

300815

34
2y.



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.

CRITERIOS PARA DICTAMINAR DAÑOS SISMICOS EN EDIFICIOS CON ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ISIDRO JAVIER TORRES GOMEZ

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Introducción.	1
CAPITULO 1. DAÑOS SISMICOS EN EDIFICIOS.	
1.1. Origen de los sismos.	4
1.2 Probabilidad de un macrosismo en el futuro - próximo.	7
1.2.1 Generalidades.	7
1.2.2 Estudios de la Cooperativa Internacional sobre los movimientos del suelo provoca- dos por temblores.	9
1.2.3 Pronóstico sísmico para la brecha de Gue- rrero.	10
1.3. Comportamiento sísmico de los edificios.	12
1.3.1 Generalidades.	12
1.3.2 Tipo de estructuración en la Ciudad de - México.	14
1.4. Daños estructurales.	19
1.4.1 Generalidades.	19
1.4.2 Falla frágil de columna.	22
1.4.3 Efecto de los muros de relleno de mampos- tería.	25
1.4.4 Daños por sismos anteriores.	30
1.4.5 Columnas cortas.	31
1.4.6 Choque entre edificios adyacentes.	33

	PAGINA
1.4.7 Sobre carga excesiva de la construcción.	34
1.4.8 Comportamiento inadecuado de losas reticulares.	35
1.4.9 Efecto P-delta.	37
1.4.10 Daño de elementos secundarios.	38
1.5 Daños no estructurales.	39

CAPITULO 2. SISTEMATIZACION DEL ANALISIS DE DAÑOS.

2.1. Generalidades.	46
2.2. Primer estudio técnico (Preliminar).	47
2.3. Segundo estudio técnico (Detallado).	48
2.4. Criterios de evaluación de daños del D.D.F.	51
2.5. Aspectos sociales y legales que afectan al dictamen técnico definitivo.	53

CAPITULO 3. EVALUACION VISUAL.

3.1. Generalidades.	55
3.2. Procedimiento para una evaluación visual.	57
3.2.1 Observaciones durante la evaluación visual.	60
3.3. Formatos de inspección.	61
3.4. Criterio para inspección visual del DDF (nivel 1)	64

CAPITULO 4. EVALUACION INSTRUMENTAL.

4.1. Generalidades.	74
4.2. Pachometro.	75

4.2.1	Utilización del equipo.	77
4.2.2	Limitaciones.	82
4.2.3	Ventajas y Desventajas.	82
4.3.	Esclerometro.	83
4.3.1	Descripción del equipo.	83
4.3.2	Descripción de la prueba.	85
4.3.3	Utilización del equipo.	86
4.3.4	Registro de datos.	88
4.3.5	Limitaciones.	92
4.3.6	Ventajas y Desventajas.	92
4.4.	Vibrometro.	93
4.4.1	Descripción del equipo.	94
4.4.2	Descripción de la prueba.	96
4.4.3	Criterios de selección de la prueba.	97
4.4.4	Registro de datos.	98
4.4.5	Ventajas y Desventajas.	99
4.5.	Inclinometro.	99
4.5.1	Descripción del equipo.	100
4.5.2	Utilización del equipo.	102
4.5.3	Interpretación de los datos.	105
4.5.4	Ventajas y Desventajas.	107
4.6.	Pulso ultrasonico.	107
4.6.1	Descripción del equipo.	108
4.6.2	Descripción de la prueba.	110
4.6.3	Utilización del equipo.	111
4.6.4	Criterios para la selección del lugar de la prueba.	113

4.6.5	Ventajas y Desventajas.	117
4.7.	Extractor de nucleos de concreto.	120
4.7.1	Descripción del equipo.	120
4.7.2	Descripción de la prueba.	122
4.7.3	Criterios de selección de puntos de ensayo y obtención de nucleos de concreto.	123
4.7.4	Registro de datos.	126
4.7.5	Interpretación de datos.	127
4.7.6	Ventajas y desventajas.	128
4.8.	Evaluación detallada (nivel #3) del D.D.F.	129
CAPITULO 5. MODELO MATEMATICO, ANALISIS ESTRUCTURAL Y EMISION DEL DIAGNOSTICO.		
5.1	Generalidades.	131
5.2	Modelo Matemático de la Estructura Dañada.	132
5.3	Análisis Estructural de Estructuras Dañadas.	134
5.4	Análisis Estructural y Proyecto de Reparación.	138
5.5	Emisión del Dictamen.	139
CONCLUSIONES.		141
REFERENCIAS		143
AGRADECIMIENTOS.		147
APENDICE A. FORMATOS DE EVALUACION PARA ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMOS.		
		148
A.1	Formulario propuesto por el profesor J. Petrovski.	149

(del Comité de Ayuda de Yugoslavia).

A.2	Formulario propuesto por el D.D.F.	151
A.3	Formulario propuesto por la S.E.D.U.E.	167
A.4	Formulario propuesto por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.	168
A.5	Cuestionario propuesto por el IMCYC.	170
A.6	Formulario propuesto por la Secretaría General de Obras del D.D.F.	171
APENDICE B. FORMATO DE EVALUACION PARA ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMOS PROPUESTO POR EL AUTOR.		176
B.1	Formulario propuesto por el autor.	177
APENDICE C. REVISION ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DAÑADO POR SISMOS: EJEMPLO PRACTICO.		180
C.1	Memoria de calculo.	181

INTRODUCCION

En el presente trabajo se ha desarrollado una breve descripción de algunos de los principales daños que pueden presentarse después de un temblor en la Ciudad de México, estos tipos de daños fueron los que más se pudieron observar después del Sismo del 19 de Septiembre de 1985.

El objetivo principal de este trabajo consiste en presentar una guía práctica para Ingenieros Civiles, Arquitectos, personas relacionadas con la construcción o bien para aquellas que se presten para llevar a cabo una inspección o evaluación de las estructuras dañadas por un sismo, específicamente en el Área Metropolitana de la Ciudad de México.

En el capítulo 1 describimos brevemente el origen de los sismos considerando que los que mayor daño pueden ocasionar son los de origen tectónico, y de los cuales debemos de hacer gran énfasis ya que nuestro país se encuentra en una zona de gran actividad sísmica, como es el caso de la brecha (gap) de Guerrero. Es de tomarse en cuenta que en esta brecha puede llegar a presentarse en un futuro próximo un rompimiento entre dos placas provocando un gran sismo, y como consecuencia de éste la presencia de graves daños en las estructuras, aún en zonas relativamente lejanas, por lo que es de

gran importancia estar preparados para llevar a cabo y en -- una forma ordenada las evaluaciones correspondientes.

Una forma sencilla para llevar a cabo los pasos a se--- guir durante la evaluación de las estructuras se indica en - el capítulo 2, ahí se indica la sistematización con la cual se pueden obtener buenos resultados. Este procedimiento con- siste primeramente en la recolección de información a través de la evaluación visual con la que se puede analizar la segu- ridad de la estructura y si ésta no cumple se siguen los pa- sos de acuerdo a la gravedad del problema.

En el capítulo 3 se describe brevemente el procedimien- to a seguir durante la evaluación visual, así como las medi- das de seguridad elementales que se deben tomar para evitar posibles accidentes, dentro de este capítulo también se men- ciona como esta integrada una comisión encargada de la ins-- pección, así como su función.

El levantamiento de los datos se anotarán en formatos - establecidos por diferentes dependencias de gobierno e ins-- tituciones, las cuales se encuentran en los apéndices A y B.

En el capítulo 4 se describe el funcionamiento y manejo de los distintos instrumentos que pueden ser empleados para una evaluación más detallada de las estructuras dañadas por

un sismo. El desarrollo de estas pruebas son de vital importancia ya que con ellas se pueden obtener datos, tales como la resistencia del acero y el concreto, su módulo de elasticidad, el grado de inclinación de la estructura, etc.

En lo que corresponde al capítulo 5 con base en la recopilación de los datos obtenidos durante la evaluación visual e instrumental, así como la geometría del edificio; el estado actual de los materiales, y el deterioro de la estructura, se puede plantear un modelo matemático, el cual nos servirá de apoyo para la realización del análisis correspondiente de la estructura, con el cual obtendremos las fuerzas internas máximas, que actúan sobre la estructura, así como el comportamiento sísmico que puede tener el edificio.

Finalmente en el capítulo 6 se mencionan las posibles recomendaciones a seguir durante la reparación de las estructuras dañadas por sismos.

DAÑOS SISMICOS EN EDIFICIOS.**1.1 ORIGEN DE LOS SISMOS.**

Generalmente llamamos temblor o sismo a cualquier vibración o estremecimiento del suelo.

La tierra puede temblar por razones muy diversas, entre las que se tienen: explosiones, colapsos del subsuelo o cualquier otro tipo de deslizamiento o acomodamiento que se produzca por debajo de la superficie del terreno.

Sin embargo, la mayor parte de los temblores, sobre todo los más fuertes tienen origen tectónico. La corteza terrestre esta formada por placas, las cuales están en contacto y se aprietan entre si, con movimientos relativos. Algunas veces se deslizan paralelamente sobre sus márgenes y en otras una se sumerge por debajo de otra. -- dando lugar al fenómeno de subducción (fig. 1.1).

La frontera o contacto entre las placas en una zona de subducción, es una gigantesca falla o sistemas de fallas. En nuestro país tenemos una serie de fallas frente a las costas de Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima y parte de Jalisco, y las cuales se encuentran en contacto en-

tre las placas de Norteamérica y la de Cocos, lo que origina la profundidad oceánica conocida como trinchera de Acapulco.

La placa de Cocos penetra bajo la de Norteamérica a razón de unos 7.5 cm/año de movimiento horizontal relativo.

El movimiento de una placa bajo la otra no es continuo pues la fricción origina discontinuidades en el desplazamiento, por lo que el esfuerzo se acumula hasta llegar a un nivel mayor que las fuerzas de fricción entre las placas, - lo que produce un deslizamiento súbito que genera las ondas sísmicas o vibraciones del terreno, las cuales constituyen un temblor o terremoto.

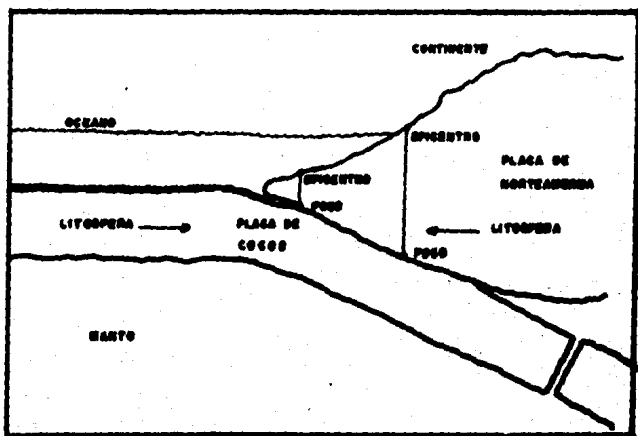


FIG. 1.1 Fenómeno de Subducción (1)

Es necesario distinguir dos clases de movimiento en las fronteras de subducción: los sismos característicos y los -- sismos ordinarios. En la zona de subducción Mexicana se gene ran sismos característicos con magnitud del orden de 7.8 a -- 8.2 y cuya longitud de ruptura tiene cierta correlación con el tamaño de las brechas o zonas de quietud sísmica (gaps) y pueden alcanzar unos 200 km. Por otra parte los sismos ordi nari os son más pequeños y más frecuentes, pero raramente pro ducen daños en el Distrito Federal.

Pueden transcurrir muchos años antes de que se repita -- un sismo característico en una misma zona de quietud sísmi- ca, por lo que durante éste tiempo ésta, estará quieta en -- el sentido en que no presentará actividad sísmica mayor, de ahí su nombre.

En general, una zona de quietud que se localiza en un área de subducción sísmica indica que se está acumulando -- energía que finalmente tendrá que liberarse en forma de sis mo.

Aunque es cierto que no todos los sismos tienen su ori gen en la citada zona de subducción, en lo que a nuestro -- país se refiere, bien se puede afirmar que los que más es- tragos han causado han sido por movimientos en la trinchera del Pacífico.

1.2 PROBABILIDAD DE UN MACROSISMO EN EL FUTURO PROXIMO.

1.2.1 GENERALIDADES.

La red de acelerógrafos que percibieron un mayor movimiento durante el temblor del 19 de Septiembre, incluye --- aquellos que fueron instalados bajo el programa de investigación, propuesto, por una cooperativa internacional, éstos fueron colocados en sitios selectos con alto potencial de - temblores de gran intensidad.

El temblor del 19 de Septiembre de 1985 ocurrió en la brecha sísmica de México, donde el sismo ya era esperado, - por lo que se obtuvo una excelente descripción e informa--- ción de los movimientos del suelo que causaron el desastre.

El temblor tuvo una magnitud de 8.1, y el epicentro -- fué localizado cerca de la Costa del Pacifico, algunos da-- ños sucedieron en el área del epicentro, como es el caso de Ciudad Guzmán y otros en la Ciudad de México, la cual se en cuenta a 350 km del epicentro; el temblor destruyó o dañó gravemente a muchos edificios, el número de éstos varía se-- gún las fuentes de información entre 300 y 3,350 (12,13).

La mayor parte de los daños se concentraron sobre todo

en estructuras altas, las cuales ya contaban con un diseño estructural resistente a sismos, pero éstos fueron sujetos a movimientos del suelo que fueron amplificadas debido a los sedimentos suaves del Valle de México, provocando fallas.

El sismo de 19 de Septiembre no fué ciertamente una sorpresa científica, ya que fué causado por el fenómeno de subducción, entre la placa de Cocos y la de Norteamérica, en México, y es la más activa en la falla enclavada en el hemisferio occidental (figura 1.2)

México ha tenido 42 temblores con una magnitud mayor de 7 en este siglo, asociados a la zona de subducción - - - (14,15).

El citado temblor ocurrió en la brecha o zona de quietud ("gap") en Michoacán, la cual ha sido identificada como una zona de alto potencial sísmico por varios investigadores (14.17.18) aunque se especulaba que era una brecha - permanentemente asísmica (14.19.18.17).

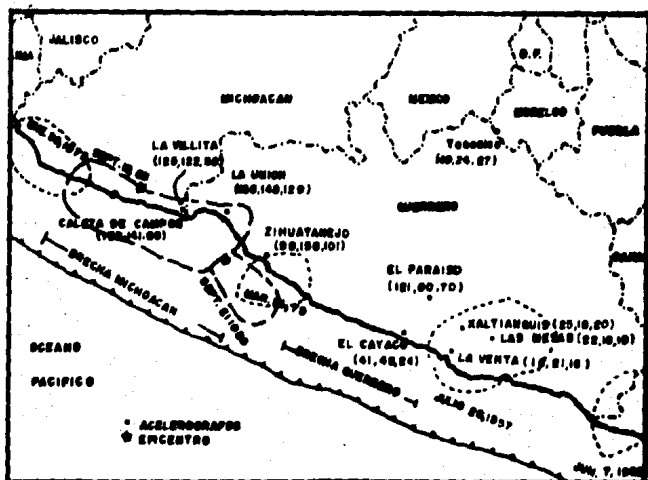


FIG. 1.2 (23) Mapa de la Costa de México, zonas de epicentros y sismos de 1985.

1.2.2 ESTUDIOS DE LA COOPERATIVA INTERNACIONAL SOBRE LOS MOVIMIENTOS DEL SUELO PROVOCADOS POR TEMBLORES.

Antes de 1975 se formó una Cooperativa Internacional, cuyo objetivo es estudiar los temblores. En 1978 este grupo se reunió en Honolulu, Hawai (20) donde se identificaron varias zonas sísmicas, incluyendo la zona de subducción de Oaxaca, México, que junto con la de Taiwan fueron consideradas con una alta probabilidad de registrar aceleraciones -- más altas a 0.2 g dentro de un lapso de 10 años (21).

Puesto, que los temblores son relativamente frecuentes

en México, la Universidad de California en San Diego y la - Universidad Nacional Autónoma de México, iniciaron en 1975 investigaciones de movimientos fuertes en el Norte de Baja California, con la ayuda económica de la Fundación Nacional de Ciencias de los Estados Unidos, lográndose dos importantes registros de sismos de intensidad moderada cerca de la fuente, uno en el Valle Imperial y otro en el Valle de Mexicali, el primero en Estados Unidos y el segundo en México.

El fuerte temblor ocurrido en Oaxaca el 19 de Noviembre de 1978, produjo un relajamiento en la zona, alejando - el peligro de otro gran sismo en un futuro cercano. La Cooperativa Internacional propuso instalar una red de acelerógrafos en la brecha sísmica de Guerrero y Michoacán al Noroeste de Acapulco.

El conjunto de 29 instrumentos ya habían sido instalados cuando ocurrió el temblor del 19 de Septiembre de 1985; 20 estaciones fueron colocadas en 16 zonas de alto grado de sismicidad.

1.2.3 PRONOSTICO SISMICO PARA LA BRECHA DE GUERRERO.

Los temblores de alta intensidad que pueden darse en - la zona de subducción tienen un promedio de 30 a 75 años de recurrencia, pero de cualquier forma los terremotos siguen

tes pueden ocurrir en periodos más cortos en la misma zona -
o en regiones cercanas a éstas.

El temblor del 19 de Septiembre no llegó a cubrir la brecha sísmica de Guerrero, lo cual indica que pueden llegar a ocurrir otros temblores de mayor intensidad al del 19 de Septiembre, ya que en ésta zona se mantienen puntos que delatan éste tipo de eventos que pueden dar lugar a un terremoto en un futuro próximo.

A raíz del temblor, las zonas del epicentro fueron mejor instrumentadas, obteniéndose un valioso número de observaciones del mecanismo de la falla.

Sin embargo, se requiere un mayor número de observaciones en condiciones similares a las anteriores antes de que pueda conocerse si las bajas aceleraciones en la región principal de la zona son anormales o comunes para los grandes temblores.

Muchas de las preguntas que no fueron contestadas respecto al temblor del 19 de Septiembre pueden resolverse, - si la brecha de Guerrero pudiera romperse dentro de los próximos 10 años, por lo cual ésta es adecuadamente instrumentada.

1.3 COMPORTAMIENTO SISMICO DE LOS EDIFICIOS.

1.31 GENERALIDADES.

Es ampliamente conocido el daño estructural que sufrió la Ciudad de México durante los sismos de Septiembre de - - 1985 sobre todo en aquellos edificios que se encontraban -- en la zona del lago, también conocida como zona de terreno compresible.

La razón de la falla de un gran número de edificios - fué en primér término la excepcional intensidad que el sismo al canzó en ésta zona de la Ciudad, donde los movimien-- tos del terreno fueron amplificados en forma extraordinaria por las características de vibración de los estratos de te rreno blando que componen el subsuelo de la ciudad, las que hacía particularmente sensible a los periodos dominantes - del movimiento transmitido por el terreno firme subyacen-- te.

El movimiento del suelo en ésa zona se caracterizó - por la repetición de un número elevado de ciclos de gran amplitud y con frecuencia cercanas a los dos segundos.

Las construcciones que tenían periodos de vibración - cercanos a dos segundos respondieron con vibraciones elevada

das que introdujeron en ellas fuerzas de inercia de gran consideración y que en muchos casos provocaron daños, que al -- reducir la rigidez de la estructura aumentaron su periodo natural y provocaron que se vieran sujetas a sollicitaciones cada vez más elevadas y que en ocasiones las llevaron a la falla. La evidencia de las evaluaciones instrumentales disponibles indican que las construcciones en una zona de la ciudad se vieron sometidas a sollicitaciones muy superiores a las especificadas en el reglamento de construcción vigente hasta esa fecha.

Mientras que en la llamada zona de transición los efectos del sismo fueron menores, ya que el periodo de vibración del terreno fué menor, comparado con el de la zona del lago. En la tabla 1.1 se muestran los periodos dominantes y aceleraciones máximas del suelo.

Tipo de suelo	Periodo dominante principal. (seg.)	Aceleraciones máximas del suelo (g.)
Roca	0.5	0.01
Firme	1.0	0.04
Transición	1.0	0.11
Lecho del Lago daño máximo	2.0	0.20
Lecho del Lago cercano al lago de Texcoco	3.0-4.0	0.10

TABLA 1.1 (3) Periodos fundamentales y aceleraciones máximas del suelo.

También los daños fueron mínimos o no se percibieron - en la zona de terreno firme, donde el periodo de vibración dominante del suelo era pequeño, y pese a que en ésta zona existen un gran número de construcciones de gran altura; - esto se debe a las características del suelo, es decir para un suelo firme se tiene un periodo de vibración corto, provocando que las estructuras en este terreno no logren entrar en resonancia o tener alguna perturbación grave.

Tampoco se presentaron daños en zonas en que el periodo dominante es muy alto, como fué el caso del Área donde - se encuentra la Central de Abastos y en el Lago de Texcoco.

También es importante saber que las construcciones de poca altura, o de tipo colonial en la Ciudad de México no sufrieron daños, ésto no necesariamente a su resistencia, sino al hecho de que el movimiento del suelo no excitó a las estructuras de poca altura dada su alta rigidez.

1.3.2 TIPO DE ESTRUCTURACION EN LA CIUDAD DE MEXICO.

En la Ciudad de México el tipo más común de construcción consiste en marcos de concreto reforzado, a menudo con muros de relleno no reforzados de mampostería de tabique de arcilla, en la figura 1.3 se muestran los tipos comunes de muros de relleno de marcos.

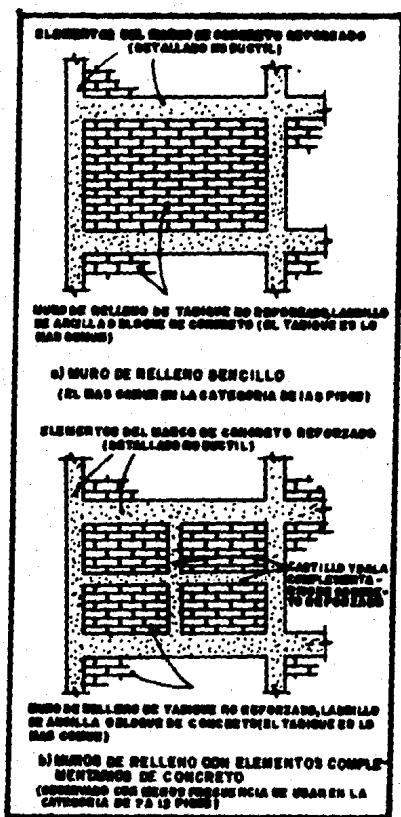


FIG.1.3 (1) Tipos comunes de muros de mampostería utilizados en la Ciudad de México.

Con frecuencia los muros de relleno se discontinúan en los pisos inferiores para permitir el acceso a estacionamientos o locales comerciales, se observó que este sistema llamado de pisos estructurales blandos es susceptible de dañarse en sus niveles inferiores, sobre todo en los edificios de esquina en los que frecuentemente los muros de relleno de los marcos son discontinuados en dos lados de los niveles inferiores, sufriendo serios daños, quizás debido a la torsión adicional introducida por excentricidades en la planta de los niveles inferiores.

También existen muchos marcos contraventeados de concreto reforzado. Las configuraciones típicas del contraventeo se muestran en la figura 1.4.

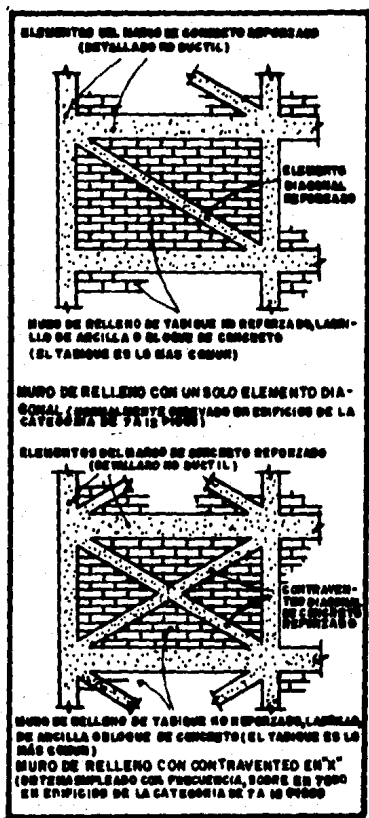


FIG. 1.4 (1) Tipo de Contraventos utilizados en la Ciudad de México.

El sistema de piso más común suele ser el de losa reticular, en el que las oquedades del plafón se rellenan con bloques ligeros de concreto que se dejan en el sitio después del colado, el sistema de piso resultante es relativamente pesado y susceptible de sufrir fallas locales alrededor de las columnas.

Los muros estructurales de concreto reforzado no son comunes en la ciudad, pero de los que se examinaron ninguno de ellos parecía haber sufrido daños significativos.

La Ciudad de México tiene muy pocos edificios con muros de mampostería reforzados, las construcciones de mampostería no reforzada de poca altura es muy común en casas, apartamentos y edificios comerciales, y las construcciones más antiguas de la ciudad son de este tipo, y no presentaron daños significativos después del temblor.

Muchas Iglesias con muros de mampostería no reforzados se han mantenido en pie durante muchos años y bastantes residencias y edificios comerciales tienen también mucho tiempo, por lo general este tipo de edificios sufrieron pocos daños.

También en la Ciudad de México existen construcciones a base de estructuras de acero, pero estas no se abordaron

dentro de este trabajo, ya que solamente nos referimos a -- las estructuras de concreto reforzado, puesto que es el objetivo principal de este estudio.

1.4 DAÑOS ESTRUCTURALES.

1.4.1 GENERALIDADES.

Se define como daño estructural la falla total o parcial de elementos que cooperan en la resistencia a las cargas y/o a los desplazamientos que debe soportar una cons--trucción. En estos elementos se incluyen columnas, trabes, losas y muros (siempre que estos últimos funcionen resis--tiendo cargas verticales y/u horizontales).

Los efectos de un sismo sobre una estructura se clasificán de la siguiente forma:

- a) Colapso total o parcial de la construcción.
- b) Daños estructurales extremadamente graves.
- c) Daño estructural severo.
- d) Daños menores.

El colapso total o parcial de una construcción, inclu ye los derrumbes debido a fallas estructurales, de cimenta ción o aquellas inducidas por una construcción vecina.

Los daños estructurales extremadamente graves, son --

aquellos que han afectado a la estructura, como son las fallas en las columnas con distorsiones importantes en los -- entrepisos y con inclinaciones graves.

Daño estructural severo se refiere a fallas locales en columnas y vigas que representan en general una pérdida significativa de la capacidad de carga de los elementos.

Los daños menores son aquellas fallas estructurales -- locales y de poca cuantía en la construcción.

Entre los diferentes problemas estructurales, más comúnmente observados es la interacción o choque entre edificios colindantes. Otros problemas se relacionan con el comportamiento sísmico propio del edificio, como la torsión -- excesiva en un nivel, la falla de columnas, así como la distribución asimétrica de los muros, o el cambio brusco de rigidez entre dos entrepisos, pueden ser causas de fallas en la estructura (2).

Durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985 se observaron muchos ejemplos de aplastamiento múltiple de pisos, - en los que varios niveles de pisos se desplomaron uno sobre otro, dejando las columnas en pie. En dichos casos parece ser que las conexiones de losa-columna no se habían diseñado y detallado por cortante y transferencia de momentos --

en forma adecuada.

También se encontraron fallas en el sistema de marcos de concreto reforzado del tipo viga-columna, ya que se pudo observar que las conexiones de estos elementos se habían -- desprendido por completo, dando como resultado el colapso - estructural, aún cuando las columnas y vigas individuales habían sufrido relativamente poco daño.

A continuación se mencionan algunas fallas específicas del comportamiento estructural de algunos edificios de la ciudad de México.

- a) Desarticulación total entre columnas y losas de concreto debido a una carencia general de integridad estructural.
- b) Daño en fachadas así como agrietamientos en las juntas de construcción a nivel de los pisos.
- c) Daño en muros de relleno a base de tabique.
- d) Derrumbes parciales en los extremos de edificios por choques con construcciones adyacentes.
- e) Falla en columnas por no existir conexiones entre éstas y las vigas, y por falta de refuerzos en dichas columnas.
- f) Se presentaron fallas en la base de las columnas por falta de estribos y fractura de las varillas verticales.

Resumiendo de todo lo anteriormente expuesto, se puede decir que la gravedad de los daños y respuesta estructural

ral esta directamente relacionada con el grado de respuesta de resonancia, esto en base al tipo de subsuelo que se tiene en la Ciudad de México.

