural Rubber Bearing (Soporte de Hule Natural)
- PTFE.-** Poli-Tetra Fluoro Etileno (Aislador con superficie de)
- SB.-** Sliding Bearing (Soporte Deslizante) o simplemente Deslizador
- SBC.-** Slotted Bolted Connection (Conexión Atornillada Ranurada)
- SMA.-** Shape Memory Alloys (Aleación con Memoria de Forma)
- TMD.-** Tuned Mass Damper (Amortiguador de Masa Sintonizada)
- UBB.-** Un-Bonded Brace (Riostra Sin Adherencia)
- VD.-** Viscous Damper (Amortiguador Viscoso)
- Zuncho.-** Anillo, cincho, fleje
- Ab. o Abj. - Abajo Der. - Derecha Infr. - Inferior
- Arr. o Arrb. - Arriba Izq. - Izquierda Supr. - Superior