En las líneas siguientes se describirá brevemente algunos de los daños estructurales que fueron observados con -- frecuencia tras el macrosismo del 19 de Septiembre de 1985 y que proporcionan una idea clara sobre algunos aspectos -- que son importantes de señalar tanto en edificios construidos como en proyecto. También se hará mención de algunos artículos de la propuesta para el nuevo reglamento de construcciones para el Distrito Federal (24) que se relacionan con estos tipos de daños.

1.4.2 FALLA FRAGIL DE COLUMNA.

La gran mayoría de las fallas en edificios con marcos de concreto reforzado se deben principalmente a fallas de columnas sujetas a compresión excéntrica, a tensión diagonal o a una combinación de ambos efectos.

Las fallas más comunes de columnas pueden identificarse como la pérdida de capacidad de carga vertical del edificio debido al progresivo deterioro del concreto, ésto por la repetición de un elevado número de ciclos de cargas laterales, que exceden su resistencia en flexocompresión o

en cortante.

Una de las causas principales de este tipo de fallas - es propiciado por la escasez de refuerzo transversal y la - excesiva separación entre el refuerzo longitudinal de la co - lumna, lo que da lugar al pandeo de las barras de refuerzos y originando el deterioro y la falla del núcleo, por lo que se debe tener mucho cuidado durante el diseño de éstas - - (2.3.4). En la figura 1.5 y 1.6 se muestran fallas de co - lumnas.

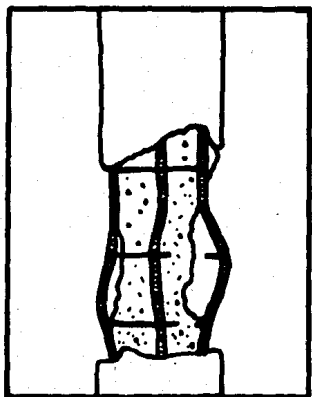


FIG.1.5 (3) Falla de Columna por compresión excéntrica

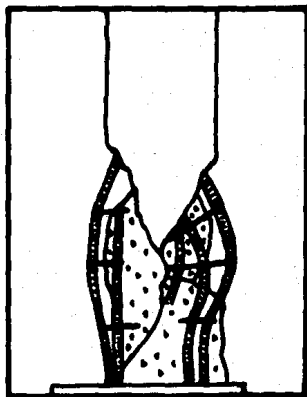


FIG.1.6(3) Falla de Columna por cortante y fuerza axial

En el Artículo 11, Capítulo II: "Criterios de diseño estructural" de la propuesta de reglamento citado (24) se menciona que toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los dos requisitos básicos siguientes: (24)

- I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación. El cumplimiento de estos requisitos dará como resultado que nuestros elementos estructurales desarrollen un trabajo sin ocasionar grandes deformaciones.

El Artículo 12: "Estados límites de falla", considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de cargas.

El Artículo 13 "Estados límites de Servicio", considera al igual que el Artículo 12 la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

El Artículo 37 "Estados límites de Resistencia" del Capítulo VI "Diseño por Sismo", verifica que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entre piso y momentos de volteo inducidos por sismo combinados con los que corresponden a otras sollicitaciones y a efectos del correspondiente factor de carga.

El objetivo principal de estos artículos es el de establecer las reglas de diseño para las estructuras y evitar de esta forma que estas puedan sufrir graves daños.

1.4.3 EFECTO DE LOS MUROS DE RELLENO DE MAMPOSTERIA.

La mayoría de los edificios de varios pisos tienen una alta densidad de muros de relleno de mampostería, en muchos casos solo sirven como elementos divisorios y no cumplen una función estructural, sin embargo en otros si se les asigna esta función, colocados adecuadamente y reforzados, para cumplir con dicho propósito.

Quizas en la mayoría de los casos la presencia de los muros de mampostería es benéfica y puede ayudar a evitar derrumbes, absorbiendo una porción grande de las cargas laterales debido a un sismo, evitando así una posible falla de las columnas.

Pero puede presentarse el caso de que su presencia es responsable de una falla estructural en situaciones como las siguientes: (3)

a) DISTRIBUCION ASIMETRICA.

Es de notarse que un número considerable de edificios que se encuentran en esquinas tienen muros de mampostería en los dos lados de colindancia y fachadas muy abiertas en los dos restantes. Esta distribución de muros puede lograr efectos de torsión provocando la falla del edificio. (3)

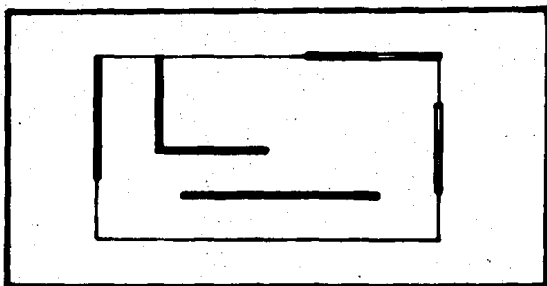


FIG. 1.7 (5) Distribución asimétrica de muros de mampostería.
Planta de Muros

b) PLANTA BAJA DEBIL.

Se suele denominar así el caso en que los pisos inferiores presentan pocos muros divisorios ya que aquellos se utilizan como estacionamientos en edificios de vivienda, así como comercios en hoteles y servicios al nivel de la calle, ocasionando una gran demanda de disipación de energía concentrada en el primer entrepiso, lo cual puede provocar la falla de las columnas, asociados a veces con torsión.(2.3)

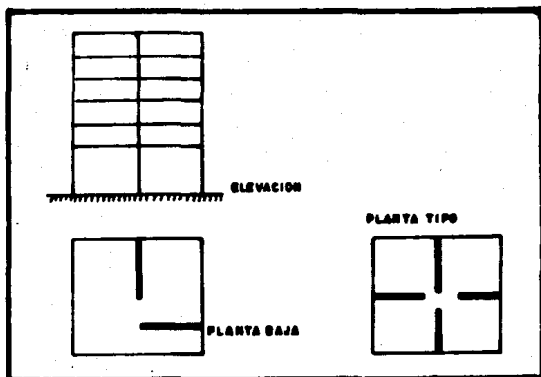


FIG. 1.8 (3) Falla por planta baja debil.

C) ASIMETRIA CAUSADA POR FALLA DE LOS MUROS.

Los muros de relleno escasamente reforzados o mal anclados pueden llegar a fallar por completo, ya sea por flexión perpendicular a su plano, o por cortante. Esto puede provocar que se pierda la contribución a la resistencia a cargas laterales teniendo como resultado de esta falla, torsiones significativas en el resto de la estructura. (2.3)

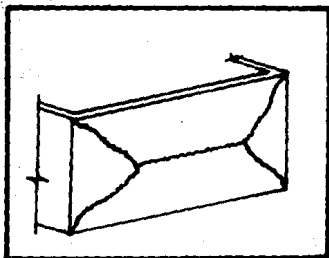


FIG. 1.9 (4) Ralla por Flexión.

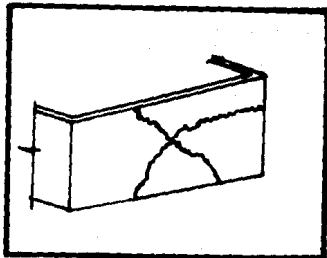


FIG. 1.10 (4) Ralla por Cortante.

Para lograr una buena eficiencia respecto a los muros de relleno de mampostería, los artículos siguientes nos explican los requisitos a seguir para lograrlo:

El Artículo 6 "Estructuración" del Capítulo II "Requisitos para el proyecto arquitectónico" (24) menciona que, el proyecto arquitectónico de una construcción deberá permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectar a la estructura de acuerdo con estas disposiciones, con particular atención a los efectos sísmicos.

Por lo que la planta del edificio deberá ser aproximadamente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, sin entrantes ni salientes significativas; la relación altura a dimensión mínima en planta no excederá de dos y medio y no habrá irregularidades ni discontinuidades significativas en

elevaciones.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico menciona los siguientes requisitos (24) que corresponden al método simplificado para Diseño por Sismo:

I. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las -- cargas verticales estarán soportadas por muros, los cuales -- tendrán una distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Como alternativa a los muros de distribución sensiblemente simétrica, el edificio podrá tener en cada nivel, al menos dos muros perimetrales de carga que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados.

II. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga ésta restricción y cada tramo resista según el criterio que marca el Artículo 7 de las presentes normas.

III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

El Artículo 33 "Muros" del Capítulo VI "Diseño por --

Sismo* nos indica que: (24)

I. Que los muros divisorios, de fachada o de colindancia que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y -- dalas en todo el perímetro del muro, por lo que su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las normas correspondientes.

Los castillos y dalas a su vez estarán ligados a los marcos, se verificará también que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y en su caso las torsiones que en ellas induzcan los muros. Se verificará asimismo que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

II. Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no retrinjan su deformación en el plano del muro. Preferentemente éstos muros serán de materiales muy flexibles o débiles.

1.4.4 DAÑOS POR SISMOS ANTERIORES.

Es de vital importancia al revisar las estructuras que han sufrido algunos daños pro sismos anteriores, ya que éstas pueden llegar a sufrir algunas nuevas fallas provocadas

por otro sismo y pueda producir el colapso total de la estructura (2,3).

El Artículo 15 "Clasificación de las acciones" del Capítulo II "Requisitos para el proyecto arquitectónico" menciona que: (24)

Las acciones accidentales son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden -- alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos -- breves. Pertenecen a esta categoría las acciones sísmicas, los efectos de viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Estas últimas acciones no se incluyen en general - en el diseño formal, pero puede ser necesario tomar precauciones, en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura en caso de que ocurran.

1.4.5 COLUMNAS CORTAS.

Se identifica con este término el caso en que las columnas de algunos ejes se encuentran restringidas a su deformación lateral por muros de mampostería o por pretilas de fachadas. Esta situación las hace mucho más rígidas, por lo que absorben una fracción mayor de las fuerzas laterales, - para lo cual no están generalmente diseñadas dando lugar a -

una falla frágil generalmente por cortante. (2.3)

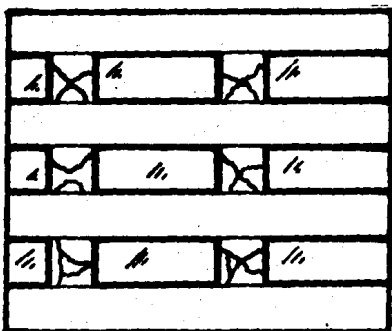


FIG. 1.11 (2) Fallas de columnas Cortas.

El Artículo 33 "Muros" del Capítulo VI "Diseño por sismo" hace referencia (24), a los muros divisorios, de fachada o de colindancia que contribuyen a resistir fuerzas laterales que se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las normas correspondientes. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las - - fuerzas axiales y en su caso las torsiones que en ellas induzcan los muros. Se verificará así mismo que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

1.4.6 CHOQUE ENTRE EDIFICIOS ADYACENTES.

El choque entre edificios adyacentes puede llegar a provocar el colapso de entrepisos enteros. Este tipo de falla puede achacarse a reducciones bruscas en la resistencia y rigidez de la estructura en dichos niveles, o a la influencia de modos superiores de vibración y algo también importante es el reducido espacio entre los edificios. (2.3)

El Artículo 7 "Separación de construcciones vecinas" -- del capítulo II "Requisitos para el Proyecto Arquitectónico" y el Artículo 39 "Estado Límite por choques contra estructuras adyacentes" del capítulo VI "Diseño por sismo", (24) mencionan que toda construcción deberá estar separada de sus linderos con los predios vecinos a una distancia no menor de 5cm, ni menor que el desplazamiento horizontal, calculado para el nivel de que se trate, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico y aumentado en 0.001, 0.003 o 0.006 de la altura de dicho nivel sobre el terreno en las zonas I, II o III respectivamente.

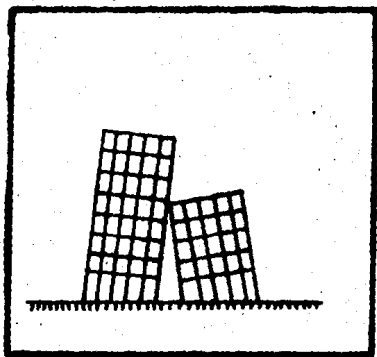


FIG. 1.12 (3) Falla por choque de edificios adyacentes.

1.4.7 SOBRECARGA EXCESIVA DE LA CONSTRUCCION.

Este tipo de fallas puede provocarse debido al mal uso de los edificios, ya que estos pueden ser diseñados con cargas que marca el reglamento para viviendas y ser utilizados como almacenes de mercancía, talleres u oficinas, las cuales exceden considerablemente las cargas supuestas en el diseño. (2.3)

El Artículo 23 "Factores de Carga" del Capítulo III -- "Criterios de Diseño estructural" nos indica que: (24)

I. Para combinaciones de acciones clasificadas como de -

categoría I en el Artículo 17, o sea que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables se -- aplicará un factor de carga de 1.4.

Cuando se trate de estructuras que soporten pisos en los que pueda haber normalmente aglomeraciones de -- personas, tales como centros de reunión, escuelas, - salas de espectáculos, etc., o de construcciones que contengan material o equipo sumamente valioso, el -- factor de carga se tomará igual a 1.5.

II. Para combinaciones de acciones clasificadas como de categoría II en el Artículo 17, o sea aquellas que - incluyen una acción accidental, además de las acciones permanentes y variables, se considera un factor de carga de 1.1, aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.

III. Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con el Artículo 16 de este capítulo.

El Artículo 30 "Cambios de Carga" del Capítulo V -- "Cargas vivas" indica que: (24)

"El propietario del inmueble será responsable de los - perjuicios que ocasione el cambio de uso de una construc--- ción, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado".

1.4.8 COMPORTAMIENTO INADECUADO DE LOSAS RETICULARES.

La mayoría de las losas planas en la Ciudad de México - son losas reticulares y exhiben en grado importante las ca--

racterísticas objetables del comportamiento de losas planas bajo excitación sísmica. Las estructuras que emplean losas planas son muy flexibles, las cuales pueden desarrollar bajas ductilidades y ocasionar fallas en las columnas.

Los esfuerzos cortantes que se pueden provocar por la suma de los efectos de cargas verticales y de un sismo en la periferia de la columna puede provocar una falla por cortante en la losa.

Otras fallas que pueden observarse en las losas son las grietas diagonales de tensión alrededor de los apoyos que -- sugieren falla incipiente por punzonamiento. La omisión de un volumen macizo de concreto alrededor de la columna también puede ser una causa de falla en este tipo de losas.

Una característica adicional de las losas planas en su -- poco espesor que, aunado al insuficiente confinamiento en las interacciones, no permite que se desarrolle suficiente adherencia con las varillas longitudinales de la columna como -- para cambiar de esfuerzos elevados de tensión a esfuerzos -- elevados de compresión, especialmente cuando estas varillas son de gran diámetro o están agrupadas en paquetes, y cuando se presenta un gran número de inversiones de momentos durante el sismo. (2.3)

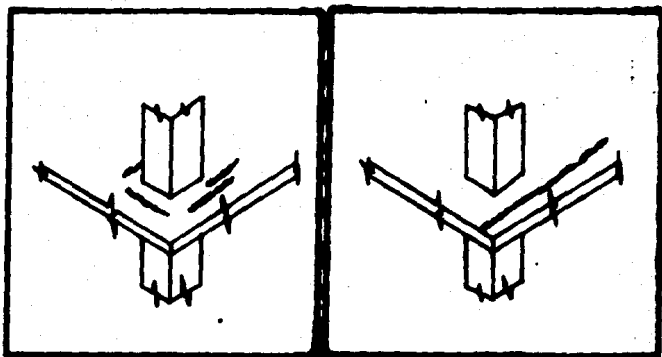


FIG. 1.13 (4) Grietas por punzonación. FIG. 1.14 (4) Grietas longitudinales.

1.4.9 EFECTO P-DELTA.

Este efecto corresponde a los momentos adicionales que las cargas verticales introducen a una estructura cuando esta sufre desplazamientos laterales elevados. (2.3)

El Artículo 37 "Estado Límite de Resistencia" del Capítulo VI "Diseño por sismo" indica que: (24) se verificará -- que tanto la estructura como su cimentación resisten las --- fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entre piso y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los que corresponden a otras sollicitaciones, y afectados por el correspondiente factor de carga.

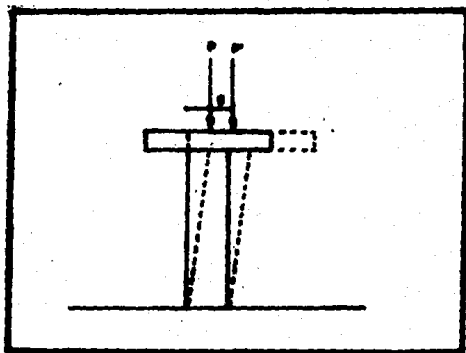


FIG. 1.15 (4) Falla por efecto P-Delta.

1.4.10 DAÑOS DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.

La intensidad de un sismo y el gran número de fallas en la estructura principal, pueden dejar a un lado la atención respecto al comportamiento de los elementos secundarios. -- Por lo que debe señalarse la elevada incidencia de fallas de escaleras, así mismo se les debe de dar gran importancia a las fallas de apéndices y azoteas, tales como tinacos y castas de elevadores. (3)

Dicho lo anterior se mencionan algunos porcentajes de las diferentes fallas que presentaron una gran cantidad de edificios durante el sismo de Septiembre de 1985, en la tabla 1.3

CARACTERISTICAS OBSERVADAS	PORCENTAJE DE CASOS
Pronunciada asimetría en rigidez	15
Planta baja débil	8
Columnas cortas	3
Mass excesiva	9
Asentamiento diferencial previo	2
Comportamiento inadecuado de la cimentación	13
Choques	15
Daños previos por sismos	5
Punzonamiento en losas reticulares	4
Falla de piso superior	38
Falla de piso intermedio	40

Tabla 1.3 (2) Características de Gatos Sísmicos en la Ciudad de México.
(19 Septiembre 1986).

1.5 DAÑOS NO ESTRUCTURALES.

Se puede considerar a un elemento como no estructural - cuando no participa en la resistencia y/o rigidez global de la estructura.

Generalmente a los elementos no estructurales no se les da la importancia que merecen y como resultado, se tiene que en cada tambor de cierta magnitud éstos presentan fallas; - por lo general los daños a elementos no estructurales se debe a la unión inadecuada de estos elementos con la estructura, o a una falta de rigidez de la misma.

Los daños no estructurales más comunes son. (6)

- a) Aplastamiento de las uniones entre la estructura y los elementos divisorios.
- b) Agrietamiento de los elementos divisorios de mampostería.
- c) Rotura de vidrios.
- d) Desprendimiento de aplanados, recubrimientos y elementos de fachada.
- e) Desprendimiento de plafones.
- f) Rotura de tuberías e instalaciones diversas.

Las fallas que presentan estos elementos suelen ser costosas, debido a los acabados arquitectónicos y en algunas ocasiones pueden ser un peligro para las personas que ocupan el inmueble, ó deambulan cerca de él.

Recordemos que el comportamiento dinámico de una estructura se encuentra descrito por las siguientes características dinámicas:

- . Magnitud y distribución de rigidez
- . Magnitud y distribución de masas
- . Valor del amortiguamiento.

Los elementos no estructurales pueden influir en el comportamiento dinámico de las estructuras, éste cambio en el comportamiento puede dar lugar a fallas de elementos estructurales y como consecuencia, poner en peligro la estabilidad global de la estructura.

La presencia de éstos elementos provoca aumento de peso en la estructura y en ocasiones, incremento en la rigidez de la misma cuando no se tiene la precaución de deligarlos correctamente, cambiando su comportamiento.

A veces éste cambio provoca un comportamiento desfavorable de la estructura, en algunos casos los elementos no estructurales provocan excentricidades importantes en planta. Y en otros casos los muros, pueden ayudar a la estructura a soportar las fuerzas sísmicas, aumentando la rigidez y el amortiguamiento.

En forma errónea y con la idea de que se va a evitar la falla se colocan elementos muy rígidos ligados a la estructura, los cuales deben considerarse en el diseño, de lo contrario fallarán éstos a los elementos estructurales adyacentes. Este fenómeno se presenta frecuentemente en pretilas de fachadas o muros cortos, ver figura 1.16 y 1.17

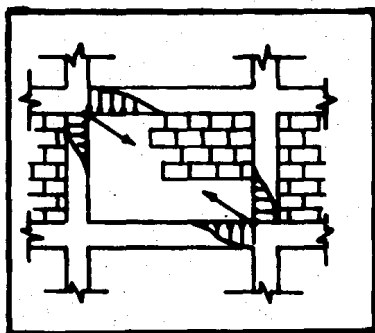


FIG. 1.16 (9) Malla por Elementos muy rígidos.

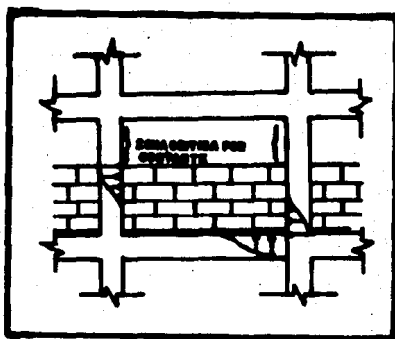


FIG. 1.17 (9) Malla por elementos muy rígidos.

Cuando se opta por colocar muros ligados a la estructura se deben considerar los efectos producidos por éstas en la estructura, un ejemplo de esto es el efecto del puntual, Figura 1.18

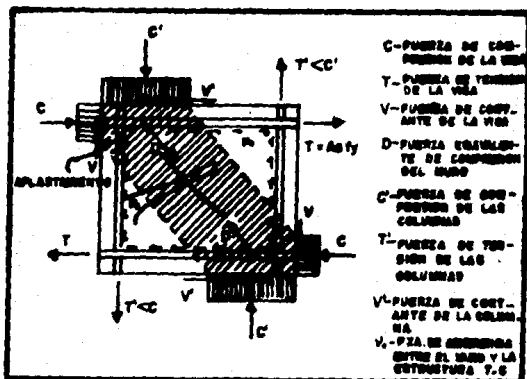


FIG. 1.18 (8) Efecto del puntal.

Se ha podido observar que entre menos se desplace una estructura, menos daños en elementos no estructurales tendrá.

Cuando se selecciona la solución de muros desligados se debe de garantizar la estabilidad de éstos elementos diseñándolos de tal forma que no representen un peligro para las personas.

Si se opta por desligar los muros, para evitar daños, se deberán calcular los desplazamientos de entre piso para dejar una holgura suficiente para que la estructura se mueva libremente, figura 1.19

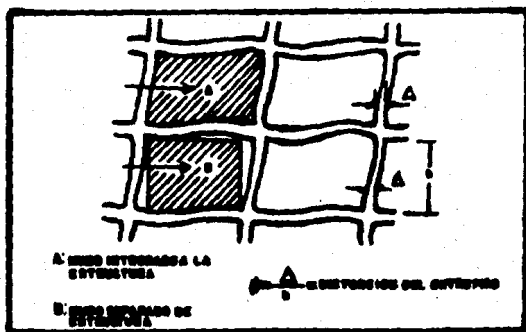


FIG. 1.19 (9) Cálculo de los desplazamientos de entre piso.

El Artículo 9 del Capítulo II: "Elementos no estructurales" menciona que:

Los elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, o que tengan un peso considerable, deberán ser aprobados en sus características y en su forma de fijación por el Director General de Obra y por el Director de la Seguridad Estructural en Obras en que este sea requerido. Tal es el caso de muros divisorios, de colindancia o de fachada, de escaleras y de equipos pesados, tanques tinacos y casetas.

El mobiliario, los equipos y otros elementos cuyo volteo o desprendimiento pueda ocasionar daños físicos o mate-

riales deben fijarse de manera de evitar daños.

El Artículo 8 Acabados y Recubrimientos explica que:(26)

Los acabados y recubrimientos cuyo desprendimiento pueda ocasionar daños a los ocupantes de la construcción o a -- los que transiten en su exterior, deberán disponer de sistemas de fijación aprobados por el Director General de Obra y -- por el Director de la Seguridad Estructural en su caso.

Particular atención deberá prestarse a los recubrimientos pétreos en fachadas y escaleras, a las fachadas prefabricadas de concreto, así como a los plafones de elementos prefabricados de yeso y otros materiales pesados.

Conociendo los daños que puede provocar un sismo de -- gran intensidad, como el del 19 de Septiembre de 1985, debemos de estar preparados para un futuro y poder afrontar mejor los problemas que éstos ocasionan, por lo que en el siguiente capítulo trata sobre la sistematización a seguir -- después de haberse presentado el siniestro.

SISTEMATIZACION DEL ANALISIS DE DAÑO.**2.1 GENERALIDADES.**

Durante el capítulo anterior se mencionó el origen de los daños sísmicos, así como los efectos que ha producido en las estructuras de concreto reforzado dentro de la Ciudad de México, sin dejar de mencionar la probabilidad de un macro-sismo en un futuro próximo, en el área que corresponde a la brecha de Guerrero, por lo que los daños estructurales y no estructurales estarán siempre presentes después de un sismo.

Por tanto, es de gran importancia establecer una metodología práctica, uniforme, completa y sencilla para realizar las evaluaciones e inspecciones de las estructuras que resulten dañadas por un sismo.

El objetivo de esta metodología no solamente es indicar que hacer durante la inspección, sino como llevarla a cabo. Por lo que es muy importante tener en cuenta la planeación y la organización previa a un sismo, en lo referente al desarrollo de todas las actividades que se vayan a realizar du-

rante la evaluación.

Una vez que se tiene bien definido el plan de trabajo es más sencillo poder llevar a cabo el levantamiento de la información de los edificios dañados por un sismo y crear un archivo de datos para luego analizarlos y poder tomar una decisión reduciendo la probabilidad de error, también durante la evaluación de las estructuras se presentan dos tipos de estudios técnicos, cada uno con diferente profundidad y que hemos llamado Preliminar y Detallado.

En la figura 2.1 se muestra el desarrollo que se puede seguir en la realización de la evaluación de estructuras dañadas por sismos.

2.2 PRIMER ESTUDIO TECNICO (PRELIMINAR)

El primer estudio técnico (preliminar) tiene como objetivo principal el determinar si los edificios dañados por un sismo brindan las condiciones de seguridad, servicio y estabilidad son las adecuadas para su ocupación, esto en base a la recolección de información y una evaluación visual del inmueble, en caso contrario se deberán establecer medidas de emergencia para la protección de los usuarios y a las construcciones vecinas. Asimismo determinar si la magnitud de los daños es lo suficientemente pequeña como para no requerir

mayores estudios.

Las condiciones de seguridad establecen si el edificio es habitable o bien si debe ser desocupado; las condiciones de servicio indican las restricciones bajo las cuales el edificio puede ocuparse; y por último las condiciones de estabilidad señalan las restricciones de acceso al edificio o a la zona donde se encuentra éste.

Si todas estas condiciones son adecuadas dentro de este primer estudio, se puede emitir directamente un dictamen técnico definitivo, en el cual se hace notar que la estructura en estudio cumple con todos los requisitos necesarios para su nueva ocupación. Sin embargo en caso de que la construcción no cumpla con estas condiciones se tiene que realizar un segundo estudio técnico más detallado del inmueble.

2.3 SEGUNDO ESTUDIO TECNICO (DETALLADO)

Este segundo estudio técnico (detallado) está basado principalmente en el dictamen técnico preliminar, además en la evaluación instrumental, las pruebas de laboratorio y en un análisis estructural, por lo que con esta información adicional se llega a una solución más completa.

Las condiciones en que se profundiza en este segundo estudio son; el grado de seguridad, servicio y estabilidad del inmueble las cuales son las mismas que se toman en el primer estudio técnico, además de definir la gravedad de los daños que presenta el edificio, con lo cual se puede de terminar si este puede ser reparado, reforzado, o en último de los casos si debe de demolerse.

Una vez completado este segundo estudio, se procede a la -- emisión del dictamen técnico definitivo, que incluirá el estado estructural del inmueble y sugerencias sobre las medidas necesarias para llevar a cabo su reparación, refuerzo o demolición; que consisten en restituir a la estructura sus condiciones originales y aumentar sus condiciones de resistencia original respectivamente.

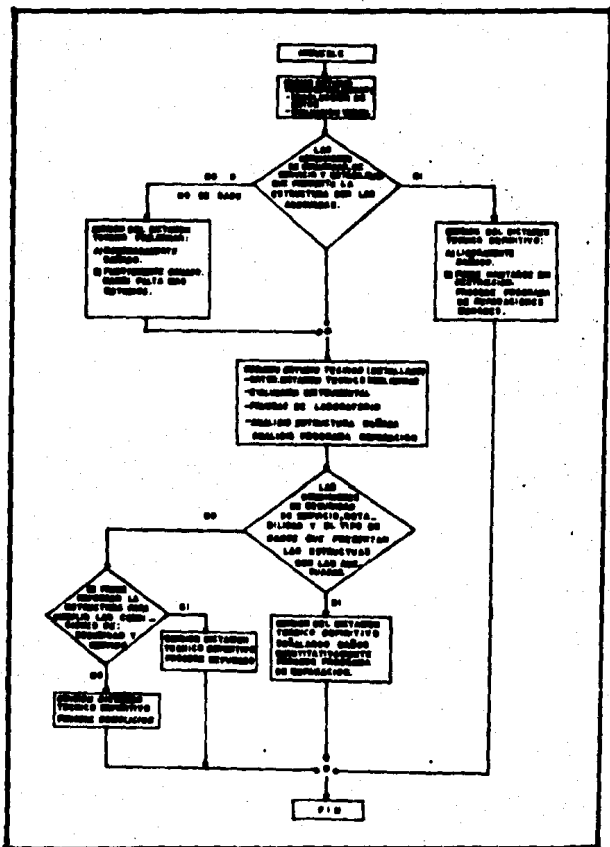


FIG.2.1 Diagrama de flujo de la Sistematización del Análisis de daños.

2.4 CRITERIOS DE EVALUACION DE DAÑOS DEL D.D.F.

El Departamento del Distrito Federal, tras el sismo del 19 de Septiembre de 1985, ante la posibilidad de que un buen número de edificios de la Ciudad de México se encontrarán en mal estado o en condiciones inadecuadas para resistir futuros sismos, decidió que era indispensable hacer una revisión generalizada de los inmuebles (25).

La clasificación de los edificios según su capacidad sísmica es la base con la que el Departamento del Distrito Federal tomó las acciones necesarias a fin de garantizar la seguridad de los habitantes de la Ciudad de México.

El objetivo de este criterio según el D.D.F. es efectuar una evaluación de la capacidad sísmica de los edificios de estructura de concreto reforzado con más de 5 niveles y de uso público, ubicados en la Ciudad de México.

Dicha evaluación consta de tres niveles a saber:

Primer nivel.- Se basa en una inspección visual del inmueble, que permite clasificar su nivel de seguridad -- con base en la observación de su estructural, del comportamiento de su cimentación, de su ubicación y del de terioro que presente.

Segundo nivel.- Clasifica dos edificios según su nivel

estimado de seguridad sísmica, en forma más precisa -- que el nivel # 1. Esta clasificación permite definir si el nivel de seguridad es adecuado, o si se debe --- efectuar una evaluación detallada (nivel #3) que deter mine finalmente la necesidad de realizar un proyecto - de reparación o refuerzo.

Tercer nivel.- Consiste en un análisis detallado de la estructura, y éste es necesario si así se desprende - el resultado que se obtiene de los dos primeros nive-- les.

Cabe mencionar que el primer nivel de esta evaluación - se asemeja a lo que en el inciso 2.2 de este capítulo llama mos primer estudio técnico o preliminar con la diferencia de que aquí; si se cumple con las condiciones de seguridad, ser vicio y estabilidad se procede a emitir el dictamen técnico definitivo.

Por su lado el tercer nivel se parece al segundo estu-- dio técnico o detallado, ya que es un análisis basado en el dictamen técnico preliminar, así como de una evaluación ins trumental, en un análisis de la estructura y en pruebas de - laboratorio.

Es de hacer notar, sin embargo, que el segundo nivel es un paso intermedio ya que realiza un análisis de resistencia sin profundizar demasiado. Además de que en éste nivel in cluye las dimensiones de los claros, las alturas de entrepi so y las secciones de todos los elementos de sustentación - (columnas y muros) en cada planta.

En los capítulos 3, 4 y 5 hacemos referencia a cada uno de éstos tres niveles de evaluación.

2.5 ASPECTOS SOCIALES Y LEGALES QUE AFECTAN AL DICTAMEN TECNICO DEFINITIVO.

Los planteamientos que se han venido manejando se han desarrollado quizás desde el punto de vista técnico, considerando que teóricamente toda construcción puede repararse. Sin embargo es importante tomar en cuenta que una buena solución práctica no solo depende de aspectos técnicos, sino también, de aspectos económicos, sociales, legales y políticos; en la figura 2.2 se muestra en forma esquemática algunos de los problemas que podrían surgir antes de que la posible solución técnica pueda llevarse a cabo.

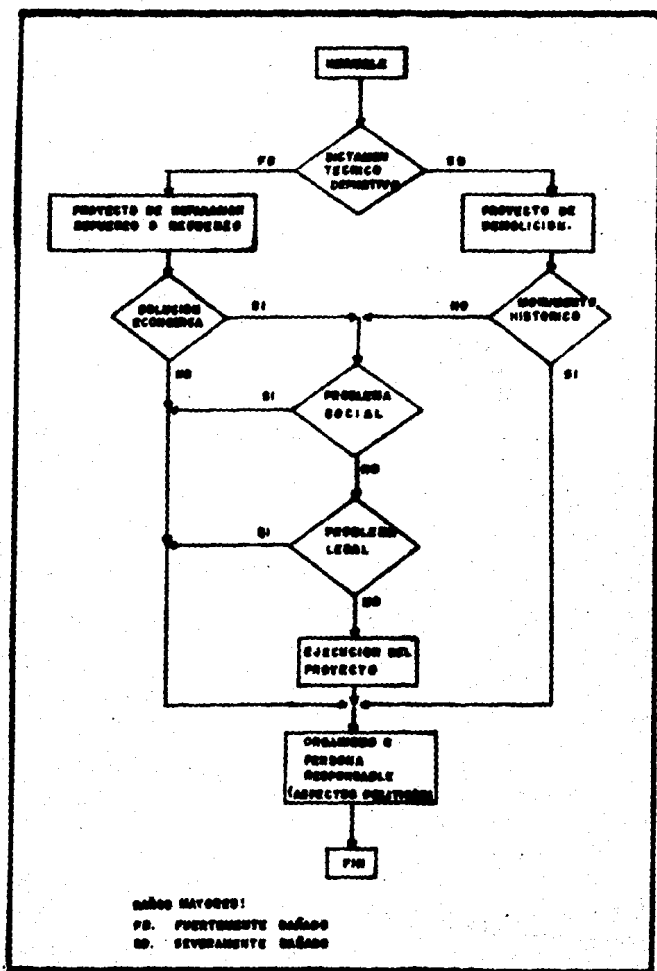


FIG.2.2 (1) Diagrama de flujo de las repercusiones económicas, sociales, políticas y legales del dictamen técnico definitivo.

EVALUACION VISUAL.

3.1 GENERALIDADES.

Después de los efectos de un sismo devastador es indispensable llevara cabo inmediatamente la evaluación del riesgo que representan las construcciones dañadas, para la seguridad de sus habitantes y de la población en general.

La evaluación visual consiste en una revisión detallada de toda la estructura, y su principal objetivo es la identificación general de los daños existentes, así como para poder comprender el sistema estructural y su comportamiento ante el sismo.

El éxito del procedimiento de recolección de datos dependerá significativamente del nivel de preparación de la comisión encargada de la inspección, la cual es la encargada de llevar acabo las evaluaciones, así como de quien la encabeza.

Esta comisión deberá estar integrada cuando menos por:

. Un jefe de la comisión (un Ingeniero Estructuralista).

. Un auxiliar técnico (un Ingeniero Civil o Arquitecto)

La función del jefe de la comisión será principalmente:

- a) Inspeccionar la edificación.
- b) Verificar la completa realización del formulario de inspección.
- c) Preparar informes diarios, semanales y finales.
- d) Tomar la decisión final de la inspección.
- e) Ser el responsable de la labor y seguridad de la -- comisión.

El auxiliar técnico estará encargado de las siguientes actividades: (10)

- a) Completar el formulario de la inspección.
- b) Ayudar en la evaluación de daños y elaboración de - informes.
- c) Revisar los dimensionamientos de la estructura.
- d) Tomar fotografías.
- e) Recolectar información acerca del edificio.
- f) Realizar esquemas.
- g) Marcar y señalar la edificación.

3.2 PROCEDIMIENTO PARA UNA EVALUACION VISUAL.

Durante la inspección visual deberán tomarse las medidas de seguridad elementales, procurando evitar las zonas de colapso inminente, por lo que el uso de un casco de protección para el inspector es obligatorio.

Para una correcta evaluación de los daños y sus causas es necesario identificar el sistema estructural del edificio en estudio; marcos rígidos con o sin contravientos, con sistema de piso de vigas y losas, o de losas planas sin vigas, macizas o aligeradas; muros de concreto reforzado; muros de mampostería con o sin contravientos; elementos precolados; alguna combinación de los sistemas anteriores, etc.

También es importante de ser posible tomar notas del sistema de cimentación empleado.

Para localizar los daños y cuantificarlos, durante la inspección será necesario revisar los desplomes y efectuar mediciones sobre los elementos más dañados, para la realización de una inspección más detallada será necesario llevar a cabo una evaluación mediante instrumentos la cual se abordará en el siguiente capítulo.

En la realización de la evaluación visual será necesaa-

rio el siguiente equipo de trabajo:

- a) Cinta metrica.
- b) Plomada o nivel.
- c) Martillo y cincel o desarmador.
- d) Flexometro metálico.
- e) Linterna.
- f) Grietometro (para medir el ancho de grietas - - (FIG. 3.1)
- g) Cámara fotográfica y binoculares.
- h) Libreta de anotaciones.
- i) Casco de protección.
- j) Botas de protección.
- k) Formatos de evaluación.

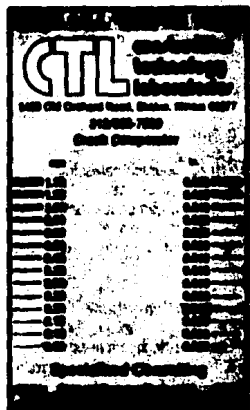


FIG. 3.1 Grietometro (20).

En la tabla 3.1 se presentan algunos criterios recomendables para la clasificación y la evaluación de los daños de una estructura. (6.11)

TIPO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN	IMPLICANCIA
Estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales.	No existe reducción en la capacidad sísmo-resistente. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la restauración de los elementos estructurales.
Estructural Ligera.	Craqueas de ancho de 0.5 mm. de ancho en elementos de concreto. Vibras y caídas de esplanadas en paredes y techos. Craqueas de ancho de 3 mm de ancho en muros de mampostería.	No existe reducción en la capacidad sísmo-resistente. No se requiere desocupar. La reparación consistirá en la restauración de los elementos dañados.
Estructural Mera.	Craqueas de 0.5 a 1 mm de ancho en elementos de concreto. Craqueas de 3 a 10 mm de ancho en muros de mampostería.	Existe una reducción importante en la capacidad sísmo-resistente. Debe desocuparse y mantenerse solo acceso controlado, previa rehabilitación temporal. Es necesario realizar un proyecto de reparación para la restauración y el refuerzo de la estructura.
Estructural Grave.	Craqueas de más de 1 mm de ancho en elementos de concreto. Desprendimiento del recubrimiento en columnas. Apilamiento del concreto, rotura de estribos y pérdida del refuerzo en columnas y muros de concreto. Apilamiento de losas planas alrededor de las columnas. Rotura en muros de mampostería. Desplazo en columnas de más de 1:100 de su altura. Desplazo del edificio de más de 1:100 de su altura.	Existe una reducción importante en la capacidad sísmo-resistente. Debe desocuparse y suprimirse el acceso y la circulación en la vecindad. Es necesario proteger la calle y los edificios vecinos mediante la rehabilitación temporal, o proceder a la demolición urgente. De ser posible deberá recurrirse a una evaluación definitiva que permita decidir si procede la demolición o bien el refuerzo generalizado de la estructura.

SEHA - 3.1 Criterios para Clasificación y Evaluación de daños (6,12)

3.2.1 OBSERVACIONES DURANTE LA EVALUACION VISUAL.

Generalmente las estructuras por inspeccionar después de un sismo se encuentran en uso, por lo que es necesario determinar tan rápido como sea posible si deben seguir siendo habitadas, si se deben desocupar o el de restringir su ocupación, ya que después de un sismo severo pueden presentarse réplicas que aún siendo de menor magnitud, pueden llegar a causar daños mayores a los edificios. Por otro lado existen edificaciones destinadas a servicios públicos (Hospitales, Escuelas, Almacenes, Estaciones de Bomberos, de Energía Eléctrica, telefónica, etc.), que requieren estar en servicio lo antes posible para realizar las labores de emergencia necesarias después de un sismo.

Con frecuencia las condiciones en que se realiza la inspección no son fáciles, ya que existe un ambiente de tensión nerviosa como consecuencia del sismo, también se difunden rumores sin fundamentos técnicos que atemorizan a la población, por lo que esto último presiona para que sus edificios sean inspeccionados.

Por lo anterior la comisión de inspección debe poner especial atención a los habitantes de los edificios, aclarando sus dudas respecto a la seguridad del mismo y exponerles las razones por las cuales se ha llegado a una decisión final, de

ello dependerá mucho la cooperación y confianza de los habitantes para llevar acabo las medidas de emergencia o para -- realizar futuras correcciones a las decisiones tomadas.

Durante la inspección pueden llevarse acabo algunas medidas de emergencia como son:

- a) La desocupación inmediata del edificio.
- b) La demolición parcial o total del inmueble.
- c) La reducción rápida de cargas excesivas.
- d) El apuntalamiento en zonas criticas.
- e) La fijación del equipo, tales como: tanques, tinacos y anuncios comerciales.

Es responsabilidad del inspector estudiar detalladamente caso por caso para llegar a una decisión final.

3.3 FORMATOS DE INSPECCION.

Para sistematizar el acopio de la información, es indispensable el uso de formatos prediseñados para tales efectos, de los cuales se hará mención más adelante, y deben incluir los siguientes conceptos:

- a) Identificación del edificio.
- b) Identificación del sistema estructural.
- c) Localización de daños en elementos estructurales.

- d) Localización de daños en elementos no estructurales.
- e) Identificación de problemas de estructuración.
- f) Identificación de problemas en la cimentación.
- g) Estimación de la posible causa del daño.

La metodología empleada para la recopilación y clasificación de datos debe ser uniforme y sencilla con el fin de evaluar desde un mismo punto de vista el daño físico y las pérdidas que se tienen.

La información no solo debe incluir el levantamiento de daños; si no también debe considerar todos aquellos elementos del edificio que se encuentran en buenas condiciones.

posteriormente se presentarán en el apéndice A los diferentes tipos de formatos que se pueden utilizar durante el levantamiento de datos de las estructuras dañadas; como el que propuso el profesor J. petrovski (del Comité de ayuda que Yugoslavia mandó en Septiembre de 1985), el cual se encuentra dividido en las siguientes áreas:

- I. localización y orientación del edificio.
- II. Descripción de la geometría y el uso del edificio.
- III. Descripción del sistema estructural.
- IV. Observaciones de la inspección.
- V. Recomendaciones y conclusiones.

También este formato se realizó con la finalidad de que la información obtenida quedará convenientemente ordenada para su procesamiento en computadora, este tipo de formato fué empleado basicamente por el Comité de ayuda que Yugoslavia - mandó.

El formato que el Departamento del Distrito Federal propuso comprende dos partes basicas, la que corresponde en sí a la evaluación visual, y la otra que comprende a las recomendaciones para su reparación; el formato que emitió la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología también comprende lo que es la evaluación visual de la estructura. Como son las características generales de esta, así también como su localización y el estado físico de las construcciones colindantes, también este formato presenta algunas recomendaciones a seguir después de haber realizado la evaluación. El formato que el Instituto de Ingeniería de la UNAM presentó: comprende basicamente lo que se refiere a la evaluación visual; como es el caso de los puntos siguientes: la localización del inmueble, su funcionamiento, el número de pisos, su sistema estructural, como también la clasificación de los daños.

En sí estos formatos tienen bastante similitud en la mayoría de sus puntos, como son: la localización del inmueble, su uso, la descripción del sistema estructural, la clasificación de daños, y las fallas que presentan, las diferen

cias que presentan estos formatos son; una que el formato - realizado por el profesor J. Petrovski fué diseñado con el fin de que la información quedara ordenada para procesarla en la computadora, y los propuestos por el Departamento del Distrito Federal y el de la Secretaria de Desarrollo urbano y Ecología, presentan el desarrollo de un pequeño dictamen, y por último el que el Instituto de Ingeniería de la UNAM presenta, éste comprende lo que se refiere a la evaluación visual.

Considerando los puntos más importantes de cada formato se propuso uno nuevo el cual se presenta en el apéndice B, este formato se realizó con la idea de presentar algo -- que tuviera los puntos más importantes de los anteriores -- formatos.

Con el objeto de tener mayor información del inmueble, -- como base para una mejor evaluación de sus condiciones estructurales, de servicio y consecuentemente como base para mejores recomendaciones y conclusiones se incluye en el -- apéndice A un cuestionario (10), propuesto por el Instituto Mexicano del Cemento y del concreto, aparte de los formatos ya mencionados.

3.4 CRITERIO PARA INSPECCION VISUAL DEL DDF (NIVEL 1)

Este nivel de evaluación se basa en una inspección vi-

sual del inmueble, que permite clasificar su nivel de seguridad con base en la observación de su estructuración, del comportamiento de su cimentación, de su ubicación y del de terioro que presente.

La recolección de la información se realiza con ayuda del formato correspondiente al nivel #1, estos se presentan dentro del apéndice A. A partir de dichos datos se identifican características que se asocian a un mal comportamiento sísmico y se clasifica la gravedad de cada una de ellas.

El procedimiento de evaluación consiste en asignar -- una calificación, a cada uno de cinco índices que representan los aspectos más relevantes que afectan la seguridad sísmica de una construcción. Los índices propuestos son - los siguientes (25):

- I. Estructuración en planta. Considera la distribución y rigidez de los elementos estructurales, -- así como las características de la forma en planta del edificio.

- II. Estructuración en elevación. Considera las características en elevación del sistema estructural, incluyendo la estimación aproximada del periodo - en función de la relación de esbeltez.

III. Cimentación. Identifica distintos problemas de movimientos de la cimentación que inciden en la estabilidad de la estructura.

IV. Ubicación. Toma en cuenta la situación geográfica del inmueble dentro de la ciudad así como su interacción con los edificios colindantes.

V. Deterioro. Refleja el grado en que la capacidad sísmica ha sido afectada por sismos previos o por la edad.

Cada índice se califica en tres niveles que se asocian a los términos bajo, intermedio, y alto, según la relevancia del problema. Sin embargo es esencial el criterio de la persona que efectúa este levantamiento, sobre todo en la interpretación de la importancia con que los conceptos que se involucran en cada índice que presentan en un edificio determinado.

La calificación de cada índice se asigna un valor numérico. La suma de las calificaciones correspondientes a los cinco índices define el nivel de seguridad sísmica, del cual depende la necesidad de proceder a un nivel superior de evaluación.

ESTRUCTURACION EN PLANTA.

El aspecto principal por identificar es la asimetría en la disposición y rigidez de los elementos estructurales (y de los supuestamente no estructurales que pueden contribuir a la rigidez), lo que da lugar a efectos de torsión -- significativos. Además, la forma irregular de la planta -- así como la proporción de lado largo a corto excesiva y la presencia de huecos de grandes dimensiones y en posición -- asimétrica, también resultan perjudiciales.

La torsión puede calificarse alto cuando da lugar a -- una excentricidad de más de 20% de la dimensión de la planta en la dirección de la excentricidad, un caso particular son los edificios en esquina, con una o dos colindancias -- con marcos de rellenos por muros de mampostería, sin que -- existan elementos que compensen su rigidez. También los -- que tengan un cubo rígido de elevadores y escaleras en posición fuertemente asimétrica. La presencia de entrantes y -- salientes, especialmente en posición asimétrica, puede cali--ficarse alto si excede del 30% del área total en planta.

En cuanto a la relación de lado largo a corto, esta se considerará intermedia cuando sea mayor que 3.

La existencia simultánea de más de uno de los problemas

descritos anteriormente, deberá tenerse en cuenta de manera aditiva en la calificación, sin que esta exceda de: alto.

ESTRUCTURACION EN ELEVACION.

En este indice se incluyen factores de distinta naturaleza asociados con las características del edificio en elevación.

La proporción entre altura H y lado menor B, es un índice del periodo de la estructura (a mayor esbeltez el periodo es mayor), así como de la importancia de los momentos de volteo. De la referencia 26 se deducen las relaciones de esbeltez, en metros, para las cuales el periodo de la estructura podría quedar comprendido entre los periodos dominantes del terreno y cuya calificación será intermedio:

Zona del lago	$6 \leq H/B \leq 39$
Zona de transición.	$3 \leq H/B \leq 15$
Zona de lomas.	$2 \leq H/B \leq 6$

Adicionalmente, la discontinuidad en geometría, rigidez y resistencia, puede calificarse alto, cuando se presente -- una variación de estas características mayor a 30% en entropios consecutivos.

Otros factores dignos de tenerse en cuenta en la evaluación son: la doble altura de planta baja y la presencia de - columnas cortas, que deben penalizarse, así como la abundancia de muros divisorios en todos los pisos, distribuidos en forma simétrica, que deberá mejorar la calificación de este índice.

CIMENTACION.

Existen tres tipos de mal comportamiento que inciden en la seguridad ante sismo: el desplome; los asentamientos diferenciales y la emersión o el hundimiento uniforme.

El desplome se calificará alto cuando exceda de 2% de la altura total del edificio.

Con respecto a los hundimientos diferenciales se calificará alto una diferencia de nivel entre las bases de columnas contiguas igual o mayor que 0.8% de la distancia entre las mismas.

Para el hundimiento o emersión se sugiere considerar -- alto un valor de 40 cm o mayor.

UBICACION.

Uno de los factores a evaluar en este punto es la ubicación, dentro de la zona del lago, en un área en que la intensidad del sismo de Septiembre de 1985 haya sido mayor a la medida.

El otro factor es la colindancia con edificios, con los cuales pueda haber golpeteo durante el sismo. Se considera peligroso que existan edificios colindantes a una separación menor que 0.006, 0.007 y 0.008 de la altura del menor, en las zonas de lomas, transición y lago respectivamente, en especial si las alturas de los inmuebles son diferentes y no hay coincidencia en las losas de todos los niveles.

Se sugiere que cuando se presente una de las dos situaciones mencionadas el índice se califique como intermedio y cuando se presenten las dos se defina como alto.

DETERIORO.

El punto dominante en este índice es la detección de daños por sismos previos. Se excluyen aquellos casos en que se observen daños estructurales que de acuerdo con las Normas de Emergencia 1985 obligan a una reparación mayor y que deberán ser reportados directamente a las autoridades, así

como aquellos otros en que se haya llevado a cabo una obra de reparación mayor siguiendo dichas normas, debidamente autorizada por las autoridades del Distrito Federal.

Si existe evidencia de que el edificio ha sufrido daños en elementos no estructurales, únicamente, se asignará una calificación de intermedio.

Si ha habido daños estructurales causados por sismos anteriores a 1985, se calificará como alto, si se ha efectuado una reparación local, o intermedio si la reparación fué mayor.

También interviene el grado de degradación general de la construcción por efectos ajenos al sismo. Si el inmueble tiene más de 30 años de edad, o bien se observan evidencias de un mantenimiento deficiente como humedades; desprendimiento o deterioro de materiales, que afecten los elementos estructurales, la calificación se aumentará en un nivel.

EVALUACION DEL NIVEL DE SEGURIDAD.

A la calificación de cada uno de los índices que intervienen en la evaluación, se le asignará una calificación numérica "C" de acuerdo con la siguiente convención:

Alto : C=2

Intermedio: C=1

Bajo : C=0

El nivel de seguridad será la suma de las calificaciones correspondientes a los cinco índices:

$$S = \sum c_i$$

Para clasificar a los edificios según su nivel de seguridad sísmica, se distinguirán las construcciones del grupo A de las del grupo B, siguiendo los criterios del Reglamento del Distrito Federal.

La clasificación comprende tres categorías para el nivel de seguridad.

Categoría	Nivel de seguridad	
	Grupo A	Grupo B
1	- - -	0 a 3
2	0 a 5	4 a 7
3	6 a 10	8 a 10

Se considerará que el nivel de seguridad es adecuado cuando corresponda a la categoría 1. Si cae dentro de la categoría 2, será necesario proceder a realizar una evaluación adicional, con el nivel #2. En aquellos casos en que

el nivel de seguridad se encuentre en la categoría 3, deberá efectuarse una evaluación detallada (nivel #3) que defina si es o no necesario un proyecto de reparación o refuerzo.

Debe insistirse en que el procedimiento de evaluación - que aquí se presenta, únicamente pretende normar el criterio del evaluador, quien finalmente deberá proceder con base en su apreciación de cada caso en particular. Esto implica, -- por ejemplo, la posibilidad de ubicar una estructura en la - categoría 3, aún por causa de un solo índice, si los problemas asociados a este se manifiestan en forma exagerada.

Las inspecciones visuales y las informaciones que se -- obtienen representan un factor muy importante para la modifi- cación y desarrollo de nuevos metodos de análisis y diseño - sísmico de edificios, así como el de mejorar más la calidad de construcción de las estructuras.

Como resultado de una evaluación se puede encontrar no solo los puntos de vulnerabilidad inherentes a determinados sistemas estructurales, sino también los puntos de resistencia de éstos, por ello es conveniente efectuar un informe de la inspección, en el que no solo se presente un levantamiento de datos del edificio, si no que también se incluya una - interpretación técnica y adecuada de dichos datos.

EVALUACION INSTRUMENTAL

4.1 GENERALIDADES.

Los problemas más comúnmente observados después de un sismo son los daños estructurales que presentan una gran -- cantidad de edificios, por lo que es necesario llevar a cabo una evaluación con la que se pueda obtener una informa-- ción y el estado en que se encuentra la estructura.

Estas evaluaciones se llevan a cabo en una primera eta pa mediante una evaluación visual en el lugar donde se en-- cuentra el inmueble y la cual consiste en levantar un censo de las condiciones en que se encuentra la estructura, este tipo de evaluación ya ha sido descrita en el capítulo ante-- rior.

La evaluación instrumental es una forma de inspección -- más detallada, la cual consiste en el desarrollo de diferen-- tes pruebas que se le realizan a la estructura mediante una serie de aparatos, como son: el pachometro, esclerometro, -

vibrometro, inclinometro, extractora de núcleos de concreto y pulso ultrasonico, los cuales nos ayudarán a conocer con más profundidad el estado en que se encuentra el inmueble en estudio.

La aplicación de éstos instrumentos se describe dentro de éste capítulo.

Los resultados que se obtienen de cada una de las pruebas que se realizan a una estructura son vaciados a un cuadro de resumen (22), donde se anotarán los datos principales para la realización del análisis correspondiente de la estructura en estudio, este cuadro se encuentra al final de éste capítulo.

4.2 PACHOMETRO.

El R-Meter o Pachometro es un aparato que detecta el acero de refuerzo mediante la formación de un campo magnético, se puede medir la profundidad de recubrimiento del acero y estimar el diámetro de las varillas de refuerzo (22).

El aparato registra en una escala los disturbios ocasionados por cualquier material magnético externo que se interne en el campo magnético. La magnitud del disturbio se indica en la escala del instrumento el cual ha sido calibrado pa

ra leer directamente el diámetro de la varilla o a la distancia entre esta y el detector (recubrimiento de concreto).

El aparato esta formado basicamente por un cuerpo y un localizador, el cuerpo o detector es de forma de prisma rectangular y tiene una escala que sirve para determinar los diámetros de las varillas o el espesor de recubrimiento.

Las partes que integran el equipo son: las siguientes -
(ver figura 4.1)

1. Localizador.
2. Detector.
3. Carátula con aguja indicadora.
4. Enchufe del detector.
5. Botón de encendido.
6. Checador de batería.
7. Botón de ajuste a cero (zero Adj).

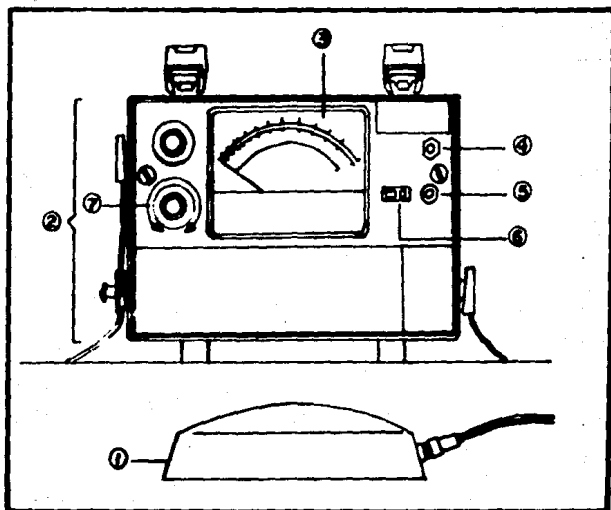


FIG. 4.1 (22) Pachómetro (R-Meter).

4.2.1 UTILIZACION DEL EQUIPO.

Quando se requiere determinar la posición de las varillas de refuerzo o estribos, se debe mover el localizador -- en dirección perpendicular a la que se supone que tienen las varillas, manteniéndose el eje del localizador en dirección paralela a ellas (ver figura 4.2).

La aguja del cuadrante se moverá hacia la derecha conforme -- el eje del localizador se acerque al de la varilla; se obten

drá una lectura máxima cuando la distancia entre la varilla y el localizador sea mínima. Utilizando un marcador se puede dibujar una línea sobre el concreto, que coincida con el eje del localizador cuando haya una lectura máxima. (22).

Para la determinación del recubrimiento o diámetro de las varillas, el aparato debe estar ajustado a cero antes de realizar la medición. Posteriormente se sitúa el localizador sobre la línea de localización de la varilla previamente marcada y colineal a ella.

La posición del localizador se debe afinar para obtener una lectura máxima; la forma como se hacen las lecturas son las siguientes:

a) Si se conoce el diámetro de la varilla, se entra con éste diámetro en la escala de la derecha, graduada de 10 a 40 mm ($\frac{3}{8}$ " a $\frac{16}{8}$ "), recorriendo las líneas circunferenciales hacia la izquierda, hasta llegar a la aguja. En este punto se sigue por la línea quebrada hasta llegar a la escala de recubrimientos graduada de 2 a 12 mm x 10; la lectura en ésta escala es la distancia entre la parte inferior de los electroimanes y la superficie de la varilla.

b) Si se conoce el recubrimiento y se desea conocer el diámetro en la escala de recubrimiento, siguiendo la línea --

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

quebrada hasta cortar la aguja. En este punto se sigue por las líneas circunferenciales hacia la derecha hasta llegar a la escala de diámetros de varillas, de donde se podrá -- leer dicho diámetro.

Cuando no se conoce ni el diámetro ni el recubrimiento de una varilla en una estructura, éstos valores se pueden - estimar utilizando el método de mediciones sucesivas que se describen a continuación:

Primero se localiza la varilla y se marca su posición en la superficie del concreto; posteriormente se toman lectu- ras del recubrimiento correspondiente a cada diámetro de la varilla, apoyando el localizador a diferentes distancias de la superficie del concreto.

Para colocar el localizador a distintas distancias del acero de refuerzo, se deben utilizar láminas de algún mate- rial paramagnético (aluminio o plástico) de diferentes espe- sores: 5, 10, 15 ó 20 mm. Con las lecturas obtenidas se hace una tabla en la que aparezca el recubrimiento para cada diá- metro y para cada espesor de lámina.

El diámetro con el cual el cambio de recubrimiento es - igual al espesor de la lámina usada, será el diámetro de la varilla que se desconocía; una vez conocido éste valor se --

puede determinar el recubrimiento como se mencionó anteriormente.

Este tipo de prueba puede llevarse a cabo en cualquier elemento estructural.

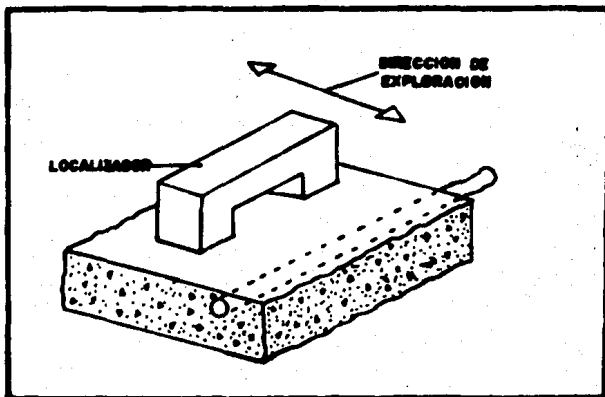


FIG. 4.2 (22) Detección de Armado.

Los datos que se obtienen en el campo se consignan en un reporte similar a la tabla 4.1

INFORME DE PRUEBA CON R. METRO					
NOMBRE:		MESA:		FECHA:	
CORA:				UBICACION:	
NIVEL	CLAS.	MEDIO LARG. SEP.	ACCES MATERIALES MONTAJE		OBSERVACIONES:
INSTRO:		FORMAS		REVISO:	
APARATO:					

TABAL 4.1 (22) Registro de prueba del Pachómetro.

4.2.2 LIMITACIONES.

El detector de armado proporciona resultados satisfactorios si los elementos estructurales están ligeramente reforzados y si las varillas no se encuentran a más de 20 cm de profundidad.

En secciones con altas concentraciones de refuerzo es prácticamente imposible determinar el recubrimiento de concreto y el diámetro del acero de refuerzo, debido a que el efecto del refuerzo secundario no puede ser eliminado.

Además, si la distancia entre las varillas es menor -- que 2 ó 3 veces la magnitud del recubrimiento, el efecto de las varillas paralelas a la varilla en cuestión influye de tal manera que las lecturas no pueden ser confiables.

4.2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

El Pachómetro es un instrumento de alta precisión, mediante el cual es posible realizar con gran exactitud la detección del armado de cualquier elemento estructural.

La gran ventaja que presenta la utilización del Pachómetro en el análisis de armados, es que la prueba realizada es no destructiva, es decir, no es necesario causar daños a

la estructura para llevar a cabo dicha prueba.

Con el Pachometro es posible determinar el diámetro de las varillas y el recubrimiento del concreto, pero representa una limitación, Esto es, en el caso en que las varillas se encuentran muy cercanas entre sí, no es posible obtener resultados exactos, como ya se explicó (22).

4.3 ESCLEROMETRO.

El Esclerómetro o Martillo de Schmidt es un instrumento utilizado para medir, mediante impacto, y de manera aproximada, la resistencia del concreto. Aunque aparentemente existe poca relación teórica entre la resistencia del concreto y el número del rebote del martillo, se han establecido correlaciones empíricas que, con ciertas limitaciones, dan buenos resultados.

Este tipo de pruebas es posible realizarlas en superficies con cualquier ángulo de inclinación; sin embargo es mejor utilizar el esclerómetro en posición horizontal o vertical, ya que el número de rebote cambia con la inclinación del martillo (22).

4.3.1 DESCRIPCION DEL EQUIPO.

El esclerómetro es un instrumento de forma cilíndrica -

de 1.8 kg. y 30 cm de longitud, las partes que componen este aparato son las que se ilustran en la figura 4.3.

1. Tapa posterior.
2. Resorte.
3. Resorte del percusión.
4. Resorte de absorción del impacto.
5. Barra guía.
6. Martillo.
7. Guía del indicador.
8. Indicador.
9. Escala.
10. Émbolo.
11. Botón disparador.
12. Tapa del émbolo.
13. Seguro.
14. Espeque.

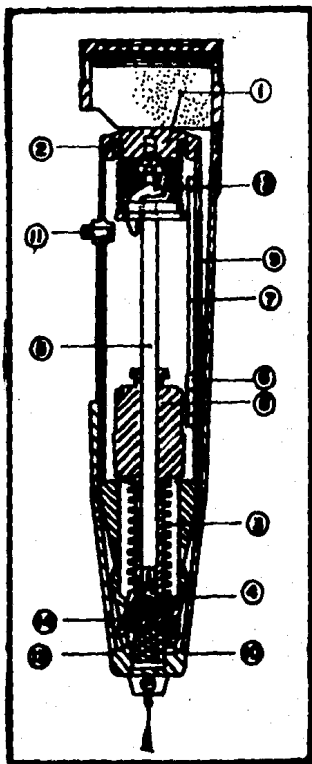


FIG.4.3 (22) Esclerómetro.

4.3.2 DESCRIPCION DE LA PRUEBA.

Este tipo de prueba se basa en el principio de que el rebote elástico de una masa depende de la dureza de la superficie contra la cual la masa incide.

En esta prueba del martillo de rebote una masa cargada por medio de un resorte recibe determinada cantidad de energía al extender este resorte a una posición determinada, de antemano y que es constante; ésto se lleva a cabo al presionar el émbolo contra la superficie de concreto que se va a probar.

Al ser liberada la masa rebota el émbolo, que sigue en contacto con la superficie de concreto, y la distancia recorrida por la masa se expresa como un porcentaje de la extensión inicial del resorte, a lo que se llama número de rebote; este número queda señalado por un indicador móvil sobre una escala graduada.

El número de rebote es una medida que depende de la energía acumulada en el resorte y del tamaño de la masa, ésto nos permite obtener una relación entre el número de rebote y la resistencia aproximada.

4.3.3 UTILIZACION DEL EQUIPO.

Para el desarrollo de esta prueba se recomienda seguir los siguientes pasos:

- a) Verificar que la superficie que se va a probar esté limpia y sea uniforme. Las superficies rugosas dan resultados más altos en el número de rebote -- que superficies uniformes del mismo espécimen. -- Además las propiedades del material de recubrimiento influyen en el rebote del concreto cubierto.

- b) Cuando el concreto que se va a probar no forma parte de una masa firme, debe sostenerse de modo que éste no ceda al impacto, ya que si llega a moverse durante la prueba, el número de rebote registrado será menor de lo debido. Los especímenes delgados menores de 10 cm. de espesor, que se deforman elásticamente bajo el impacto del martillo, darán un número de rebote que no es comparativo con el que se obtendría de un espécimen de mayor masa y del mismo concreto.

- c) Una vez revisados los puntos anteriores, se coloca el esclerómetro en forma perpendicular a la superficie que se va a probar y se ejerce una ligera --

presión sobre éste, quedando libre el émbolo. Se deja que éste alcance su máxima extensión eliminando la presión sobre el martillo. Una vez realizado esto, se vuelve a aplicar presión sobre el martillo, cuidando siempre que se conserve la perpendicularidad y que la presión sea uniforme hasta que la masa interna del martillo golpee la superficie de concreto.

De ninguna manera debe ser oprimido el botón disparador, mientras se hace lo anterior, sino hasta que la masa ha ya golpeado la superficie. Este botón fija el indicador en la escala integrada al esclerómetro, facilitando así la toma de lecturas.

Se recomienda de 5 a 10 ensayos para obtener una muestra representativa, eliminando aquellas lecturas que varíen en más de 5 unidades del promedio.

Se deben de evitar muestras en zonas que presenten huecos o áreas porosas. Se debe tener cuidado con muros menores de 10 cm de espesor y columnas de menos de 12 cm de espesor, debido a que se pueden presentar problemas de deformación elástica. (22)

4.3.4 REGISTRO DE DATOS.

Se recomienda para anotar los resultados de las pruebas efectuadas, una forma como la que se muestra en la tabla -- 4.2

PRUEBA No. _____				
TIPO DE ELEMENTO _____				

No. DE REBOTE	No. DE REBOTE PROM.	CORRECCION	Gr APROXIMADO	PC (kg/cm ²)

TABLA 4.2 (22) Registro de Datos Esclerometro.

En la columna 1 se registran las lecturas obtenidas -- del elemento en estudio.

En la columna 2 se anotará el número de rebote promedio de las lecturas de la columna anterior.

En la columna 3 se indicará el ángulo (α) en el que fué realizada la prueba a fin de utilizar la gráfica f'c VS. No. de rebote correspondiente.

La columna 4 servirá para anotar el valor obtenido de las gráficas, y en la columna 5 se indicará el f'c de proyecto del elemento para fines de comparación.

En el informe es necesario que aparezca la mayor información de datos posibles; tales como:

- Descripción de las características de la superficie de prueba.
- Composición del concreto.
- Edad del concreto al momento de realizar la prueba.
- Tipo de cimbra usada para el moldeo de la superficie de prueba.
- Ubicación del elemento estructural muestreado.
- Nombre del operador, así como el número de serie del instrumento utilizado.

Para obtener la resistencia aproximada del concreto en estudio es necesario, recurrir a las gráficas de f'c en función del No. de rebote, identificando la curva que represen-

ta la posición del esclerómetro en la que fué tomada la - -
prueba.

Sin embargo la prueba es sensible a los cambios de --
temperatura, dados los materiales de construcción del dis--
positivo, así como a variaciones locales en el concreto.

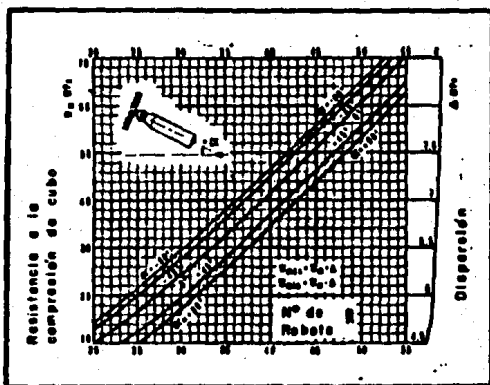


FIGURA 4.4(22) Gráfica de Correlación de datos.

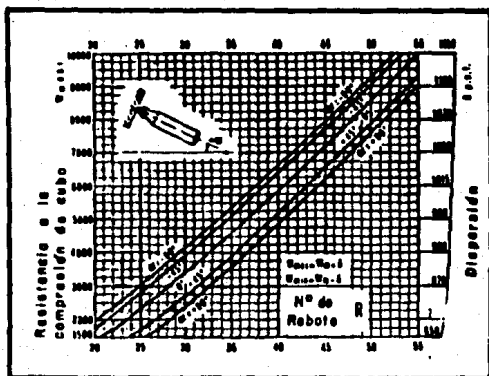
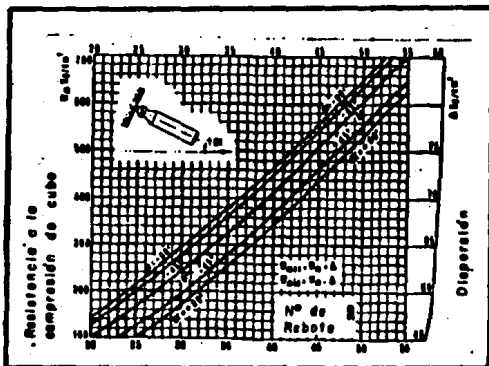


FIG. 4.4(22) Gráfica de Correlación de Datos.

4.3.5 LIMITACIONES.

Las limitaciones de las pruebas con esclerómetro se deben a que las curvas que relacionan el número de rebote con la resistencia a la compresión no consideran la cantidad de cemento, la composición granulométrica, el diámetro del agregado y la proporción agua-cemento en el concreto.

Sin embargo a estas limitaciones, el esclerómetro puede ser útil durante las evaluaciones de estructuras dañadas por sismos, mediante la comparación de varias mediciones de resistencia en diferentes lugares de un elemento estructural.

Otras de las limitaciones es cuando se tienen productos con piedras artificiales pequeñas, por lo que es necesario realizar diversos ensayos para determinar la relación entre el rebote y la resistencia.

4.3.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

Debe tomarse en cuenta que la utilización del esclerómetro solo debe usarse como un método comparativo entre concretos similares y como apoyo para pruebas de ultrasonido y extracción de corazones, ya que presenta desventaja el hecho de que un elemento de concreto en obra no recibe los mismos cuidados que en un laboratorio, ya sea por su tamaño o por

otros factores, ésto influye en el sentido de que la dureza superficial que se tiene es distinta a la dureza interna, - que es la que más importa. También el probar un mismo espécimen con dos esclerómetros éstos arrojaran resultados similares, pero nunca idénticos debido a distintos factores como son; los materiales, de fabricación de los instrumentos, la antigüedad del aparato e incluso al operador que lo maneje.

La utilización del martillo de Schmidt es sumamente -- sencilla, y si a ésto aunamos el poco peso del equipo se -- justifica la aceptación práctica que ha tenido este método de prueba.

4.4 VIBROMETRO.

La vibración es un término que describe la oscilación de un sistema mecánico. Esta se define en términos de frecuencia y de amplitud, el término de vibración se considera, en el tiempo, como una función senoidal o de forma armónica simple y la frecuencia se define en términos de ciclos por unidad de tiempo y la magnitud en términos de amplitud.

Por lo tanto es común que en las estructuras se presenten vibraciones, ya sea por causas naturales, tales como sismos, vientos, etc., o por acciones provocadas por el hombre

como son las explosiones, operación de máquinas, etc., Dichas vibraciones pueden lograr o alcanzar ciertos valores y resultar peligrosas; por lo tanto, es necesario conocer su intensidad, ya sea para diseñar estructuras, o bien, para conocer su comportamiento en condiciones de servicio, así como también conocer su estado después de un sismo y poder tener la seguridad de que cumplirán satisfactoriamente con el objetivo para el cual fueron diseñadas (22).

Para este tipo de inspección es necesario el vibrómetro el cual es un aparato que se utiliza para medir este tipo de vibraciones.

4.4.1 DESCRIPCION DEL EQUIPO.

El aparato consta del siguiente equipo:

- Detector de vibraciones.
- Amplificador de vibraciones.
- Accesorios tales como cables del detector, de corriente, para filtro, para grabadora, para galvanómetro y base para instalar el detector.

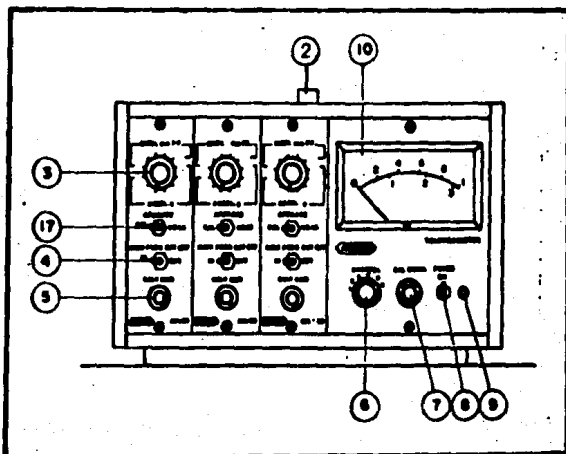


FIG. 4.5(22) Vista frontal y posterior del amplificador de vibraciones (con 3 canales).

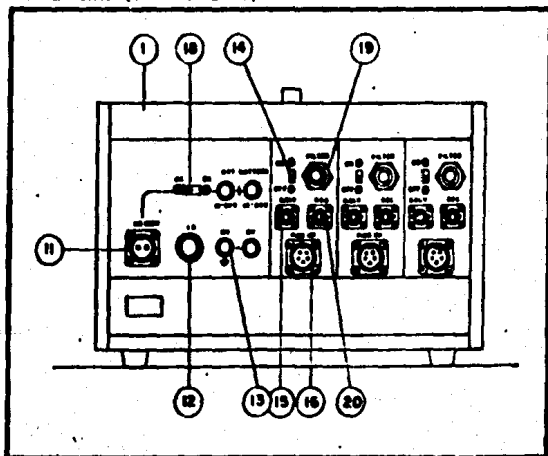


FIG. 4.5 (22) Vista frontal y vista posterior del amplificador de vibraciones (con 3 canales).

Las partes que forman este aparato son:

1. Caja.
2. Asa.
3. Disco de rangos.
4. Interruptor de filtros.
5. Botón "GALVGAIN".
6. Selector de Canal.
7. Botón "CAL SIGNAL".
8. Interruptor de energía.
9. Lámpara indicadora.
10. Indicador.
11. Conector.
12. Fusible.
13. Terminal para conector de la pila exterior.
14. Interruptor de filtro.
15. Conector GALV.
16. Conector del detector.
17. Interruptor de cambio para calibración y medición.
18. Interruptor AC, DC.
19. Conector del filtro.
20. Conector a grabadora.

4.4.2 DESCRIPCION DE LA PRUEBA.

La prueba en si es muy sencilla, ya que solamente se -

tiene que operar una grabadora para registrar las señales.

Una vez conectados todos los aparatos como es debido, conviene, primeramente, observar la señal en la pantalla indicadora para seleccionar el espectro que se va a grabar.

Por lo que es conveniente que en la primera grabación que se haga sea la de la señal de calibración, la cual se debe de registrar por un lapso de 2 a 3 minutos, si la velocidad de grabación es de 1.5 pulgadas por segundo.

Después de registrar esta señal es conveniente dejar un espacio de cinta en blanco para luego grabar la señal de aceleración o desplazamiento. Esta señal se debe grabar durante 5 minutos con el fin de tener un rango bastante amplio (22).

Es muy importante grabar tanto aceleraciones como desplazamientos, ya que en las aceleraciones se obtiene un menor, rango de error y, la señal de desplazamiento es más amplia; por lo tanto resulta más sencillo su análisis.

4.4.3 CRITERIOS DE SELECCION DE LA PRUEBA.

Es conveniente que la ubicación del sensor sea en un lugar en que las vibraciones registradas sean lo más amplias

y representativas posibles de la estructura de que se trata, ésto es de la siguiente manera; si se va analizar un edificio es recomendable que el sensor se coloque en el nivel más alto posible, ésto de preferencia en la azotea, para poder registrar, así, el máximo movimiento que sufre la estructura. Además dentro de la azotea es apropiado colocar el sensor sobre una columna, lo más cercano posible a ésta, o en un lugar en el que las lecturas no se vean afectadas por interferencias locales.

4.4.4 REGISTRO DE DATOS.

Se recomienda que el registro de los datos se haga mediante una grabadora para analizar posteriormente a la señal en el laboratorio.

Se deberá registrar la orientación en la que se colocan los sensores, el tiempo de inicio de la grabación y su terminación, así como la fecha y las condiciones en las que se realice el ensaye.

También se anotará la ubicación del edificio como el número de niveles que tiene.

El análisis y procesamiento de las señales en el laboratorio se hace a través de un analizador de señales de tiempo

real, capaz de procesarlas en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia. La salida de los resultados se puede obtener mediante un graficador interactivo conectado directamente a un analizador.

4.4.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

La utilización del vibrómetro es bastante sencilla; -- además de esta cualidad, tiene la ventaja de que es fácil de transportar rápido de colocar y muy sensible.

Otra de las ventajas que presenta este aparato es que se puede conocer la amplitud de las vibraciones en el momento de realizar el ensaye; además, si se realiza con ayuda de un analizador se puede conocer la frecuencia y la forma de las vibraciones.

La gran desventaja de este aparato es que no proporciona la magnitud del desplazamiento, sino únicamente su frecuencia.

4.5 INCLINOMETRO.

Es de todos bien conocido que gran parte de la Ciudad de México se asienta sobre arcillas, que por ser de gran compresibilidad causa hundimientos de estructuras, que si pa--

san de ciertos límites pueden ocasionar problemas de sobrecargas o de inestabilidad de las estructuras.

Por lo que de alguna manera es importante conocer el grado de inclinación y hundimiento por las estructuras, para lo cual se puede utilizar el instrumento llamado inclinómetro o medidor de desniveles.

También el inclinómetro es de suma importancia en el desarrollo de las evaluaciones instrumentales que se hacen a edificios después de un sismo, esto para conocer el grado de inclinación que haya sufrido la estructura, o bien el de confirmar su estabilidad vertical (22).

4.5.1 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO.

El inclinómetro consta de las siguientes partes.

1. Cuerpo principal.
2. Tubo secundario con burbuja de aire.
3. Tornillos de ajuste.
4. Tubo principal con burbuja de aire.
5. Vernier principal (disco para graduar inclinación).
6. Placas de apoyo.

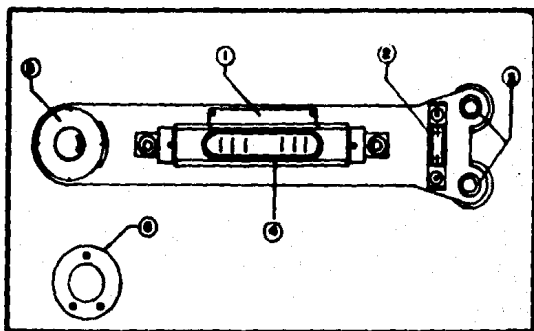


FIG. 4.6 (22) Inclinómetro.

La prueba se realiza en terreno natural o en elementos estructurales.

El aparato o aparatos se colocan en direcciones perpendiculares entre sí, se nivelan y por medio del vernier se -- obtiene la inclinación; donde se puede notar que el hundi--- miento será en dirección contraria a la que se mueva la bur--- buja del tubo principal.

4.5.2 UTILIZACION DEL EQUIPO.

Principalmente se coloca el inclinómetro en una zona que no es la prueba, esto para colocar la escala del vernier principal en cero y luego se nivela la burbuja del tubo secundario moviendo los tornillos niveladores en sentidos contrarios uno con respecto al otro, como se muestra en la figura 4.7.

Cuando se ha llevado a cabo lo anterior se procede a nivelar la burbuja del tubo principal, moviendo los tornillos de nivelación al mismo tiempo y en el mismo sentido -- uno con respecto al otro como se indica en la Fig. 4.8

Si se dispone de un solo aparato se obtendrá la inclinación en una sola dirección; si se tienen 2 aparatos se podrá obtener en forma simultánea la inclinación en direcciones perpendiculares.

Cuando se emplea un solo aparato, éste se coloca en la dirección deseada, si se tienen dos aparatos éstos se colocan en forma de T, sobre el suelo o superficie de interés. Se tiene que mantener la escala del vernier principal en cero para nivelar la burbuja del tubo secundario, una vez realizado esto, se nivela la burbuja principal moviendo el vernier principal, como se muestra en la figura 4.9, haciendo -

que la burbuja quede en el centro del tubo. Una vez que se ha hecho lo anterior, se marcará en la escala del vernier - principal la inclinación de la superficie, considerando lo siguiente (22):

Cada paso de la escala representa una inclinación de $1''$ (un segundo), una vuelta completa de la escala (0 a $360''$) significa una inclinación de $6'$, por lo que es importante - contar las vueltas completas que da la escala.

En la selección del lugar no hay un criterio específico, la única recomendación es elegir 3 ó 4 puntos, alrededor - de los cuales se desea obtener la inclinación.

La tabla 4.3 se puede utilizar como un registro para - esta prueba:

LUGAR DE MEDICIÓN	VUELTAS COMPLETAS DE LA ESCALA	VUELTAS PARCIALES DE LA ESCALA ($0''-300''$)

TABLA 4.3 (22) Registro de prueba.

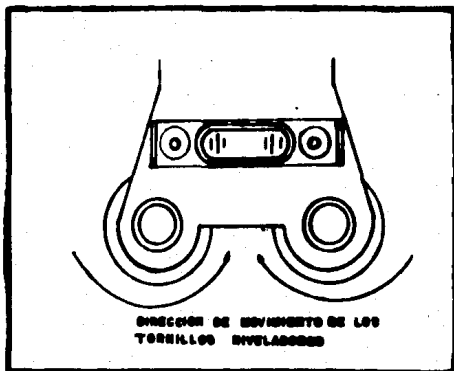


FIG. 4.7 (22) Inclinómetro..

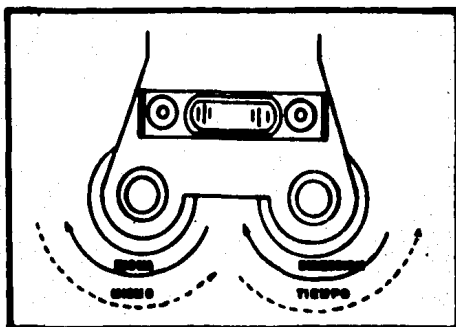


FIG. 4.8 (22) Inclinómetro.

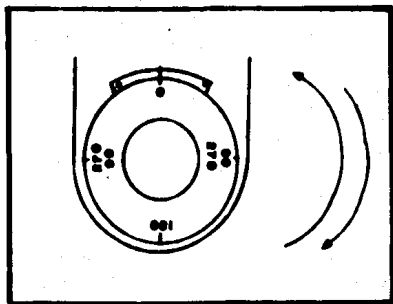


FIG. 4.9 (22) Inclinómetro.

4.5.3 INTERPRETACION DE LOS DATOS.

La inclinación se obtiene apartir de los datos obtenidos:

Sea A el ángulo medido en la dirección N-S y B el ángulo medido en la dirección E-W, si el vernier principal se coloca en la dirección S y W, la inclinación máxima será:

$$\sin C = \sqrt{\sin^2 A + \sin^2 B}$$

Pero como los ángulos A, B y C son muy pequeños, entonces: $\sin C \approx C, \sin B \approx B, \sin A \approx A$

$$C = \sqrt{A^2 + B^2}$$

Y para saber la dirección del hundimiento, se supone --
que el ángulo de la dirección a partir del eje N-S es .

$$\cos \alpha = \frac{A}{C}$$

$$\alpha = \arccos \frac{A}{C}$$

Por lo que el hundimiento se calculará, con respecto a
la dirección N-S:

$$H = L \cos \alpha \tan C$$

Donde L = es la longitud en la dirección N-S

Para obtener el desplome de un edificio, se puede pro-
ceder como se aprecia en la figura 4.10, donde el desplome
será:

$$X = H \tan A$$

H = altura del edificio.

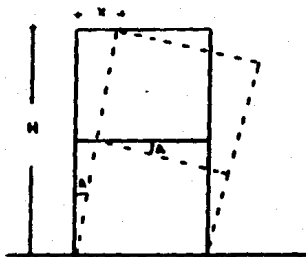


FIG. 4.10 (22).

4.5.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

VENTAJAS.

- Ocupa poco espacio, por su reducido tamaño.
- Es fácil de transportar.
- Se pueden realizar mediciones en áreas pequeñas de trabajo.
- Mediciones rápidas.

DESVENTAJAS.

- Al trabajar en superficies rugosas será necesario preparar estas superficies para poder trabajar.
- En claros grandes, debido a su corta distancia puede detectar sólo hundimientos locales, haciendo creer que las superficies presentan inclinaciones.
- Es bastante difícil el proceso de nivelación.

4.6 PULSO ULTRASONICO.

Existen diversos tipos de pruebas que se aplican al concreto para conocer sus propiedades; éstas se dividen en pruebas destructivas y no destructivas, según se afecte o no al material probado.

Una de las pruebas no destructivas es usando el pulso ultrasonico; con este aparato es posible determinar el grado de compactación y densidad del concreto. Esto se logra a través de mediciones de la velocidad ultrasónica sobre el material que se va a probar.

El pulso ultrasónico o V-Meter hace posible conocer en el concreto su homogeneidad, la presencia de grietas, los huecos, los cambios en el concreto debidos a diferentes causas como ataques del fuego, así como también la calidad del concreto (22).

4.6.1 DESCRIPCION DEL EQUIPO.

En la siguiente figura 4.12 se señalan las partes principales del equipo y el uso de cada una.

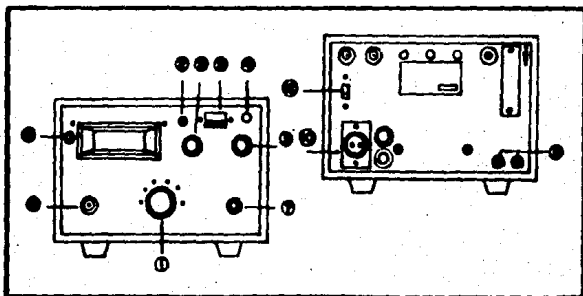


FIG. 4.12 (22) Pulso ultrasónico.

A) CASA FRONTAL.

1. Botón de fuente de energía: selecciona el tipo de -- fuente de energía con la que se va a operar el aparato, también sirve para poner a cargar la batería.
2. Foco piloto indicador: indica cuando el aparato está funcionando con corriente alterna o cuando la batería está cargandose.
3. Botón de rango: selecciona 0.1, 1.0 y 10 microsegundos en la carátula.
4. Botón para indicar las lecturas: activa el circuito de conteo, después de que se ha seleccionado la -- fuente de energía.
5. Botón de ajuste con patrón de referencia: calibra - el aparato.
6. Contacto del receptor: en este sitio se conecta el cable del transductor receptor. (1
7. Contacto del transmisor: en este lugar se conecta - el cable del transductor transmisor.
8. Foco piloto de verificación de rango B/R: se enciende cuando el tiempo de transmisión del ultrasonido - pasa el rango de lectura del aparato, o cuando no - hay concreto entre el transmisor y el receptor debi do al acoplamiento con la superficie del concreto.
9. Indicador de carga de la batería: señala el nivel - de carga de la batería interna.

B) CARA POSTERIOR.

10. Contacto de 3 vías: contacto para corriente alterna de 115 voltios ó 250 voltios para cargar batería.
11. Contacto de 1mm: entrada de corriente exterior de - 11 a 13 voltios.
12. Botón lateral: Sirve para seleccionar el número de pulsos por segundo (de 3 a 10 pulsos por segundo).

4.6.2 DESCRIPCION DE LA PRUEBA.

El circuito generador del pulso ultrasónico consta de 2 partes principales: una unidad central que genera pulsos - eléctricos de alto voltaje (500 voltios-1000 voltios) y dos terminales o transductores, de los cuales una es transmisor y el otro receptor.

El transductor transmisor convierte los pulsos eléctricos en impulsos de energía mecánica, que al ser aplicados -- sobre una masa sólida genera tres tipos de ondas:

- Ondas longitudinales.
- Ondas transversales.
- Ondas superficiales.

Las ondas longitudinales son las que interesan más en esta prueba, por su forma de transmisión y por ser las más - rápidas. Estas ondas representarán en mayor medida el estado que guarda el concreto, produce frecuencias de vibración entre 15 khz y 50 khz; siendo esta última la apropiada para el concreto.

Una vez que la onda se transmite a través del concreto, es captada por el transductor receptor, el cual convierte la energía mecánica en la onda de pulso electrónico. Después -

de recibida, se obtendrá el tiempo de tránsito de la onda en el concreto que, junto con la distancia entre transductores, se podrá saber la velocidad de pulso (ver la Fig. 4.13). --- Esta velocidad se compara con diferentes criterios existentes y es así como se conocerá el estado que guarda el concreto ensayado.

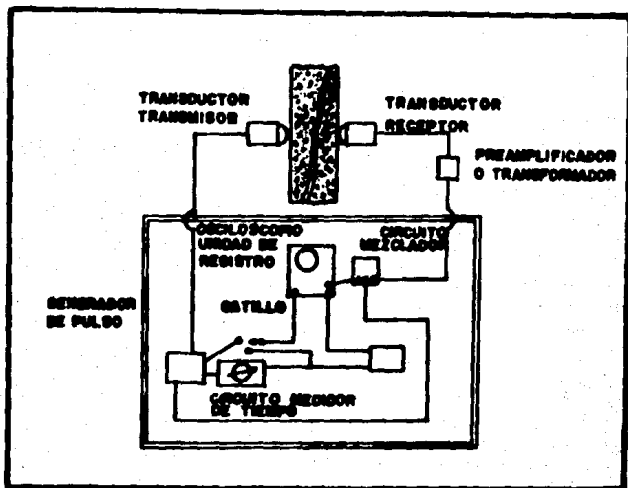


FIG. 4.13 Diagrama esquemático del pulso ultrasónico.

4.6.3 UTILIZACION DEL EQUIPO.

Una vez que se ha ensamblado el equipo como se muestra

en la figura 4.13, lo primero que se tiene que determinar es la fuente de energía con la que se va a utilizar el equipo; el V-Meter puede emplearse con las siguientes fuentes de energía:

1. Batería interna.
2. Batería externa.
3. Línea de corriente alterna.

Después de haber seleccionado la fuente de energía, se elige la muestra o el elemento que se va a ensayar y se toman tres lecturas como mínimo, anotando el tiempo de tránsito de la onda en el concreto y la distancia entre transductores o terminales; estas distancias no deben exceder de 400 mm y se recomienda que sean lo más constantes posibles para asegurarse de que las lecturas obtenidas sean uniformes (22).

Mientras sea posible deberá utilizarse la transmisión directa, ya que proporciona la máxima sensibilidad y provee una longitud de trayectoria bien definida. Sin embargo, algunas veces tiene que examinarse el concreto mediante el uso de trayectorias diagonales y, en estos casos, los arreglos semidirectos pueden usarse tomando en cuenta que las distancias que se van a medir serán en diagonal.

Se debe asegurar de que los transductores tengan un -- buen acoplamiento sobre la superficie del concreto; ésto se logra colocando entre la superficie de concreto y los transductores grasa de silicón, grasa para bomba de agua, etc.- En superficies muy rugosas se deberá usar jalea de petróleo, aunque se debe tratar de que la superficie del concreto esté lo más lisa posible. Al colocar los transductores sobre la superficie del concreto se debe:

-Procurar no moverlos, ya que se puede generar ruido y consecuentemente obtener lecturas erróneas.

-Mantener firmes los transductores hasta que la lectura sea definida.

4.6.4 CRITERIOS PARA LA SELECCION DEL LUGAR DE LA PRUEBA.

Antes de realizar la prueba es necesario efectuar un -- reconocimiento visual de los puntos que se van a ensayar, -- con el fin de determinar la rugosidad de la superficie, la presencia de huecos y fisuras que afectarán la prueba.

También es necesario quitar el acabado de la superfi-- cie con el fin de evitar resultados erróneos por la posi-- ble separación entre el acabado y el elemento que se va a -- ensayar. Cuando se tiene una superficie rugosa, es necesaa-

rio pulirla, con el fin de evitar que los transductores ob--
tengan una señal defectuosa.

En la figura 4.14 se muestran las opciones para insta--
lar los transductores en la superficie de prueba del espécí--
men. (22)

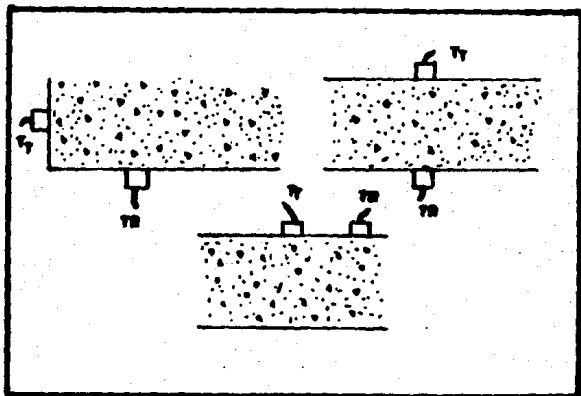


FIG. 4.14 (22) Colocación de los transductores.

Las condiciones de prueba influyen en la velocidad de -
pulso; por lo que se debè tener en cuenta lo siguiente

- a) La longitud de la trayectoria es insignificante --
cuando no es menor que 100 mm para un agregado de
20 mm, o no menor que 150 mm para un agregado de -
40 mm.

- b) La velocidad de pulso no se verá afectada al hacer mediciones en dos dimensiones diferentes del elemento, siempre y cuando no se varíe el ángulo recto entre ellos.
- c) La influencia del acero de refuerzo generalmente es pequeña si las barras se encuentran perpendiculares a la trayectoria del pulso; la influencia es significativa si las barras están en la dirección del pulso. Por lo que generalmente hay que evitar aplicar el pulso ultrasónico cerca de las barras de acero.

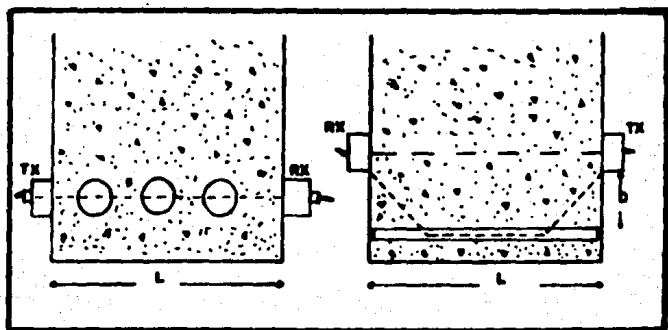


FIG.4.15 (22) Influencia del acero en el pulso ultrasónico.

El aspecto más importante que se debe considerar es el número de elementos ensayados, ya que entre mayor sea la --

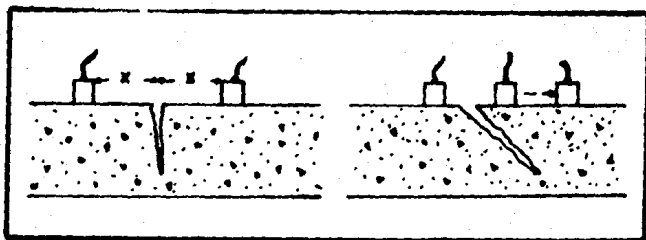
muestra se tendrán más elementos de comparación para poder obtener un juicio acerca de la calidad del concreto, la selección de los puntos es aleatoria.

Cuando se tienen grietas en el concreto, el pulso ultrasónico permite determinar su profundidad e inclinación. Para obtener la profundidad, las mediciones se harán colocando los transductores uno a cada lado de la grieta a una distancia x , procurando que sea en la parte más gruesa de la misma, como se muestra en la figura 4.16

Para determinar la inclinación, se colocan los transductores a los lados de la grieta y luego se mueve uno de ellos alejandolo de la grieta. Si al efectuar esta operación la lectura del tiempo de tránsito disminuye, significa que la grieta presenta inclinación hacia ese lado de no ocurrir lo anterior, se prueba el otro lado como se observa en la figura 4.16

Para el registro de estos datos es necesario una libreta de registro, una planta tipo o croquis de los puntos que se van a muestrear y datos del edificio.

Los datos que se obtienen se vacían en la tabla 4.5 -- (22).



4.16 (22) Toma de lecturas en grietas.

En la tabla No. 4.4 se muestra la clasificación de la calidad del concreto por medio de la velocidad de onda.

4.6.5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

El V-Meter proporciona grandes ventajas, entre ellas están:

- poco peso.
- fácil uso y manejo.
- pero sobre todo la confiabilidad en sus resultados, ya que en una forma rápida y sencilla permite conocer el estado que guarda el concreto del elemento ensayado.

Una de sus desventajas, es que los cables transmisores en varias ocasiones presentan falsos contactos debido al exceso de movimiento, con lo cual se dificulta efectuar las --

lecturas.

Velocidad de la onda longitudinal m/seg.	Condición del concreto.
Más de 4570	Excelente.
De 3650 a 4570	Buena.
De 3050 a 3650	Regular a dudosa.
De 2130 a 3050	Pobre.
Menos de 2130	Muy pobre.

Evaluación de la calidad mediante la velocidad de pulso según Agarwal y otros.

Velocidad de pulso m/seg.	Condición del concreto.
Más de 3000	Buena
De 2500 a 3000	Regular.
Menos de 2500	Pobre.

Velocidad mínima de pulso en unas cuantas estructuras típicas.

Tipo de obra	Velocidad mínima de pulso para su aceptación. m/seg.
Selecciones T de concreto preforzado	4570
Unidades de arraje de concreto preforzado.	4360
Muros de edificios de concreto preforzado.	4110
Losa de entrepiso.	4120

TABLA 4.4 (22) Clasificación de la calidad del concreto - por medio de la velocidad de onda según Leslie y Chasman.

1.7 EXTRACTORA DE NUCLEOS DE CONCRETO.

Como se sabe el concreto es una composición de materiales pétreos, cemento y agua, que durante su proceso de endurecimiento se puede ver afectado por factores tales como: el clima, los agregados, la dosificación, la calidad del agua, la utilización, entre otros.

Por lo que cuando se tiene duda sobre la calidad del concreto en algún elemento estructural, se pueden realizar una serie de pruebas al mismo elemento, sin necesidad de destruirlo en su totalidad; dentro de estas pruebas tenemos, la extracción y ensaye de núcleos de concreto, con la cual se determinan las propiedades y resistencia del mismo.

Tales características pueden ser:

- a) Resistencia.
- b) Módulo de elasticidad.
- c) Peso volumétrico.
- d) Composición petrográfica.
- e) Composición química.

4.7.1 DESCRIPCION DEL EQUIPO.

El equipo es un conjunto de elementos cuyo fin es efec-

tuar cortes en el concreto y consta de las siguientes partes:

1. Motor.
2. Soporte.
3. Eje del taladro.
4. Caja de engranaje.
5. Base.
6. Poste principal.
7. Seguro de ruedas.
8. Ruedas.
9. Tapa del interruptor.
10. Roturador de seguridad.
11. Enchufe.
12. Placa.
13. Perno de arranque.
14. Mango.
15. Pernos fijos.
16. Tuercas.

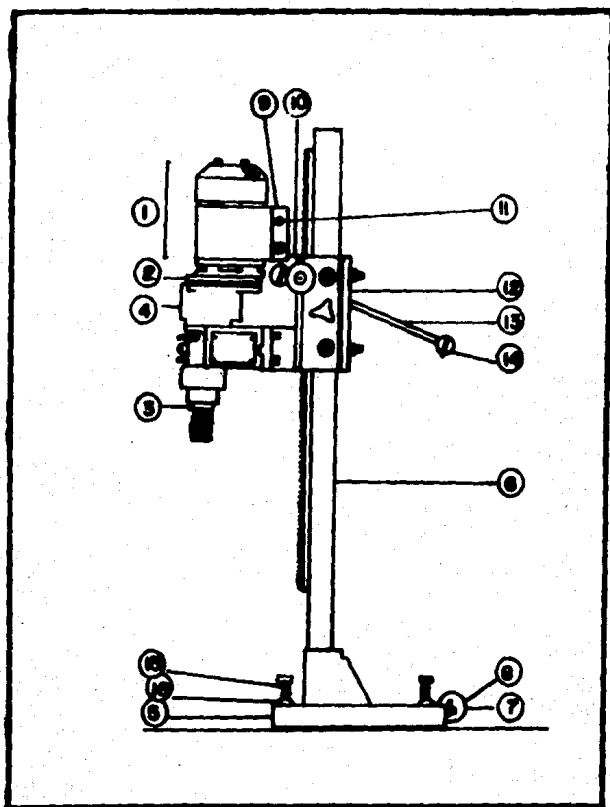


FIG. 4.11 (22) Extractora de núcleos de concreto.

4.7.2 DESCRIPCION DE LA PRUEBA.

La extracción de núcleos de concreto es la primera pa

te de la prueba; y consiste en obtener un cilindro con las siguientes características:

El espécimen deberá tener un diámetro, de preferencia, de tres veces el tamaño máximo del agregado utilizado en la fabricación del concreto en estudio, y cuando menos de dos veces el tamaño máximo de dicho agregado; deberá obtenerse en superficies planas o con una tolerancia máxima del 5% de pendiente.

cuando se ha extraído el espécimen se debe cortar en cada extremo por lo menos 1cm, una vez realizado los cortes, el espécimen debe tener una relación altura/diámetro igual a 2 ($A/D=2$), como máximo, e igual a 1 ($A/D=1$), como mínimo.

Un punto importante es que los núcleos obtenidos en estructuras con un ambiente superficial seco, deberán permanecer durante siete días a $23\pm 2^{\circ}\text{C}$; cuando las condiciones de servicio del concreto sean de humedad constante, se curará durante 48 hr. en agua de cal. (22)

4.7.3 CRITERIOS DE SELECCION DE PUNTOS DE ENSAYE Y OBTENCION DE NUCLEOS DE CONCRETO.

Los puntos de donde se extraerá el núcleo de concreto dependen de lo siguiente (22).

- a) Profundidad suficiente para garantizar dos veces el diámetro utilizado para el corte, después de cortar el cilindro de ensaye.
- b) Espacio para la extracción, libre de obstáculos, como acero de refuerzo o instalaciones ahogadas.
- c) Concreto con más de 14 días de colada la mezcla.
- d) Ancho suficiente para obtención de un cilindro, en corte rectangular.
- e) Selección centrada, lejos del acero de refuerzo.
- f) Obtención en forma perpendicular al plano de extracción.
- g) Firmeza de la sección la cual deberá estar libre de deformaciones elásticas del elemento que se va a -- muestrear.

Quando se ha obtenido el núcleo de concreto se deben de considerar los siguientes aspectos:

- a) Las bases deben ser planas y practicamente lisas, - no mayores del 5% de pendiente.

- b) Las bases deben prepararse con una tolerancia, no mayores de 1mm del promedio de la suma de alturas y diámetros.

Para realizar el ensayo de los núcleos de concreto, se debe tener presente que existe un efecto de la relación altura/diámetro sobre el valor de la resistencia en el momento de efectuar el ensayo. Los cilindros deben tener una relación de dos veces la altura sobre el diámetro del núcleo extraído, pero en ocasiones esto no se lleva a cabo.

El diámetro depende de la broca y de las dimensiones del elemento estructural que se va a analizar. Si se obtiene un núcleo más largo, el problema se soluciona al recortar el núcleo con la relación 2/1, pero si el corte produce un núcleo menor, se deberá considerar la siguiente relación de factores de corrección (22):

Relación altura/diámetro.	Factor de corrección de la resistencia.
2.0	1.0
1.75	0.99
1.50	0.97
1.25	0.94
1.00	0.91

Estos valores corresponden a coeficientes de corrección que deberán aplicarse a las resistencias obtenidas de los cilindros extraídos, cuyas dimensiones de relaciones

altura/diámetro sean menores a una relación igual a dos.

4.7.4 REGISTRO DE DATOS.

El registro de datos se presentará en un informe que contenga lo siguiente:

1. Número de identificación, localización y orientación de la perforación.
2. Características del concreto que va a examinar.
3. Diámetro promedio del espécimen.
4. Longitud del espécimen antes y después del cabeceo.
5. Resistencia a la compresión, con aproximación de 1 kg/m².
6. Observación con respecto al tipo de falla, tamaño máximo de agregados huecos o cualquier defecto del espécimen.
7. Condiciones de curado y humedad aplicada al elemento.

8. obra en estudio.
9. Máquina utilizada.
10. Operador.
11. Fecha de extracción.
12. Revisor.
13. Autorización.

4.7.5 INTERPRETACION DE DATOS.

La obtención de los núcleos debe ser totalmente aleatoria, al analizar la resistencia de cada proyecto, por lo que se recomienda efectuar por lo menos tres extracciones de núcleos de concreto cada 40 m³ colados, considerando para el mismo volumen una cantidad máxima de cinco extracciones, o cada 450 m² de superficie que se va a muestrear.

El concreto analizado de la zona de extracción de núcleos se considera estructuralmente aceptable, si el promedio de, cuando menos tres cilindros probados representa el 85% del valor esperado de la resistencia y ningún ensaye tiene menos del 75% del mismo valor esperado.

Se pueden considerar los valores reales en esta prueba, si el 91% de los resultados son similares en los ensayos de los núcleos obtenidos y si la prueba se realizó conforme a las normas.

4.7.6 VENTAJAS Y DESVENTAJAS.

Para el análisis de resultados hay que tomar en cuenta que quizá el muestreo, el curado y las pruebas de compresión de los cilindros no se haya efectuado correctamente y, por lo tanto no sean representativas del 100% de la prueba.

Los valores obtenidos con este método corresponden a valores recomendables, siempre y cuando se sigan las normas acreditadas para la extracción y ensayo de núcleos de concreto, con lo que se asegura una uniformidad en las pruebas que se van a analizar, gracias a lo cual se obtienen datos que se pueden comparar con los de cualquier otro ensayo (22).

4.8 CRITERIO DE EVALUACION DE DAÑOS DEL D.D.F. (NIVEL 3).

Los dos primeros niveles de evaluación están orientados a efectuar la revisión masiva de edificios mediante procedimientos simplificados, pero rápidos y económicos, que permitan distinguir aquellos casos, menos numerosos, en que sea necesario proceder a una evaluación detallada.

Por una evaluación detallada se entiende aquella que determina la capacidad sísmica del edificio, siguiendo los procedimientos de análisis y revisión que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El resultado de esta evaluación puede concluir finalmente con la necesidad de efectuar la reparación o el refuerzo de la estructura. (5)

INSPECCION DE MATERIALES PARA PERITAJE				
OBRA:		FECHA:		
ESCLEROMETRO	Nº DE PRUEBAS	RESISTENCIA PROMEDIO		
		COLUMNA:		
		LOSA:		
		TRABE:		
V. METER	Nº DE PRUEBAS	PROF DE BARRA MAXIMA	CALIDAD DE CONCRETO	
		COLUMNA:	MALO	REGULAR
		LOSA:	BUENO	
	TRABE:			
PACHOMETRO	Nº DE PRUEBAS	DISTANCIA ARMADO LONG		DISTANCIA ARMADO TRANS
		COLUMNA:		
		LOSA:		
		TRABE:		
TOPOGRAFIA				
OBSERVACIONES:				

TABLA 4.6 (22) Hoja de resumen de los instrumentos.

MODELO MATEMATICO, ANALISIS ESTRUCTURAL
Y EMISION DEL DICTAMEN.

5.1 GENERALIDADES.

Durante los dos capítulos anteriores se han venido mencionando los métodos de evaluación que se hacen a las estructuras dañadas por sismos con las cuales se ha obtenido una información muy valiosa respecto al inmueble y que será posteriormente ordenada para su aplicación en un análisis estructural que se le realiza al edificio en estudio.

La creación de un modelo matemático es indispensable en el desarrollo del análisis de una estructura, ya que las hipótesis que haga el ingeniero sobre el comportamiento de la estructura dañada en cuestión redundaran en la realidad de sus cálculos.

El análisis estructural forma parte de los últimos estudios que se realizan a un edificio que ha sufrido daños causados por un sismo, y el cual obtiene sus datos principalmente de las observaciones realizadas durante la evaluación visual y de la evaluación instrumental, tales datos son: La --

resistencia actual del concreto, el módulo de elasticidad y el estado en que se encuentra éste, así como la resistencia y las condiciones que presenta el acero de refuerzo, también de la información obtenida se obtienen los momentos de inercia de cada uno de los elementos estructurales del inmueble, ya que es de vital importancia. Todo esto nos dará la pauta del estado de deterioro del edificio.

5.2 MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA DAÑADA.

Entendemos aquí como un modelo matemático la representación del comportamiento de un sistema estructural mediante - formulas o expresiones matemáticas.

Los modelos matemáticos tienen una serie de ventajas - que hacen de ellos una poderosa herramienta para la resolución de problemas de ingeniería. En primer lugar son relativamente sencillos de construir y su complejidad depende, sobre todo, del grado de habilidad matemática del constructor. El uso creciente de las computadoras permite su utilización con la ventaja enorme de poder efectuar cálculos largos y -- tediosos, que a mano tomarían meses, en solo unos cuantos mi nutos o segundos (28).

La técnica básica de la construcción de un modelo matemático consiste en los siguientes pasos:

1. Establecer la lista de variables y constantes del sistema.
2. Asignar símbolos a cada una de las variables y constantes.
3. Elaborar las ecuaciones que representen el funcionamiento del sistema.
4. Simplificar los sistemas de ecuaciones.
5. Manipular y observar el comportamiento del modelo.

Estos pasos, seguidos con cuidado, permiten construir modelos de la mayoría de las situaciones que se encuentran en ingeniería.

Sin duda alguna que la geometría del edificio, los materiales, tipo de conexiones de los elementos estructurales, la resistencia del concreto, del acero, el módulo de elasticidad, el área de cada elemento, sus inercias, son puntos importantes para la elaboración del modelo matemático.

Una vez presentados los datos y considerando el criterio del ingeniero, éste puede modificar en base a alguna hipótesis concebida por él, la estructura del modelo matemático.

Un aspecto importante de mencionar es que el modelo matemático no es la representación exacta y comportamiento de la estructura, si no que es una forma de como podría comportarse, considerando que todos los datos y cálculos son co---

rectos.

Siempre es recomendable dejar claro que suposiciones o hipótesis se hacen para cada uno de los elementos estructurales y desde luego para toda la estructura cuando se forma el modelo matemático.

No debemos dejar de mencionar que el edificio es un todo por lo tanto su análisis debe ser global, ya que por lo general el análisis de los marcos se realiza separadamente, olvidando que su comportamiento está ligado, por lo que esto trae problemas.

Es importante señalar de que cuando se tiene un sistema complicado es indispensable la aplicación de un análisis tridimensional, para poder conocer con claridad su comportamiento, también es muy importante considerar la torsión durante el análisis de estructuras, pero cuando éste cree incertidumbre en su cálculo o bien que el método de cálculo del R.D.F. sea incongruente, también es indispensable la utilización de un análisis tridimensional.

5.3 ANALISIS ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS DAÑADAS.

A continuación se describe brevemente algunos de los muchos aspectos que difieren entre una estructura sana y una

nada por efectos de un sismo.

La presencia del desgajamiento del concreto y del acero que alcanzó la fluencia en un elemento estructural, siempre presentará un riesgo para la estructura en general, por lo cual la realización de un estudio detallado es de gran importancia, el cual siempre considerará la resistencia de su capacidad de carga, la resistencia del concreto y principalmente la resistencia del acero y el momento de inercia del elemento. La inercia del elemento se puede considerar igual a la calculada cuando se obtuvo por primera vez, siempre y cuando se sustituya el acero dañado y que el núcleo de concreto se encuentre intacto, este caso se ilustra en la figura 5.1

Este caso se puede analizar como una viga empotrada con una discontinuidad, considerando desde luego que su inercia se considera igual a la diseñada.

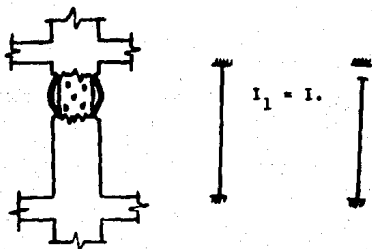


FIG. 5.1 Tipo de daño.

Cuando solamente se tiene la presencia de figuras menores a 0.5 mm de ancho en elementos de concreto, estas medidas por un grietometro, no es indispensable hacer un estudio y análisis de obtención de su momento de inercia, simplemente la aplicación de resinas epóxicas será más que suficiente para dejar en condiciones este elemento. cuando las figuras que se tienen son de 0.5 mm a 1 mm de ancho en elementos concreto reforzado ya no es recomendable la aplicación de resinas, si no que es mejor ya la propuesta de un proyecto de reparación, donde se analicen la resistencia del concreto, acero, módulo de elasticidad y el momento de inercia del elemento.

La presencia de una falla por cortante en una columna es de mucha importancia, ya que ésta, pone en peligro la estabilidad de la estructura, por lo que ésta tiene que ser reparada inmediatamente, el análisis de este elemento se puede considerar como una viga doblemente empotrada con un apoyo móvil intermedio, teniendo presente que su inercia se verá reducida, ver figura 5.2

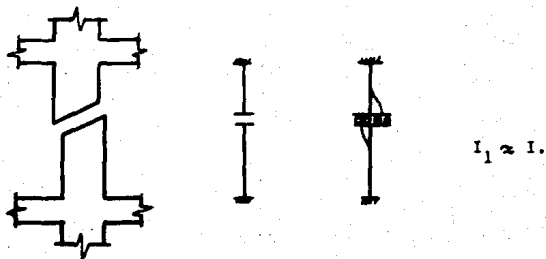


Fig. 5.2 Daño por Cortante.

Una columna que presenta una reducción de su núcleo de concreto y que su acero no haya fluido, simplemente se procede a obtener su inercia para llevar a cabo su análisis. Es decir se obtiene la inercia de la parte que sufrió el daño, - por separado de la que quedó en condiciones normales.

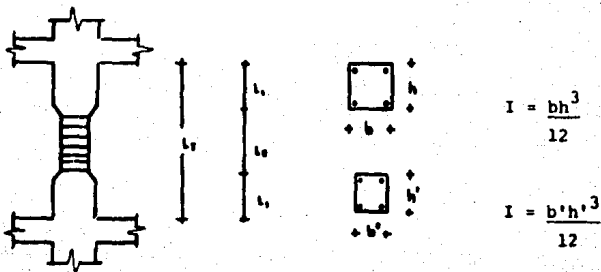


FIG. 5.3 Tipo de Daño.

Una vez analizados y obtenidos todos los datos de la --

estructura puede pasarse al siguiente paso que es el análisis estructural.

5.4 ANALISIS ESTRUCTURAL Y PROYECTO DE REPARACION.

En ocasiones durante el análisis estructural que se le hace a un edificio afectado por un Sismo, se realiza conjuntamente el análisis de daños y su reparación, ya que el ingeniero, desde el momento en que observa o analiza los daños del inmueble concibe la idea o forma de reparar la estructura.

Durante el análisis se consideran como datos principales: La resistencia del concreto, del acero, el módulo de elasticidad de ambos, así como las áreas y momentos de inercia de los elementos estructurales, durante el análisis debe considerarse la presencia de los muros de relleno y de carga, tanto de tabique o de concreto reforzado, ya que éstos influyen considerablemente en la estructura cuando se presenta un sismo.

Para una mejor visión del desarrollo de un análisis estructural se anexa en el Apéndice C un ejemplo práctico de una revisión de una estructura dañada por el Sismo del 19 de Septiembre de 1985. (27)

5.5 EMISION DEL DICTAMEN.

Con base en la evaluación visual y la evaluación instrumental y en función de los daños que presenta una estructura dañada por un sismo se tienen las siguientes opciones:

1. **Daño Estructural Grave.** cuando la estructura presenta una reducción importante en su capacidad sismo-resistente, debe desocuparse y suprimirse el acceso, y en función del análisis realizado, se puede proceder a la demolición o bien al refuerzo generalizado de la estructura.

Este tipo de daño se presenta por ejemplo cuando se tienen grietas de más de 1 mm de ancho en elementos de concreto reforzado, la presencia de desprendimiento del recubrimiento en columnas, aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del acero de refuerzo.

2. **Daño Estructural Fuerte.** Ocurre cuando la estructura presenta una reducción importante en su capacidad sismo-resistente, debe desocuparse y mantener solo acceso controlado, previa rehabilitación temporal, en base a la realización del proyecto de reparación, se puede proceder a su restauración y refuerzo de la estructura.

Este tipo de daño es característico cuando se presentan grietas de 0.5 mm a 1 mm de ancho en elementos de concreto reforzado y cuando se tienen grietas de 3 a 10 mm de ancho en muros de mampostería.

3. **Daño Estructural Ligero.** Aquí la estructura no presenta reducción en su capacidad sismo-resistente, - por lo que su reparación consistirá en la restauración de los elementos dañados.

Este tipo de daño se tiene cuando se presentan grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de -- concreto, fisuras y caídas de aplanados, así como - grietas menores de 3 mm en muros de mampostería.

4. **Daño no Estructural.** Aquí la estructura solamente requiere la restauración de sus elementos no estrucrales dañados.

CONCLUSIONES

En el desarrollo de este trabajo se precisaron algunos puntos sobre el origen y efecto de los sismos sobre las estructuras de concreto reforzado y especialmente a las de la Ciudad de México.

Lo descrito en el primer capítulo de este trabajo tuvo como objetivo fundamental el presentar algunas de las causas que hicieron posible que bastantes estructuras sufrieran daños, aunadas a la fuerte acción del Sismo, por lo que al tener conocimiento de estas fallas puede lograrse que posteriormente puedan evitarse.

Una forma sencilla para llevar a cabo el levantamiento de datos y los pasos a seguir durante esta inspección, queda claramente expuesto dentro del segundo capítulo el cual muestra un diagrama de las posibles soluciones y problemas que pueden tenerse después de haber realizado las evaluaciones.

Para poder determinar si un edificio puede ser ocupado nuevamente, se deberán hacer ciertas evaluaciones tanto visuales como instrumentales, éstos dos tipos de inspecciones tienen como objetivo fundamental el de investigar y analizar

cada uno de los elementos estructurales, del inmueble, así como la capacidad de resistencia de sus componentes y desde luego, evaluar si éste cumple con las condiciones de seguridad, servicio y estabilidad.

Si la estructura cumple con todos estos requisitos puede decidirse su inmediata ocupación.

Cuando el inmueble requiere de una mayor información se procede a realizar un análisis estructural, el cual empleará la información obtenida de las evaluaciones visuales e instrumental. El resultado de este análisis decidirá si el edificio puede o no ser reparado, por lo que el dictamen debe - de ser lo más preciso, en sus recomendaciones.

Durante el desarrollo de este trabajo se pudo constatar que en la mayoría de los casos, los elementos secundarios tales como cubos de escalera, casetas de elevadores, etc. no son considerados en su totalidad en el análisis y reparación de daños, a pesar de que intervienen de manera importante en el comportamiento sísmico de la estructura.

A pesar de la información que se tiene acerca de este tema cabe señalar la necesidad de más investigación que permita elaborar análisis de daños y proyectos de demolición, - reparación o refuerzo estructural de una manera más racional.

REFERENCIAS .

1. Instituto Internacional de Mampostería de Concreto, ---
E.U.A.
"Informe sobre el Sismo de México del 19 de Septiembre
de 1985".
Revista IMCYC, Vol. 23, No. 176
México. Enero, 1986.
2. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
"Efectos de los Sismos de Septiembre de 1985, en las -
construcciones de la Ciudad de México. Aspectos Estructu-
rales."
Segundo informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
México, Noviembre, 1985.
3. Dr. Rosenblueth, Emilio, Dr. Meli Roberto.
Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción --
del Area Metropolitana de la Ciudad de México, de la --
Comisión Nacional de Reconstrucción.
"El Sismo del 19 de Septiembre. Sus efectos en la Ciu-
dad de México."
Revista IMCYC. Vol. 24, No. 180.
México Mayo, 1986.
4. Iglesias, J. Jesús, Robles, F. V. Francisco, González C.
Oscar M. de la Cera, A. José.
"Reparación de Estructuras de Concreto y Mampostería."
Universidad Autonoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.
México. Noviembre, 1985.
5. Castillo H., J. Alberto.
"Ingeniería Sísmica (apuntes de la materia primera par-
te).
Universidad La Salle, Ingeniería Civil.
México, 1985.

6. Loera, S.
 "Manual para Evaluar Daños causados por Sismos en Estructuras de Concreto Reforzado."
 Departamento del Distrito Federal.
 México, Marzo, 1982 (OP.Cit. ref.4)
7. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
 "Participación del IMCYC en los trabajos ocasionados - por los sismos de septiembre de 1985"
 Revista IMCYC Vol. 23, No. 175
 México, Noviembre, 1985.
8. Park, R. y Paulay T.
 "Reinforced Concrete Structures".
 J. Wiley, 1975. (Op. Cit. ref. 19)
9. Stark Feldman, Roberto.
 "Procedimientos para la reparación de estructuras dañadas elementos no estructurales".
 Revista IMCYC, Vol. 23, No. 176
 México, Enero, 1986.
10. Pérez Caballero, Javier
 "Criterios para la evaluación de daños".
 Revista IMCYC, Vol. 23, No. 176
 México, Enero, 1986.
11. Mendoza, C.J.
 "Manual para evaluar daños causados por sismos en estructuras de mampostería."
 Departamento del Distrito Federal
 México, Mayo, 1982. (Op. Cit. Ref. 4)
12. Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.
 "Informe Preliminar".
 México 1985 (Op. Cit. ref. 23)
13. United Nations Economic Commission for Latin America -- and the Caribbean.
 Eclac 1985 (Op. Cit. Ref. 23)

14. S.K. Singh, L. Astiz, J. Hauskovi.
Bull Seismol Soc. Am. 71827 (1981) (Op.Cit. ref.23)
15. S.K. Singh, M. Rodríguez J.M. Espindola
Ibid 74.267 (1984). (OP. Cit. ref. 23)
16. J. Kellecher, L. Sykes, J. Oliver.
J. Geophys Res. 78.2547 (1973) (Op.Cit. ref. 23)
17. L.V. Lefevre and K.C. Mc. Nally
J. Geophys. Res. 96.4495 (1985) (Op. cit. ref. 23)
18. L. Astiz and H. Kanamori
Phys Earth Planet Int. 34,24 (1984) (Op. cit. ref. 23)
19. K.C.Mc Nally and J.B.Minster
J. Geophys Res. 86.4949 (1981) (Op. Cit. ref. 23)
20. W.D.Iwan.
Ed. Proceedings of the International workshop on
Strong Motion. Instrumen Arrays
California Institute of technology Pasadena, 1978. - -
(Op. Cit. ref. 24)
21. University of California
B.A. Bolt and N. Abrahamson, Bull
Seismol Soc. Ams, 1247 (1985) (Op. Cit. ref. 23)
22. Constructora Rioboo
"Manual de Instrumentos".
México, D. F.
23. J.G. Anderson, P. Bodin, J.N. Brone, J. Prince, S.K.
Singh
R. Quas, M. Onate "Strong Ground Motion from the Mi--
choacan, México Earthquake."
Institute of Geophysic and Planetary Physics.
University of California, San Diego.

24. Propuesta del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción.
"Propuesta para el Nuevo Reglamento de construcciones - para el Distrito Federal."
México, Octubre, 1986.
25. Secretaria General de Obras del Departamento del Distrito Federal.
"Manual Operativo del Proyecto de Evaluación de la -- Capacidad Sísmica de Edificios en la ciudad de México." México, D. F.
26. Fritz, G.O.
"Método aproximado para la determinación de zonas límite para el período de vibración en estructuras cimentadas en diversos tipos de terreno en el Distrito Federal".
México, 1986. (Op. Cit. ref. 23)
27. ISTME (Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano, S.A.)
"Análisis Sísmico"
Inedito
México 1985.
28. Corzo Miguel Angel
Introducción a la ingeniería de proyectos.
Lima
México 1973

AGRADECIMIENTOS

Agradezco la ayuda que desinteresadamente me brindaron desde el inicio y hasta el término de este trabajo los señores Ingenieros Rodolfo Ambriz Avelar, José María Villanueva, y Enrique de Legarreta.

Asimismo mi agradecimiento al señor Ingeniero Alberto - Castillo Hernández, por su valiosa ayuda que me ofreció desde la concepción y terminación de este trabajo.

A P E N D I C E
A

FORMATOS DE EVALUACION PARA ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMOS.

DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

DICTAMEN TECNICO

FECHA _____ FOLIO _____

1. DESCRIPCION DEL INMUEBLE

1.1. UBICACION DEL INMUEBLE

Calle y Número _____
 Esquina _____ y _____
 Colonia _____ Clave _____ C.P. _____
 Delegación _____ Clave _____
 Orientación de la construcción
 1. N.S. 2. EW 3. N45E 4. N45W

1.2. PROPIETARIO

Nombre o Razón Social _____
 Domicilio _____
 Teléfono _____ C.P. _____

1.3. USO

Subsuelo Planta Baja Edificio

RESIDENCIAL	11 Multifamiliar	22 Edificios Industriales	
OFICINAS	23 Públicos	24 Privadas	25 Mixtas
SALUD Y PROTECCION SOCIAL	31 Hospitales	32 Servicios de Salud	
EDUCACION	41 Colegios	42 Industriales	43 Financieras 44 Almacenes
SERVICIOS PUBLICOS	45 Bibliotecas	46 Estacionamientos	
INDUSTRIAS	51 Comunicaciones	52 Petroleros, Químicos	53 Transportes 54 Energía
COMERCIO	61 Escuelas	62 Laboratorios o Centros de Investigación	
INDUSTRIAS	71 Oficinas	72 Restaurantes	73 Hoteles
INDUSTRIAS	81 Oficinas	82 Talleres	83 Reparativos
INDUSTRIAS			

1.4. NIVELES _____

1.5. AREA TOTAL DE CONSTRUCCION _____ m² DEL PREDIO _____ m²

1.6. TIPO DE CONSTRUCCION

1 Cemento reforzado 2 Acero 3 Concreto Prefabricado
 4 Aligerado 5 Otro _____

1.7. ESTRUCTURACION

1 Alceas 2 Muros de carga 3 Muros Contiguos
 4 Muros 5 Otro _____

1.8. SISTEMA DE PISO

1 Losa maciza con vigas 2 Losa plana 3 Losa reflector
 4 Coquecán 5 Otro _____

1.9 CIMENTACION			
1 Zapatas	2 Cojón	3 Pilotes de punta	4 Pilotes de fricción
5 Mista	6 OTRO	-----	
1.10 TIPO DE SUELO			
1 Zona Iega	2 Zona transición	3 Zona temerita	
1.11 FECHA DE CONSTRUCCION DEL INMUEBLE _____			
1.12 REPARACIONES ANTERIORES POR SISMO			
1 No	2 Si	3 No se sabe	
2. INSPECCION DE DAÑOS			
2.1 EXTERIORES			
1 Derrumbe total			
2 Derrumbe parcial			
3 Desplomado	Cuanto	-----	
4 Hundido	A consecuencia del sismo	SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>
5 Emerg.co	A consecuencia del sismo	SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>
2.2. EN COLINDANCIA			
1 Afectado por derrumbe de alguna construcción vecina	Ubicación de esta	SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>
2 Derrumbe sobre alguna construcción vecina al inmueble	Ubicación de esta	SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>
3 El inmueble pone en peligro construcción vecina	Ubicación de esta	SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>
4 Alguna construcción vecina pone en peligro al inmueble	Ubicación de esta	SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>
5 Es a consecuencia del sismo		SI <input type="checkbox"/>	NO <input type="checkbox"/>
6 Separación con construcción vecina	-----		
2.3 EN CIMENTACION			
1 Sano	2 Hundido	3 Podrido	

Formulario A. 2 Propuesto por el D.D.F. (hoja 2)

2.4 DAÑOS NO ESTRUCTURALES

NIVEL _____

1 No Hay 2 Pequeños

3 Moderados

4 Graves

5 Severos

MURD DIVISORIOS

 FIGURAS SI NO GRIETAS SI NO

FACHADA NO ESTRUCTURAL

PLAFONES

RECUBRIMIENTOS

INSTALACIONES HIDRAULICAS

INSTALACION ELECTRICA

INSTALACION DE GAS







ELEVADORES

CROQUIS DE LOCALIZACION DE DAÑOS EN ESTE NIVEL

2.0 DATOS ESTRUCTURALES

2.1 DATOS EN COLUMNAS

NIVEL _____






								(OTRA)	REQUISITOS DE	CÓDIGO
		A	B	C	D	E	F	G		
FORMAS L > 30cm										
CANTOS L > 30cm										
PERFILES DE BARRERAS										
CANTILLAS	VEREDOS									
	BOTAS									
	EN FRENTE									
EN COSTADO										

ORDEN DE LA PLANTA MENCIONADO EN CADA LETRA SEGUN EL CASO

Formulario A. 2 Propuesto por el D.D.F. (hoja 4)

2.5 DATOS ESTRUCTURALES
2.5.2 BAÑOS EN TRAMES

NIVEL _____







						(OTRA) F	G	H	I
	A	B	C	D	E				
PLANTAS L. S. (cm.)									
SECTORES L. P. (cm.)									
REINFORZAMIENTO EN SECTORES									
MUELLAS:	VIGAS								
	BOVEDAS								
	EN SECTORES								
EN SECTORES									

ORDEN DE LA PLANTA DEBENDE SEREN Y LEVER COMO EL DADO

Formulario A. 2 Propuesto por el D.D.F. (hoja 5)

2.5 DAÑO ESTRUCTURAL
2.5.3 DAÑO EN UNO DE CARA

OPERA. _____

							(OTRA)	Z	O
FIGURAS									
LE 1 cm.									
DETAL									
LE 1 cm.									
FORMA DE									
MATERIAL									
DE									
VISIBLES									
DE									
DETAL									
DE									
NO EXISTE									
DE									
NO NUESTRA									

ORDEN DE LA PLANTA INDICANDO DIBUJO Y LETRA SEGUN EL CASO

Formulario A. 2 Propuesto por el D.D.F. (hoja 6)

2.5.4 DAROS EN LOSAS

NIVEL _____

- 1 TOTALMENTE COLAPSADA
- 2 ABRIETADA
- 3 PENETRACION POR EFECTO CORTANTE
- 4 NINGUNO
- 5 OTRO _____

CROQUIS DE PLANTA

Formulario A. 2 Propuesto por el D.D.F. (hoja 7)

1. CONCLUSIONES DEL ESTADO ACTUAL

2 DE LA ESTRUCTURA

2.1 Reparación no estructural (Daños menores) ver punto 4.1

2.1.2 Reparación estructural factible ver punto 4.2

2.1.3 Demolición total ver punto 5.1

2.1.4 Demolición parcial ver punto 5.1

2.1.5 Demolición inmediata ver punto 5.2

2 DEL USO

2.1 Puede usarse sin restricciones de acuerdo al uso autorizado ver punto 4.2

2.2 Puede usarse con restricciones ver punto 4.2

2.3 Desocupar temporalmente ver punto 4.2

2.4 Inaservible ver punto 5

3 OTRAS: _____

4. RECOMENDACIONES PARA LA REPARACION

4.1 DAÑOS MENORES

4.1.1 Revoque y aplacados de interiores

4.1.2 Repesición y reparación de pisos sin afectar elementos estructurales

4.1.3 Pintura y revestimientos interiores

4.1.4 Reparación de instalaciones hidráulicas sin afectar elementos estructurales

4.1.5 Limpieza, aplacados, revoques, pintura y revestimiento en fachadas

4.1.6 Reparación de azoteas sin afectar elementos estructurales

4.1.7 Reparación y pintura en bordes

4.1.8 Otros: (usar reverso para mejores detalles) _____

4.2 DAÑOS MAYORES**4.2.1 LICENCIA DE CONSTRUCCION**

No _____ Fecha _____

Perito Responsable _____

Uso _____

Niveles autorizados _____

Numero de cuenta predal _____

4.2.2 ESTUDIOS ESPECIALESDETERMINACION EN CAMPO DE LA POSICION Y DIAMETRO DEL ACERO DE
REFUERZO POR MEDIO DE:ULTRASONIDO

OTROS _____

1. EN MARCO (S) NIVEL _____2. EN COLUMNA (S) NIVEL _____3. EN TRABE (S) NIVEL _____4. EN LOSA (S) NIVEL _____

5. OTRO _____

DETERMINACION EN CAMPO DE LAS SECCIONES

RETIRO TOTAL DE RECUBRIMIENTOS RETIRO PARCIAL DE RECUBRIMIENTO 1. EN MARCO (S) NIVEL _____2. EN COLUMNA (S) NIVEL _____3. EN TRABE (S) NIVEL _____4. EN LOSA (S) NIVEL _____

5. OTRO _____

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

ULTRASONIDO PENETROMETRO CORAZONES

OTRO _____

1. EN MARCO (S) NIVEL _____2. EN COLUMNA (S) NIVEL _____3. EN TRABE (S) NIVEL _____4. EN LOSA (S) NIVEL _____

5. OTRO _____

DETERMINACION DE LAS CONDICIONES DEL SUELO (VER NOM 8)

DETERMINACION DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO ACTUAL

AMBIENTAL

FORZADO

Procedimiento a seguir (Usar reversa para mayores detalles)

Reporte de resultados

4.2.5 DIAGNOSTICO (EVALUACION DE RESULTADOS)

ESTRUCTURA

CIMENTACION

PREPARO: _____

4.2.4. ANALISIS DE LA CAPACIDAD INMEDIATA DE RESISTENCIA A SISMOS CON LAS CONDICIONES REALES (DEBERAN INCLUIRSE CALCULOS TIPICOS).

CLASIFICACION DEL EDIFICIO _____

SOLICITACIONES _____

FACTORES DE CARGA _____

PROCEDIMIENTOS DE CALCULO _____

REPORTE DE RESULTADOS _____

4.2.6 CRITERIOS PARA DEPRACIONES Y DEPERZAMIENTO

CONDICIONES A CUMPLIR:

SOLICITACIONES: _____

ESTRUCTURACION _____

TORSION _____

CIMENTACIONES _____

Formulario A 2 Propuesto por el D.D.F. (hoja 12)

4.2.7 PROYECTO DETALLADO

DEBE INCLUIR:

- Resultados de estudios especiales
- Cálculos estructurales y de cimentación
- Diseño de elementos de refuerzo
- Planos de detalles constructivos
- Memoria de edificación
- Programa de Construcción
- Director Responsable de Obra

5. DEMOLICION

5.1 CONCLUSIONES QUE OBLIGAN A LA DEMOLICION

PROCEDIMIENTO

PROGRAMA DE PRUEBAS EN SUELO

EXPLORACION

PRUEBAS DE LABORATORIO

CRUCIO DE LOCALIZACION

ESPECIALISTA _____

Nombre y firma

Formulario A 2 Propuesto por el D.D.F. (hoja 16)



ANEXO A. FORMA PARA
EVALUACION DE DAÑOS EN EDIFICIOS

I. Identificación del Edificio

1.1 Dirección (incluye colonia) _____

1.2 Nombre (de tenerlo) _____

1.3 Función (oficina, deptos. etc.) _____

1.4 Año de construcción (preguntar, o estimar) _____

II. Descripción del Edificio

2.1 Número de pisos _____

2.2 Dimensiones en planta _____

2.3 Croquis de planta (s) _____

usar reverso

2.4 Particularidades (cambios de forma en planta o elevación, volados, parapetos, apéndices) _____

III. Sistema Estructural

3.1 Cimentación (preguntar, sapatas, losa corrida, pilotes) _____

3.2 Sistema de soporte de cargas verticales (columnas de concreto o acero, muros de carga de mampostería o concreto) _____

3.3 Sistema de piso (losa de concreto, losa reticular, prefabricado) _____

3.4 Sistema resistente a carga lateral (marcos, muros de concreto o mampostería, contraventados, combinaciones, otros) _____

IV. Clasificación del Daño

No estructural. Bueno _____, Ligero _____, Sustancial _____, Elevado _____,
Estructural Bueno _____, Ligero _____, Intermedio _____, Grave _____, Colapso _____.

V. Descripción Detallada del Daño

Usar hojas adicionales para describir

- a) Tipo de daño no estructural (p.e. grietas en muros divisorios, desprendimientos o dislocaciones de plafones, recubrimientos, vidrios, instalaciones, etc.)
- b) Tipo de daño estructural (grietas en vigas y columnas por flexión, cortante o carga axial; hacer croquis de elementos dañados, pandeo o rotura de refuerzo o de elementos de acero)
- c) Identificar posibles defectos o causas de los daños (sistemas-estructural inadecuado por rigidez o resistencia, excentricidad de o irregularidades en planta, columnas cortas, huecos en elementos estructurales, etc.)

VI. Otras Observaciones

Posibles daños anteriores al sismo y reparaciones efectuadas; - mala calidad de materiales o de la ejecución, modificaciones de la estructura con el tiempo, usos inadecuados por cargas verticales excesivas, etc. Toda información que pueda justificar el daño.

VII. Fotografías Tomadas (tama y ubicación)

Formulario A. 4 Propuesto por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. (hoja 2) Ref. (2).

I. Información de Diseño

- a) ¿ Se obtuvo la licencia de construcción?
- b) ¿ Quien diseñó la estructura?
- c) ¿ Que estudios se llevaron a cabo para la planeación y diseño del edificio?
- d) ¿ En que época se diseñó?
- e) ¿ Que dificultades de diseño existieron?
- f) ¿ Es posible conseguir la memoria de cálculo?
- g) ¿ Es posible obtener planos del edificio?
- h) ¿ Se tienen las especificaciones técnicas de la edificación?
- i) ¿ Cual era el uso del terreno antes de la construcción?

II. Información de Construcción.

- a) ¿ Quien llevó a cabo la construcción de la estructura?
- b) ¿ Cual fue la época de construcción?
- c) ¿ Quién fue el director responsable de la obra?
- d) ¿ Se cuenta con registros o bitácoras de construcción?
- e) ¿ Se tienen registros o bitácoras de inspección?
- f) ¿ Se hicieron pruebas estructurales o de materiales en la construcción? ¿ Se tienen registros?
- g) ¿ Que información se tiene del concreto (mezclado, transporte colado, curado, juntas cimbras, origen y tipo de materiales, etc.?)
- h) ¿ Que tipo y calidad de refuerzo fue utilizado?
- i) ¿ Se obtuvo el visto bueno de seguridad y operación de la construcción?

III. Información de los Habitantes.

- a) ¿ Que problemas funcionales ha tenido el edificio?
- b) ¿ Que daños sufrieron los edificios a consecuencia de sismos anteriores?
- c) ¿ Que reparaciones se han hecho en el edificio?
- d) ¿ Existían elementos agrietados antes del sismo?
- e) ¿ Se tenían desplomes o desniveles del edificio antes del sismo?
- f) ¿ Se han hecho ampliaciones o remodelaciones al edificio?
- g) ¿ Se ha demolido algún elemento estructural del edificio?

Cuestionario A.5 Propuesto por el Instituto -
Mexicano del Cemento y del Concreto (hoja 1) -
Ref. (10)



SECRETARÍA GENERAL DE OBRAS
DEL DEPARTAMENTO DEL
DISTRITO FEDERAL
MÉXICO

EVALUACION NIVEL # 1

Expediente _____ Elaboró _____ Fecha _____

1. Datos generales del inmueble

Calle y No. _____
Entre _____ y _____
Colonia _____ Clave _____ CP _____
Delegación _____ Clave _____
Esquina s/n _____ No. Pisos _____ Año de construcción _____
Uso actual por niveles _____

Croquis de ubicación. Planta del inmueble indicando su ubicación en la manzana, su No. de pisos y el de los vecinos, las separaciones de colindancia, las calles y la orientación.

Formulario A. 6 Propuesto por la Secretaría General -
de Obras del Departamento del Distrito Federal. (hoja 1)
Ref. (25)



SECRETARIA GENERAL DE OBRAS
DEL DEPARTAMENTO DEL
DISTRITO FEDERAL
M E X I C O

2. Datos Estructurales

2.1 Tipo de Construcción
Concreto reforzado () Acero () Mampostería ()
Concreto prefabricado ()

2.2 Estructuración
Marcos () Losa reticular () Muros de concreto ()
Muros de carga () Vigüeta-Bovedilla ()

2.3 Cimentación
Cajón () Zapatas aisladas () Zapatas corridas ()
Pilotes: Fricción () Punta () Punta penetrante ()
De control () Entrelazados ()

2.4 Observaciones

Croquis estructural. Planta y elevación indicando dimen-
siones generales aproximadas.

Formulario A. 6 Propuesto por la Secretaría General -
de Obras del Departamento del Distrito Federal. (hoja 2)
Ref. (25).



SECRETARÍA GENERAL DE OBRAS
DEL DEPARTAMENTO DEL
DISTRITO FEDERAL
MÉXICO

3. Conservación y mantenimiento

3.1 Estructura

Daños: Ninguno () No estructural () Estructural ()

3.2 Cimentación

Desplazamiento	.15 ()	.25 ()	.35 ()
Hundimiento	.20 ca ()	.40ca ()	.60ca ()
Exposición	.20 ca ()	.40ca ()	.60ca ()
N. diferencial	.45 ()	.85 ()	.85 ()

3.3 Mantenimiento

Buena () Regular () Malo ()

3.4

Observaciones _____



SECRETARÍA GENERAL DE OBRAS
DEL DEPARTAMENTO DEL
DISTRITO FEDERAL
MÉXICO

EVALUACION NIVEL # 2

Expediente _____ Elabora _____ Fecha _____

1. Clasificación de los daños causados por sismo

-Daños no estructurales	SI ()	NO ()	
-Grietas en elementos de concreto	<0.5cm ()	<1cm ()	>1cm ()
-Grietas en muros de mampostería	<3 mm ()	<10mm ()	>10mm ()
-Desprendimiento del recubrimiento en columnas de concreto	SI ()	NO ()	
-Rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto	SI ()	NO ()	
-Agrietamiento de capiteles	SI ()	NO ()	
-Desplomes en columnas	SI ()	NO ()	
-Desplome del edificio	<1% ()	>1% ()	
-Hundimiento o exarjación	<20ca ()	>20ca ()	

Estimación de la posible causa de los daños (torsión, choque c/colindancias, PB flexible, etc.) _____

2. Reparación previa

Tipo de la reparación Menor () Mayor ()

Año de la reparación _____

Descripción _____

Formulario A. 6 Propuesto por la Secretaría General -
de Obras del Departamento del Distrito Federal. (hoja 4)
Ref. (25).



SECRETARÍA GENERAL DE OBRAS
DEL DEPARTAMENTO DEL
DISTRITO FEDERAL
MÉXICO

3. Croquis estructural

Elevación: Dimensiones de las alturas de entrepiso incluyendo sótanos.

Planta : Dimensiones de todas las plantas tipo incluyendo la ubicación y dimensiones de columnas, muros de concreto y muros de mampostería. Identificar columnas ciertas.

Formulario A. 6 Propuesto por la Secretaría General -
de Obras del Departamento del Distrito Federal. (hoja 5)
Ref. (25).

A P E N D I C E

B

**FORMATO DE EVALUACION PARA ESTRUCTURAS DAÑADAS POR SISMOS
PROPUESTO POR EL AUTOR.**



UNIVERSIDAD LA SALLE
ESCUELA DE INGENIERIA
EVALUACION DE DAÑOS EN EDIFICIOS

IC-61

Fecha: _____
Nº de Registro: _____

1. Ubicación del Inmueble

Calle y Número _____
Entre _____ y _____
Colonia _____
Delegación _____ C. P. _____
Orientación de la construcción 1. NE 2. SW 3. N45E 4. N45W

Croquis de la construcción.

PLANTA	SECCION
EDIFICIOS COLINDANTES: SEPARACION:	

2. Descripción del Edificio.

Año de construcción _____
Área del predio _____ Área Total de Construcción _____
Función del edificio _____
Número de pisos _____
Reparaciones anteriores por síncrono 1. NO 2. SI 3. No se sabe

3. Sistema Estructural.

Cimentación _____
1. Zapatos 4. Pilotes
2. Cajón 5. Mixta
3. Losa corrida 6. Otras

Estructuración _____

1. Marcos 4. Muros
2. Muros de carga 5. Otros
3. Muros contraventados

Sistema de Piso _____

1. Losa macisa con traveses 4. Losa plana
2. Losa reticular 5. Otro
3. Prefabricado

hoja 1/3.

Tipo de construcción _____

- | | |
|-----------------------|--------------------------|
| 1. Concreto reforzado | 4. Concreto prefabricado |
| 2. Mampostería | 5. Otro |
| 3. Acero | |

Tipo de suelo donde se encuentra el inmueble _____

1. Soma del lago
2. Soma de transición
3. Soma de lomerío

4. Clasificación de los Daños.

a) Daños estructurales

En columnas	Nivel _____	Ejes _____
_____	_____	_____
En traves	Nivel _____	Ejes _____
_____	_____	_____
En losa plana	Nivel _____	Ejes _____
_____	_____	_____
En losa reticular	Nivel _____	Ejes _____
_____	_____	_____
En muros de concreto	Nivel _____	Ejes _____
_____	_____	_____
En rampas de escalera	Nivel _____	Ejes _____
_____	_____	_____
En cubos de elevadores	Nivel _____	Ejes _____
_____	_____	_____

b) Daños no estructurales

Muros divisorios	SI	NO	Fisuras	Grietas
Cubrimientos	_____	_____	SI, NO.	SI, NO.
Vidrios rotos	_____	_____	SI, NO.	SI, NO.
Ventanería destruida	_____	_____	SI, NO.	SI, NO.
Plafones dañados	_____	_____	SI, NO.	SI, NO.
Fachada no estructural	_____	_____	SI, NO.	SI, NO.

hoja 2/3

Instalaciones Hidráulicas _____	SI, NO	SI, NO
Instalación de Gas _____	SI, NO	SI, NO
Instalación Eléctrica _____	SI, NO	SI, NO

Daños Exteriores _____ cuanto _____ 4

1. Derrumbe Total
2. Derrumbe Parcial
3. Resquebrajado
4. Desplomado

Estado Físico de las Construcciones Colindantes

SI, NO, 4

Figuras	_____	_____	_____
Absentamientos	_____	_____	_____
Derrumbes	_____	_____	_____
Desplomes	_____	_____	_____
Observaciones	_____	_____	_____

5. Fotografías y Croquis (anexarlas al informe)

6. Observaciones Generales

7. Responsable de la evaluación:

Nombre _____
 Empresa o Institución _____
 Fecha _____
 Firma _____

hoja 3/3

Formulario B.1 Propuesto por el autor. (hoja 3)

**REVISION ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DAÑADO POR SISMO:
EJEMPLO PRACTICO.**

INTRODUCCION.

La siguiente revisión estructural (27) es un complemento de lo expuesto a lo largo de este trabajo, y muestra una secuencia a seguir para analizar una estructura dañada por sismo.

Esta revisión tiene como objetivo principal el determinar si la estructura dañada puede cumplir con las condiciones de seguridad, servicio y estabilidad, así como los requisitos estructurales que marcan las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Cuando al realizar el análisis de algún elemento estructural se determina que su resistencia no es suficiente, es decir, no cumple con las Normas antes citadas, se proponen cambios en el elemento, tal es el caso de sustituir, muros de tabique por muros de concreto. Así, en este caso, el analista ha combinado la revisión de la estructura dañada con un anteproyecto de reparación.

REPORTE DEL ESTADO DE LA ESTRUCTURA DE LOS EDIFICIOS DE LA -
ESCUELA PRIMARIA "MARTIRES DE RIO BLANCO", UBICADA EN LA AV.
INGUARAN No. 3536 COLONIA MARTIRES DE RIO BLANCO, DELEGACION
GUSTAVO A. MADERO. D.F.

La escuela es un edificio en forma de L y tiene dos niveles.
Una junta constructiva separa dos aulas del resto del edifi-
cio como se indica en las figuras 1. y 2.

El edificio está estructurado a base de muros de carga que -
soportan viguetas metálicas con las que se apoya la losa ma-
ciza de concreto reforzado. Sólo se aprecia un marco de con-
creto reforzado en la zona de la junta constructiva. Se a-
precia una columna de concreto reforzado en la intersección
de los dos edificios, en la zona de los volados, construida
en el mismo período en que se edificó el acceso poniente de
la Estación Río Consulado de la Línea 4 del Metro.

Parte de la barda que colinda al poniente con otra escuela -
se colapsó. Un tablero de la barda sur está agrietado.

Los salones del 1 al 5, en ambos niveles, se construyeron --
originalmente con ventanas en el muro que da a la Av. Inguar-
rán. Posteriormente, se modificó la posición de las venta-
nas, colocándolas en el muro que da al interior de la escue-
la, para ello se relleno el hueco de las ventanas con muro -
de tabique y con ocasión del sismo se acentuó la separación
entre el muro de relleno y los muros existentes.

Los firmes de piso y de la losa del primer nivel estan muy -
fisurados en todos los salones.

El muro del salón 3, del primer nivel, colindando con la junta constructiva se agrietó casi verticalmente en ambos extremos y se marcó la separación con su dala en la parte superior.

En los primeros 5 salones del primer nivel se aprecian grietas en los muros que se encuentran sobre las puertas, así -- como grietas en los muros entre puertas y ventanas. También se aprecian grietas con muros que parten de las esquinas de las ventanas.

En el salón 5 del primer nivel se observaron fisuras en muros y en la celosía.

En el salón 7 del primer nivel se aprecia una grieta a 45° - en el muro de carga que da a la Av. Inguarán. Se aprecia -- también una grieta en la losa, en la cual se puede observar un ducto conteniendo cables de electricidad. En el muro por donde está embebido el ducto en este mismo salón, también -- existen agrietamientos.

Se aprecian desconchamientos del concreto por la parte interior de la unión de la rampa de escaleras con la losa del -- primer nivel.

En la zona de la columna, donde se unen los volados del primer nivel y más arriba los del segundo nivel, se observan -- fuertes agrietamientos de las losas y desconchamientos, además que se visualiza una fuerte deformación vertical de los volados del primer nivel en este punto.

En el salón 8 del primer nivel se aprecian fisuras en el muro que separa a éste salón de las escaleras y también se --- aprecian fisuras en la losa en la proximidad con este muro.

En el salón 8 del segundo nivel se aprecian muros agrietados a 45°

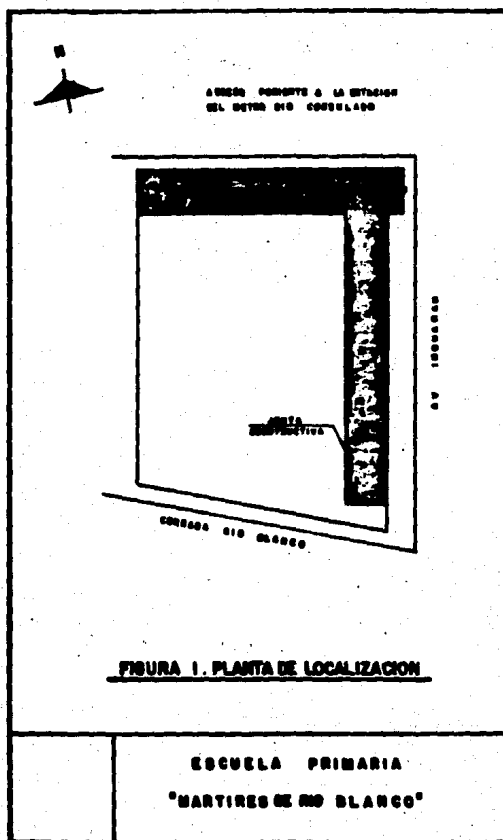
En el salón 9 del primer nivel se aprecian fisuras en losas y trabes. Los muros tienen mucha humedad.

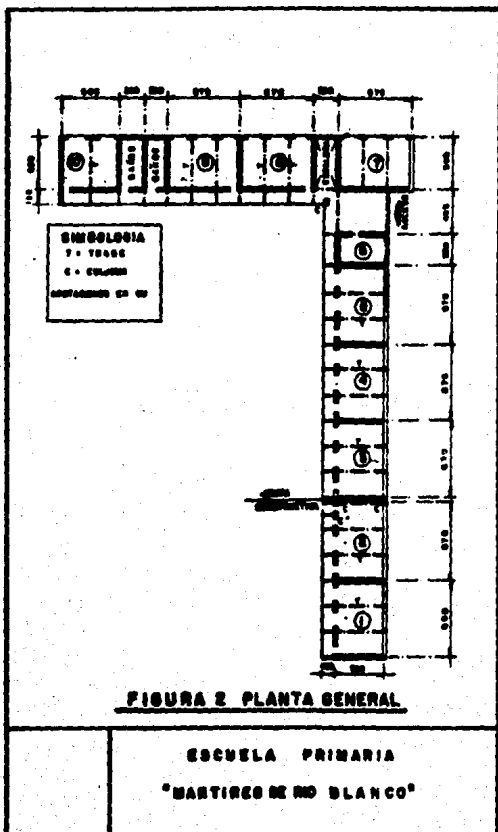
En el salón 9 del segundo nivel, se pueden observar grietas a 45° en los muros, así como fisuras en la losa y en el aplastado.

En el aula 10 del 1o. y 2o. nivel, se aprecian grietas horizontales y a 45° en el muro colindante con la escuela vecina, así como en los muros perpendiculares a éste, se pueden observar grietas verticales y a 45°, sobre la ventana y en puerta respectivamente.

RECOMENDACIONES

La escuela deberá permanecer desocupada hasta que se lleve a cabo la reestructuración correspondiente de acuerdo a lo especificado en las Normas de Emergencia del Reglamento de --- Construcciones del Departamento del Distrito Federal, por lo cual requerimos se realicen las calas que indicamos en el -- croquis anexo.

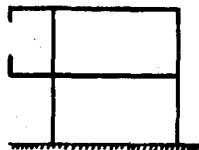




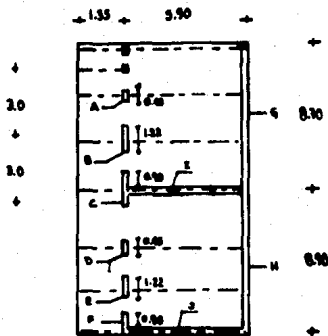
1a. Alternativa.

Edificio de Aulas 1 y 2

Análisis Sismico.



← 1.35 3.90 →



-Análisis de cargas.

- Azotea:

*Peso de losa = $0.12 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.288 \text{ Ton/m}^2$
 *Peso de Relleno = $0.06 \times 1.6 \text{ Ton/m}^3 = 0.096 \text{ Ton/m}^2$
 *Peso de mortero = $0.02 \times 2.2 \text{ Ton/m}^3 = 0.044 \text{ Ton/m}^2$
 *Peso del enladrillado = $0.02 \times 1.5 \text{ Ton/m}^3 = 0.030 \text{ Ton/m}^2$
 * Carga Viva = 0.070 Ton/m^2
0.528 Ton/m²

- Entrepiso:

*Peso de losa = $0.12 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.288 \text{ Ton/m}^2$
 *Peso de firme = $0.025 \times 2.2 \text{ Ton/m}^3 = 0.055 \text{ Ton/m}^2$
 * Carga Viva = 0.250 Ton/m^2
0.593 Ton/m²

Area $17.60 \times 7.45 = 131.12 \text{ m}^2$

- Peso de Azotea = $0.528 \text{ Ton/m}^2 \times 131.12 \text{ m}^2 = 69.231 \text{ Ton.}$
 - Peso de entrepiso = $0.593 \text{ Ton/m}^2 \times 131.12 \text{ m}^2 = 77.754 \text{ Ton.}$

- Peso de muros.

- Longitudinales.

$$0.3 \text{ Ton/m}^2 \times 3.00 \times (17.60 + 5.10) = 20.43 \text{ Ton.}$$

- Transversales.

$$0.3 \text{ Ton/m}^2 \times 3.00 \times 5.90 \times 2 = \underline{10.62 \text{ Ton.}}$$

$$\text{Peso de muros} = 31.05 \text{ Ton.}$$

Peso total de la estructura.

$$Wt = 69.231 + 77.754 + 23.065 = 209.085 \text{ Ton.}$$

- Fuerza Sismica.

♦ Estructura del Grupo A

♦ Estructuración Tipo I

♦ Ubicación Zona III

$$C/Q = 0.15 \times 1.5 = 0.225$$

$$V_a = C/Q W$$

$$V_a = 0.225 \times 209.085 \text{ Ton} = 47.044 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.1 \times 47.044 \text{ Ton} = 51.749 \text{ Ton} = 51749 \text{ kg.}$$

* Resistencia de los muros.

- Muros A y D

$$\frac{H}{L} = \frac{3.00}{0.45} = 6.66 > 1.33 \therefore$$

$$VR = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times \left(1.33 \times \frac{45}{300}\right)^2 = 0.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$VRA = VRD = 0.05 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 45 = 31.5 \text{ kg.}$$

- Muros B y E

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{122} = 2.459 > 1.33 \Rightarrow$$

$$VR = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times \left(1.33 \times \frac{122}{300}\right)^2 = 0.369 \text{ kg/cm}^2$$

$$VRB = VRE = 0.369 \text{ kg/cm}^2 \times 122 \times 14 = 630.252 \text{ kg.}$$

- Muros C y F

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{90} = 3.33 > 1.33 \Rightarrow$$

$$VR = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times \left(1.33 \times \frac{90}{302}\right)^2 = 0.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$VRC = VRF = 0.20 \text{ kg/cm}^2 \times 90 \times 14 = 252 \text{ kg.}$$

- Muro G

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{870} = 0.34 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 = 1.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$VRG = 1.26 \text{ kg/cm}^2 \times 870 \times 14 = 15,346.80 \text{ kg}$$

- Muro H

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{890} = 0.337 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 = 1.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$VRH = 1.26 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 890 = 15699.6 \text{ kg}$$

- Muros I y J

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{590} = 0.508 < 1.33 \therefore$$

$$VR = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 = 1.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$VRI = VRJ = 1.26 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 590 = 10,407.60 \text{ kg}$$

- Resistencia de Muros Longitudinales.

$$VL = VRA + VRB + VRC + VRD + VRE + VRF + VRG + VRH$$

$$VL = 31.5 + 630.252 + 252 + 315 + 630.252 + 252 + 15,346.80 + 15699.80$$

$$VL = 32,874.104 \text{ kg} < VU = 51749 \text{ kg} \text{ NO PASA}$$

- Resistencia de Muros Transversales:

$$VT = VRI + VRJ = 2 \times 10,407.60 = 20,815.20 \text{ kg} < VU = 44,060 \text{ kg.}$$

NO PASA

*Debido a ésto, se sustituirán algunos muros de tabique por muros de concreto.

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{min} = 0.0025$$

$$NCR = 0.85 FR \sqrt{f_c^*}$$

$$VCR = 0.85 \times 0.8 \sqrt{160} \left(1.33 \frac{122}{300}\right)^2 = 2.52 \text{ kg/cm}^2$$

* Sentido Longitudinal.

- Proponiendo la sustitución de los muros de tabique B y E por muro de concreto OBT:

$$VRB = 2.52 \text{ kg/cm}^2 \times 15 \times 122 = 4611.60 \text{ kg}$$

Resistencia de Muros Longitudinales.

$$VL = 31.5 + 4611.60 + 252 \times 31.5 + 4611.60 + 252 \times 15,346.8 + 15699.80$$

$$VL = 40,836.80 \text{ kg} < VU = 51,749 \text{ kg} \text{ NO PASA}$$

- Proponiendo la sustitución de los muros de tabique B, C, E y F por muros de concreto OBT:

$$VRB = VRE = 2.52 \text{ kg/cm}^2 \times 15 \times 122 = 4611.60 \text{ kg}$$

Para los muros C y F OBT:

$$VCR = 0.8 \times 0.85 \sqrt{160} \left(\frac{1.33 \times 90}{300} \right)^3 = 1.369 \text{ kg/cm}^2$$

$$VRC = VRF = 1.369 \times 15 \times 90 = 1848.62 \text{ kg}$$

Resistencia en el sentido longitudinal.

$$VL = 31.5 + 4611.60 + 1848.62 + 31.5 + 4611.60 + 1848.62 + 15699.8 + 15346.8$$

$$VL = 44,030 \text{ kg} < 51,749 \text{ kg} \text{ NO PASA}$$

Revisión del segundo nivel.

Peso de azotea 69.231 Ton. (ver pag. 1)

Peso de muros 31.05 Ton. (ver pag. 2)

Peso total $69.231 + \frac{1}{2} \times 31.05 = 84.756 \text{ Ton.}$

$$C/Q = 0.225$$

$$VU = 1.1 \times 0.225 \times 84.756 = 20.98 \text{ Ton.}$$

- Resistencia de los muros.

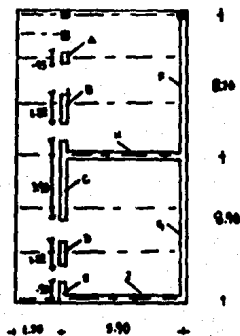
De la pag. 4 OBT:-

-Longitudinales $VRL = 32,874.104 \text{ kg} > VU = 20980 \text{ kg}$

-Transversales $VRT = 20,815 \text{ kg.}$

Edificios de Aulas 1 y 2

Segunda Alternativa.



$$VU = 51.749 \text{ Ton} - 51,749 \text{ kg}$$

*Resistencia de los muros.

-Muro A (TABIQUE)

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{45} = 6.66 > 1.33 \Rightarrow$$

$$VRA = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times \left(1.33 \times \frac{45}{300}\right)^2 \times 2 \times 14 \times 45 = 31.59 \text{ kg}$$

- Muro B (Tabique)

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{122} = 2.46 > 1.33 \Rightarrow$$

$$\text{VRB} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \left(1.33 \times \frac{122}{300}\right)^2 \times 14 \times 122 = 629.562 \text{ kg.}$$

- Muro C (Concreto).

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{390} = 0.769 < 1.33 \Rightarrow$$

$$\text{VRC} = 0.8 \times 0.85 \sqrt{160} \times 15 \times 390 = 50,318.158 \text{ kg.}$$

- Muro D (Tabique).

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{122} = 2.459 > 1.33$$

$$\text{VRD} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \left(1.33 \times \frac{122}{300}\right)^2 \times 14 \times 122 = 629.562 \text{ kg.}$$

- Muro E (Tabique).

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{80} = 3.33 > 1.33 \Rightarrow$$

$$\text{VRE} = 0.6 \times 0.7 \times \text{kg/cm}^2 \left(1.33 \times \frac{90}{300}\right)^2 \times 14 \times 90 = 252.748 \text{ kg.}$$

- Muro F (Tabique).

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{870} = 0.345 < 1.33 \Rightarrow$$

$$\text{VRF} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 870 = 15,346.80 \text{ kg.}$$

- Muro G (Tabique)

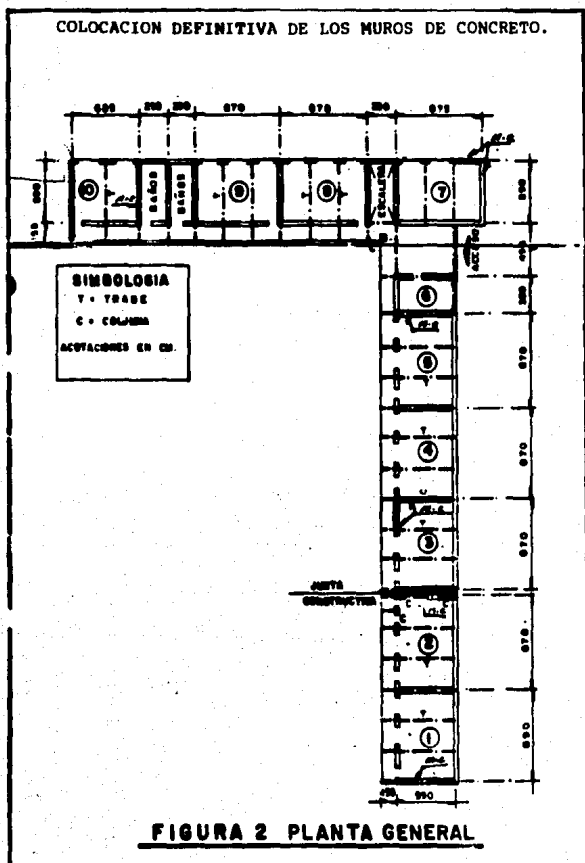
$$\frac{H}{L} = \frac{300}{890} = 0.337 < 1.33 \Rightarrow$$

$$\text{VRG} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 890 = 15,699.60 \text{ kg.}$$

- Muro H (Concreto)

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{590} = 0.508 < 1.33 \Rightarrow$$

COLOCACION DEFINITIVA DE LOS MUROS DE CONCRETO.



2a. ALTERNATIVA

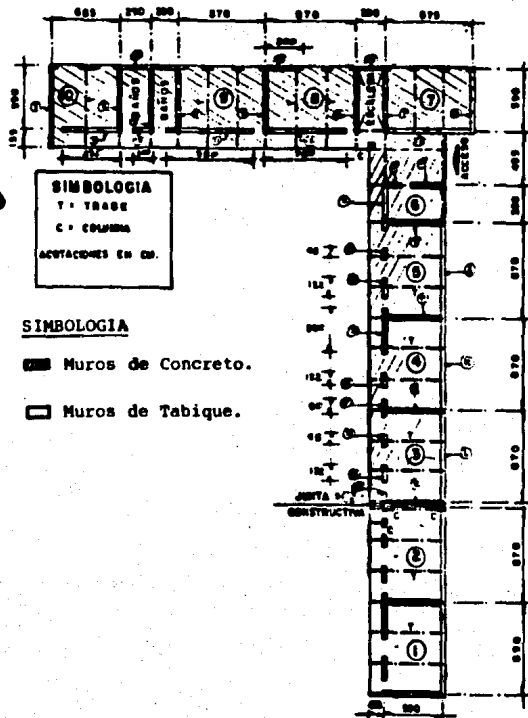


FIGURA (2-2) PLANTA GENERAL

$$VRH = 0.8 \times 0.85 \sqrt{160} \times 15 \times 590 = 76,122.342 \text{ kg.}$$

- Muro I (Tabique).

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{590} = 0.508 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VRI = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 590 = 10,407.60 \text{ kg.}$$

- Resistencia al corte en el sentido longitudinal.

$$VL = 31.59 + 629.562 + 50,318.158 + 629.562 + 252.748 + \dots \\ 15,346.80 + 15,699.60$$

$$VL = 82,908.02 \text{ kg} > VU = 51,749 \text{ kg} \quad \text{OK.}$$

- Resistencia al corte en el sentido trnasversal.

$$VT = 76,122.342 + 10,407.60 = 86,529.942 \text{ kg} > VU = 51,749 \text{ kg}$$

Edificio de Aulas 3,4,5 y 6 Análisis Sísmico (1er. Alternativa)

- Cargas:

- Peso de losa de azotea 0.528 Ton/m² (Ver pag. 1)

- peso de losa de entrepiso 0.593/m² (ver pag. 1)

- Peso de muros.

$$0.3 \text{ Ton/m}^2 \times 3.00 \times (41.41 + 29.5) \times 2 = 127.638 \text{ Ton.}$$

$$\text{AREA} = 7.45 \times 33.30 = 248.085 \text{ m}^2 \text{ (ver. Fig. 2 A)}$$

- Peso de azotea 0.528 Ton/m² x 248.085 m² = 130.989 ton.

- Peso de entrepiso 0.593 Ton/m² x 248.085 m² = 147.114 Ton.

- Peso total de la estructura.

$$WT = 130.989 + 147.114 + 127.638 = 405.741 \text{ Ton.}$$

-Fuerza Sismica.

$$C/Q = 0.225 \quad (\text{ver pag. 2})$$

$$V_a = 0.225 \times 405.741 \text{ Ton} = 91.292$$

$$V_u = 100.42 \text{ ton}$$

* Resistencia de los muros.

- Muro A

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{380} = 0.79 < 1.33 \Rightarrow$$

$$V_{RA} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 380 = 6703.20 \text{ kg.}$$

- Muros B, E, H.

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{45} = 6.66 > 1.33 \Rightarrow$$

$$V_{RB} = V_{RE} = V_{RH} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 45 \left(1.33 \times \frac{45}{300}\right)^2 = 31.59 \text{ kg.}$$

- Muros C, F, I

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{122} = 2.459 > 1.33 \Rightarrow$$

$$V_{RC} = V_{RF} = V_{RI} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \cdot \left(1.33 \frac{122}{300}\right)^2 \times 14 \times 122 = 629.562 \text{ kg.}$$

- Muros D, G, J.

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{90} = 3.33 > 1.33 \Rightarrow$$

$$V_{RD} = V_{RG} = V_{RJ} = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times \left(1.33 \frac{90}{300}\right)^2 \times 14 \times 90 = 252.748 \text{ kg.}$$

- Muros K, L, M.

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{870} = 0.345 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VRK = VRL = VRL = VRM = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 870 = 15346.8 \text{ kg.}$$

-Muro N

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{380} = 0.789 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VRN = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 380 = 6703.20 \text{ kg.}$$

- Muro N.

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{120} = 2.5 > 1.33 \Rightarrow$$

$$VRN = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 (1.33 \times \frac{120}{300})^2 \times 14 \times 120 = 599.105 \text{ kg.}$$

- Muros O, P, Q, R

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{590} = 0.508 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VRO = VRP = VRQ = VRR = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 590 = 10,407.60 \text{ kg}$$

* Resistencia de los muros.

- Sentido Longitudinal.

$$VL = 6703.20 + 3 \times 31.59 + 3 \times 629.562 + 3 \times 252.748 + 3 \times 15,346.80$$

$$VL = 55,485.30 \text{ kg} < 100,420 \text{ kg NO PASA}$$

- Sentido Transversal.

$$VT = 6703.20 + 599.105 + 4 \times 10,407.60 = 48,932.705 \text{ kg} < <$$

100,420 kg NO PASA.

- 2a. Alternativa.

Proponiendo la sustitución de los muros de tabique D, E y P de la figura. 2- A por muros de concreto (ver fig. 2-B)

- Resistencia de los muros.

VRA = 6703.20 kg.
VRB = VRG = 31.59 kg (ver pag. 9)

VRC = VRE = VRH = 629.562 (Ver pag. 9)

- Muro D (Concreto)

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{390} = 0.769 < 1.33 =$$

$$VRD = 0.8 \times 0.85 \times \sqrt{160} \times 15 \times 390 = 50,318.158 \text{ kg.}$$

$$VRF = VRI = 252.748 \text{ kg (ver pag. 10 como VRD = VRG = VRJ)}$$

$$VRJ = VRK = VRL = 15,346.80 \text{ kg (ver pag. 10 como VRK = VRL = VRM)}$$

$$VRM = 6703.20 \text{ kg (ver pag. 10 como VRN)}$$

$$VRN = 599.105 \text{ kg (Ver pag 10 como VRÑ)}$$

$$VRO = VRQ = VRR = 10,407.60 \text{ kg (ver pag. 10)}$$

-Muro P (Concreto)

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{590} = 0.508 < 1.33 =$$

$$VRP = 0.8 \times 0.85 \times \sqrt{160} \times 15 \times 590 = 76,122.343 \text{ kg.}$$

* Resistencia de los muros:

- Sentido Longitudinal.

$$VL = 6703.20 + 2 \times 31.59 + 3 \times 629.562 + 50,318.158 + 2 \times 252.748 + 3 \times 15,346.80$$

$$VL = 105,519.12 \text{ kg} > Vu = 100,420 \text{ kg. } \text{ok.}$$

- Sentido Transversal.

$$VT = 6703.20 + 599.105 + 3 \times 10,407.60 + 76,122.343$$

$$VT = 114,647.44 \text{ kg} > Vu = 100,420 \text{ kg } \text{ok.}$$

- 2o. Nivel.

- Peso de azotea 130.989 Ton.

- Peso de muros 127.638 ton.

$$\text{- Peso total } 130.989 + \frac{1}{2} \times 127.638 = 194.808 \text{ ton.}$$

$$c/q = 0.225$$

$$Vu = 0.225 \times 1.1 \times 194.808 = 48.215 \text{ Ton.}$$

De la pag. 11 Obt.

- Resistencia de Muros.

- Sentido Longitudinal $VRL = 55,485.30 \text{ kg} > Vu = 48,215 \text{ kg.}$

- Sentido Transversal $VRT = 48,932.705 \text{ kg} > Vu = 48,215 \text{ kg.}$

∴ No se alterarán los muros de tabique del 2o. nivel.

Area $7.45 \times 41.70 = 310.665 \text{ m}^2$ (ver fig. 2-A)

- Peso de azotea 0.528 Ton/m^2 (ver pag. 1)

- Peso de entrepiso 0.593 Ton/m^2 (ver pag. 1)

- Peso de muros.

$$0.3 \text{ Ton/m}^2 \times 3 \times 44.55 \times 2 = 80.19 \text{ Ton.}$$

- Peso total de la estructura.

$$310.665 \text{ m}^2 (0.528 \text{ Ton/m}^2 + 0.593 \text{ Ton/m}^2) + 80.19 = 428.445 \text{ ton.}$$

- Fuerza Sísmica.

$$C/Q = 0.225 \text{ (Ver pag. 2)}$$

$$V_a = 0.225 \times 428.445 \text{ Ton} = 96.40 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 106.04 \text{ Ton} = 106,040 \text{ kg.}$$

- Resistencia de los muros

+ Sentido vertical (ver fig. 2-A)

- Muro 1

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{745} = 0.402 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR1 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 745 = 13,141.80 \text{ kg.}$$

- Muros 2,3,4,5,6, 7, 8

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{590} = 0.508 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR2 = VR3 = VR4 = VR5 = VR6 = VR7 = VR8 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 590 = 10,407.60 \text{ kg.}$$

$$VR = 13141.80 + 7 \times 10,407.60 = 85,995 \text{ kg} \ll V_u = 106,040 \text{ kg} \text{ NO PASA.}$$

+ Sentido horizontal.

- Muro 9

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{595} = 0.504 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR9 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 595 = 10,495.80 \text{ kg.}$$

$$0.3 \text{ Ton/m}^2 \times 3 \times 44.55 \times 2 = 80.19 \text{ Ton.}$$

- Peso total de la estructura.

$$310.665 \text{ m}^2 (0.528 \text{ Ton/m}^2 + 0.593 \text{ Ton/ m}^2) + 80.19 = 428.445 \text{ ton.}$$

- Fuerza Sismica.

$$C/Q = 0.225 \text{ (Ver pag. 2)}$$

$$V_a = 0.225 \times 428.445 \text{ Ton} = 96.40 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 106.04 \text{ Ton} = 106,040 \text{ kg.}$$

- Resistencia de los muros

+ Sentido vertical (ver fig. 2-A)

- Muro 1

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{745} = 0.402 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR_1 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 745 = 13,141.80 \text{ kg.}$$

- Muros 2,3,4,5,6, 7, 8

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{590} = 0.508 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR_2 = VR_3 = VR_4 = VR_5 = VR_6 = VR_7 = VR_8 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 590 = 10,407.60 \text{ kg.}$$

$$VR = 13141.80 + 7 \times 10,407.60 = 85,995 \text{ kg} \ll V_u = 106,040 \text{ kg} \text{ NO PASA.}$$

+ Sentido horizontal.

- Muro 9

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{595} = 0.504 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR_9 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 595 = 10,495.80 \text{ kg.}$$

- Muro 10

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{200} = 1.5 > 1.33 \Rightarrow$$

$$VR10 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \left(1.33 \times \frac{200}{300}\right)^2 \times 14 \times 200 = 2773.635 \text{ kg.}$$

- Muro 11

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{980} = 0.306 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR11 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 980 = 17,287.20 \text{ kg.}$$

- Muro 12

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{780} = 0.3846 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR12 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 780 = 13,759.20 \text{ kg.}$$

- Muro 13

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{785} = 0.382 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR13 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 785 = 13,847.40 \text{ kg.}$$

- Muro 14

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{580} = 0.517 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR14 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 580 = 10,231.20 \text{ kg.}$$

- Muro 15

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{290} = 1.034 < 1.33 \Rightarrow$$

$$VR15 = 0.6 \times 0.7 \times 3 \times 14 \times 290 = 5115.60 \text{ kg.}$$

$$VT = 10,495.80 + 2773.635 + 17,287.20 + 13,759.20 + 13,847.40 + 10,231.20 + 5,115.60$$

$$VT = 73,510.035 \text{ kg.} \ll Vu = 106,040 \text{ kg. NO PASA.}$$

2a. Alternativa.

Sustituyendo algunos muros de tabique por muros de concreto (ver Fig. 2-B), obtenemos:

* Resistencia de los muros.

- Sentido vertical.

$$VR1 = 13,141.80 \text{ kg.}$$

$$VR2 = VR3 = VR4 = VR6 = VR7 = VR8 = 10,407.60 \text{ kg. (ver pag. 13)}$$

- Muro 5 (Concreto)

$$H=300 \quad 0.508 \ll 1.33 \Rightarrow \\ L \quad 590$$

$$VR5 = 0.8 \times 0.85 \sqrt{160} \times 15 \times 590 = 76,122.342 \text{ kg.}$$

$$VT = 13,141.80 + 6 \times 10,407.60 + 76,122.342$$

$$VT = 151,709.74 \text{ kg.} \gg Vu = 106,040 \text{ kg.}$$

- Sentido horizontal.

$$VR9 = 10,495.80 \text{ kg. (ver pag. 13)}$$

$$VR10 = 2773.635 \text{ kg.}$$

$$VR11 = 17,287.20 \text{ kg.}$$

$$VR12 = 13,759.20 \text{ kg.}$$

$$VR13 = 13,847.50 \text{ kg.}$$

$$VR14 = 10,231.20 \text{ kg.}$$

VR15= 5,115.60 kg.

- Muro 16 (Concreto)

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{300} = 1 < 1.33 \rightarrow$$

$$VR16 = 0.8 \times 0.85 \sqrt{160} \times 15 \times 300 = 38,706.276 \text{ kg.}$$

$$VT = 10,495.80 + 2773.635 + 17,287.20 + 13,759.20 + - \\ 13,847.40 + 10,231.20 + 5,115.60 + 38,706.276$$

$$VT = 112,216.31 \text{ kg} > Vu = 106,040 \text{ kg. ex.}$$

Edificio de Aulas 7,8,9 y 10 Análisis Sísmico 2o. nivel.

Area 310.665 m² (ver pag. 12)

- Peso de azotea 0.528 Ton/m² (ver pag. 1)

- Peso de muros.

$$0.3 \text{ Ton/m}^2 \times 3.0 \times 44.55 = 40.095 \text{ Ton.}$$

PESO DEL 2o. NIVEL.

$$0.528 \text{ Ton/m}^2 \times 310.665 \text{ m}^2 + 40.095 \text{ Ton} = 204.126 \text{ Ton.}$$

Fuerza Sísmica.

$$Va = 0.225 \times 204.126 \text{ Ton} = 45.928 \text{ Ton.}$$

$$Vu = 50.521 \text{ Ton} = 50,521 \text{ kg.}$$

* Resistencia de los muros.

+ De la pag. 13 podemos observar que:

- La resistencia de los muros en el sentido vertical es:

$$VR = 85,995 \text{ kg} > Vu = 50,521 \text{ kg.}$$

- De la pag. 14 podemos observar que:

- La resistencia de los muros en el sentido horizontal es:

VR = 73,510.035 kg. > Vu = 50,521 kg. OK.

NOTA: Debido a que los muros del segundo nivel resisten adecuadamente la fuerza sismica, sólo en el primer nivel se colocaran muros de concreto.

Diseño de muros de concreto.

Peso de azotea 0.528 Ton/m²

Peso de entrapiso 0.593 Ton/m²

Area 7.45 x 41.70 = 310.665 m²

Peso de muros = 0.3 Ton/m² = 62.55m = 18.765 Ton.

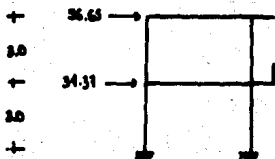
Peso 2o. nivel 0.528 x 310.665 + 18.765 = 182.796 ton.

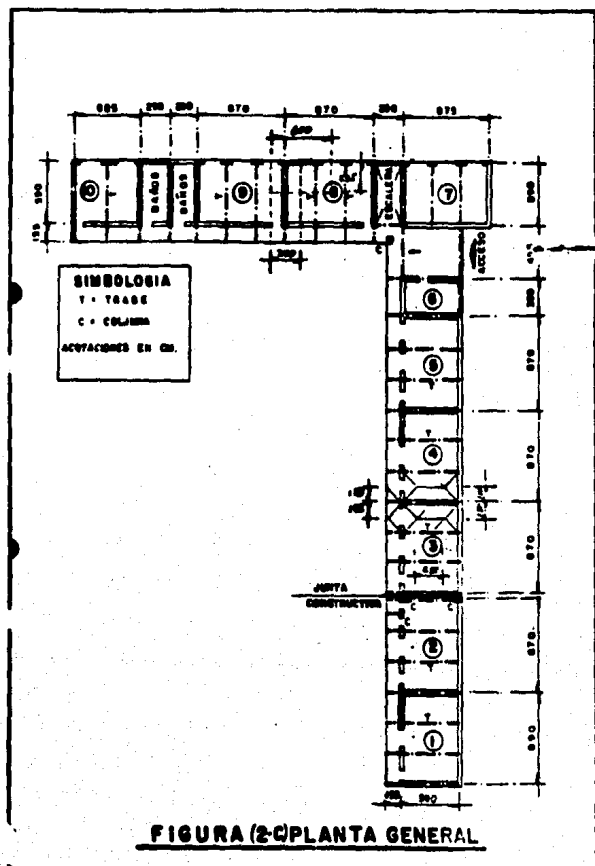
Peso 1er nivel 0.593 x 310.665 + 2 x 18.765 = 221.754 Ton.

Nivel	Wi	hi	wi hi	pi	vi
2	182.796	6	1096.776	56.65	56.65
1	<u>221.754</u>	3	<u>665.262</u>	<u>34.37</u>	91.02
	404.550		1762.038	91.02	

Vu = 91.02 x 1.1 = 100.122 Ton

$$P_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} w$$





- Resistencia de los muros de tabique.

$$VCR = (0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 590) \times 6 = 62,445.60$$

- Fuerza que absorben c/u de los muros de concreto.

$$Vu = \frac{1}{2} (100.122 - 62.4456) = 18.838 \text{ Ton.}$$

$$\text{Porcentaje que absorbe c/u de los muros de concreto} = \frac{18.838 \times 100}{100.122} = 18.815 \%$$

Diseño de muro de concreto (transversal)

Area tributaria $7.45 \times 3 = 22.35 \text{ m}^2$.

-Peso de azotea $0.528 \text{ Ton/m}^2 \times 22.35 \text{ m}^2 = 11.80 \text{ Ton}$.

-Peso de entrepiso $0.593 \text{ Ton/m}^2 \times 22.35 \text{ m}^2 = 13.25 \text{ Ton}$.

Subtotal = 25.05 Ton.

Peso de muro de tabique.

$0.3 \text{ Ton/m}^2 \times 3.0 \times 5.90 = 5.31 \text{ Ton}$.

Peso total $25.05 \text{ Ton} + 5.31 \text{ Ton} = 28.36 \text{ Ton}$.

$Mu = 1.1 \times 0.18815 (56.65 \times 6 + 34.37 \times 3) = 91.687 \text{ Ton-m} - 9'168,700$

$Pu = 1.1 \times 1.2 \times 28.36 \text{ Ton} = 37.435 \text{ Ton} - 37,435 \text{ kg}$.

$F_C^* = 0.8 \times 1.2 \times 200 \text{ kg/cm}^2 = 192 \text{ kg/cm}^2$

$F_C^* = 0.85 \times 192 \text{ kg/cm}^2 = 163.20 \text{ kg/cm}^2$.

$Mu = FR (Asfyd' + 0.5 Pu L \frac{(1 - \frac{Pu}{F_C^*})}{L \times F_C^*})$

DE DONDE.

$$AS = \frac{\frac{Mu}{FR} - 0.5 PuL (1 - \frac{Pu}{L \times FC})}{f y d'}$$

$$FR = 0.85$$

$$L = 590 \text{ cm.}$$

$$t = 15 \text{ cm.}$$

$$d' = 590 - 20 = 570 \text{ cm.}$$

$$AS = \frac{\frac{20'379,000}{0.85} - 0.5 \times 37,435 \times 590 (1 - \frac{37,435}{590 \times 15 \times 163.20})}{4000 \times 570}$$

$$AS = 5.80 \text{ cm}^2 \quad \# 4 \quad (7.62 \text{ cm}^2)$$

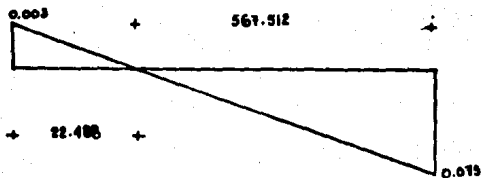
$$ASMIN = 0.0025 \times 13 \times 100 = 3.25 \text{ cm}^2.$$

$$\# 3 \text{ a } 20$$

$$Pu = 0.85 (15 \times 20 + 15 (0.8 Rd - 20)) \times 163.20$$

$$Pu = 41616 + 1664.64 Rd - 41616 = 37,435 \text{ kg.}$$

$$Rd = \frac{37435}{1664.64} = 22.488 \text{ cm.}$$



$$\frac{Y}{567512} = \frac{0.003}{22.488} \quad Y = 0.075$$

$$\frac{M_{ur}}{FR} = 7.62 \times 4000 \times 570 + 15 \times 20 \times 163.20 \times 285 + (0.8 \times 19.86 - 20) \times 15 \times 163 - 20 \times (285 - 0.4 \times 19.86)$$

$$\frac{M_{ur}}{FR} = 17'373,600 + 13'953,600 - 2'788,894 = 28'538,306 \text{ kg.cm.}$$

$$M_{ur} = 0.85 \times 28'538,306 = 24'257,560 \text{ kg cm} > M_u = 9'168,700 \text{ kg. cm. ok.}$$

- Porcentaje de acero requerido por sismo.

$$\frac{A_s + A's}{A_{muro}} = \frac{2 \times 7.62}{590 \times 15} = 0.0017 < 0.0025 \text{ ok.}$$

- Revisión por cortante.

$$V_u = 0.18815 \times 100.122 = 18.838 \text{ Ton} = 18,838 \text{ kg.}$$

$$V_u = \frac{18,838}{0.8 \times 15 \times 590} = 2.660 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.8 \times 0.5 \sqrt{163.20} = 5.11 \text{ kg/cm}^2 > V_u = 2.66 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok.}$$

Diseño de muro de concreto (longitudinal).

Area tributaria $6 \times 2.95 = 17.70 \text{ m}^2$ (ver fig. 2-6)

- Peso de azotea $0.528 \text{ Ton/m}^2 \times 17.70 \text{ m}^2 = 9.346 \text{ Ton}$.

- Peso de entrepiso $0.593 \text{ Ton/m}^2 \times 17.70 \text{ m}^2 = \frac{10.496 \text{ Ton}}{19.842 \text{ ton}}$

- Peso de muro de tabique

$$0.3 \text{ Ton/m}^2 \times 3.0 \times 3.0 = 2.70 \text{ Ton}.$$

- Peso total $19.842 + 2.70 = 22.542 \text{ Ton}$

- Resistencia de los muros de tabique.

$$VCR = 0.6 \times 0.7 \times 3 \text{ kg/cm}^2 \times 14 \times 3810 = 67,208.40 \text{ kg}.$$

- Fuerza que absorbe el muro de concreto.

$$Vu = 100.122 - 67.2081 = 32.914 \text{ Ton}.$$

- Porcentaje que absorbe el muro de concreto $\frac{32.914 \times 100}{100.122} =$

32.87%

$$\text{Cortante} - Vu = 0.3287 \times 100.122 = 32.91 \text{ ton}.$$

$$Mu = 1.1 \times 0.3287 (56.65 \times 6 + 34 - 37 \times 3) = 160.179 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Mu = 16'017,900 \text{ KG-cm}.$$

$$Pu = 1.1 \times 1.2 \times 22.542 \text{ Ton} = 29.755 \text{ Ton} = 29,755 \text{ kg}.$$

$$F_c'' = 163.20 \text{ kg/cm}^2.$$

$$FR = 0.85 \text{ cm}.$$

L = 300 cm.

t = 15 cm.

d' = 300 - 20 = 280 cm

$$AS = \frac{\frac{16'017,900}{0.85} - 0.5 \times 29,755 \times 300 \left(1 - \frac{29,755}{300 \times 15 \times 163.20}\right)}{4000 \times 280}$$

AS = 13.00 cm² - 6#6 (17.10 cm²)

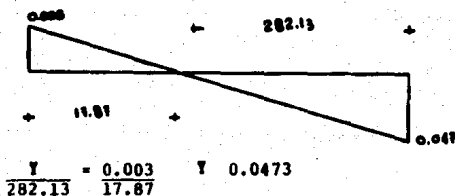
ASMIN = 0.0025 x 13 x 100 = 3.25 cm²

3 a 20

Pu = 0.85 (15 x 20 + 15 (0.8 Kd - 20)) x 163.20

Pu = 41616 + 1664.64 Kd - 41616 = 29,755

$$Kd = \frac{29755}{1664.64} = 17.87 \text{ cm.}$$



$\frac{MUR}{FR} = 17.10 \times 4000 \times 300 + 15 \times 20 \times 163.20 \times 140 + (0.8 \times 17.87 - 20) \times 15 \times$

$163.20 (140 - 0.4 \times 17.87)$

$\frac{MUR}{FR} = 20'520,000 + 6'854,400 - 1'855,064 = 25'519,336 \text{ kg-cm}$

MUE 0.85 x 25'519,336 = 21'691,435 kg-cm > Mu = 16'017,900 kg-cm.

- Revisión por cortante.

$$Vu = 32.91 \text{ Ton} = 32910 \text{ kg.}$$

$$Vu = \frac{32910}{0.8 \times 15 \times 300} = 9.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$VCR = 0.8 \times 0.5 \sqrt{163.20} = 5.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vu - VC = 9.14 - 5.11 = 4.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ph = \frac{4.03}{0.8 \times 4000} = 0.0013 < 0.0025 \text{ es.}$$

Diseño de puntales.

* Análisis de cargas:

$$\text{Area tributaria} = \frac{1}{2} (5.90 + 2.90) 1.50 = 6.60 \text{ m}^2$$

- Peso de azotea = 0.528 Ton/m²

- Peso de ~~entrapiso~~ ^{o:} = $\frac{0.597}{1.121} \text{ Ton/m}^2$

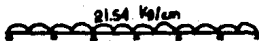
- Descarga sobre el muro.

$$W = \frac{1.121 \text{ Ton/m}^2 \times 6.60 \text{ m}^2}{5.90} = 1.254 \text{ Ton/m}$$

- Peso del muro del 2o. nivel.

$$WL = 0.3 \text{ Ton/m}^2 \times 3.0 \text{ m} = 0.900 \text{ Ton/m}$$

- Peso total = 1.254 + 0.9 = 2.154 Ton/m = 21.54 kg/cm.



♦ 5 ♦

Proponiendo viga madrina de 8"x4" obt:



$$F = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Madera de segunda)}$$

$$S_{\text{neto}} = \frac{1}{6} \times 9.16 \times 19.32^2 = 569.847 \text{ cm}^3$$

$$M = F \cdot S = 25 \times 569.847 = 14,246.182 \text{ kg-cm}$$

$$M = \frac{1}{8} w s^3 \Rightarrow S = \sqrt{\frac{8M}{w}}$$

$$S = \sqrt{\frac{8 \times 14,246.182}{21.54}} = 72.74 \text{ cm.}$$

$$\text{Reacción} = \frac{1}{2} \times 2.154 \times 0.70 = 0.2539 \text{ Ton.}$$

- Revisión del puntal.

$$P = 0.7539 \text{ Ton} \rightarrow 753.9 \text{ kg.}$$

$$H = 3.00 \text{ m}$$

$$E = 40,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P}{AN} \leq 1.0$$

$$F_{cd}$$

- Proponiendo polín de 4" x 4"

$$ANETA = 9.16 \times 9.16 = 83.906 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{0.30 E}{\left(\frac{KL}{b} \right)^2}$$



10.16

10.16

$$K=1.00$$

$$F_{cd} = \frac{0.30 \times 40,000}{\left(\frac{1.0 \times 315}{5.16} \right)^2} = 10.1473 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P}{AN} = \frac{753.9}{83.906} = 0.885 < 1.0 \text{ ok.}$$

$$F_{cd} \quad 10.1473$$

Diseño de trabe Tc -1

CARGAS

-Losa $0.12 \times 2.4 = 0.288 \text{ Ton/m}^2$

Firme $0.03 \times 2.0 = 0.060 \text{ Ton/m}^2$

C.V $= 0.250 \text{ Ton/m}^2$

0.598 Ton/m²

Reglamento

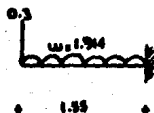
0.040

0.638 Ton/m²

-Ancho tributario 3.0 m

$$W = 0.638 \times 3 = 1.914 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Peso pretil } 0.3 \times 1.0 = 0.3 \text{ Ton/m}$$



$$M = 0.3 \times 1.55 + \frac{1}{2} \times 1.914 \times 1.55^2 = 2.76 \text{ T-M}$$

$$b = 15$$

$$d = 37$$

$$h = 40$$

$$P = 0.00616821 \quad A_s = 3.42 \text{ cm}^2 \quad 4\#4 \quad (5.08 \text{ cm}^2)$$

Cortante:

$$V = 0.3 + 1.914 \times 1.55 = 3.267 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 4.90 \text{ Ton}$$

$$VCR = 0.8 \times 15 \times 37 \left(0.20 + 30 \times 0.00915315 \right) \times 12.65 \times 10^3$$

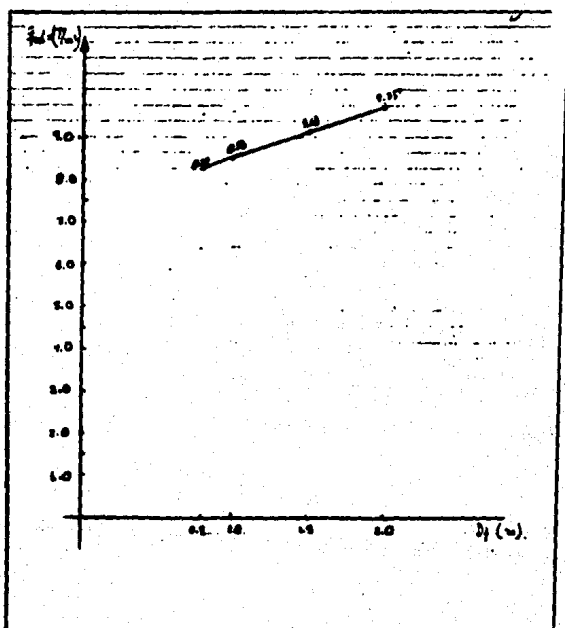
$$VCR = 2.67 \text{ Ton}$$

$$V' = 2.23 \text{ Ton}$$

$$\text{Sep} = \frac{2 \times 0.8 \times 0.49 \times 4000 \times 37}{2230} = 52 \text{ cm.}$$

$$E \# 2.5 \text{ a } 20$$

CAPACIDAD DE CARGA.



Revisión de barrenancias.

Vu=12.559 Ton.

Teniendo una separación de barrenancias de 45 cm.

Tendremos 14 hileras de barrenancias con 2 barrenancias cada una.

Barrenancias =28

Fuerza que absorbe c/barrenancia.

$$Va = \frac{12,559}{28} = 448.54 \text{ kg.}$$

$$Vua = 4 \times 448.54 = 1794.16 \text{ kg.}$$

Prop. HKB $\phi = 3/8^{\circ}$ L=3"

$$VUR = 2033\text{kg} \quad Vua = 1794.16 \text{ kg.}$$

Diseño de cimentación.

- Bajada de cargas:

+De la Pag. 21 Obt:

-Area tributaria 12.20m²

-Descarga sobre muros 2.508 Ton/m.

-Peso del muro de tabique 0.50 Ton/m.

-Peso muro de concreto 0.15x3x2.4 Ton/m³ =1.08 Ton/m.

-Descarga total 4.488 Ton/m.

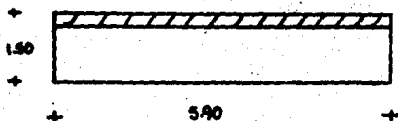
L=5.90 m.

P=4.488x 5.9= 26.48 Ton.

Pu= 29.128 Ton.

Mu = 91.687 Ton-m.

q= 9.13x1.33 = 12.14 Ton/m²



$$A=1.50 \times 5.90 = 8.85 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{1}{6} \times 1.5 \times 5.90^2 = 8.703 \text{ m}^3$$



Peso del Relleno $1.1 \times 5.9 \times 1.35 \times 1.6 \text{ T/m}^3 = 14.018 \text{ Ton}$

Peso zapata $\frac{1 \times (0.40 \times 0.30) \times 1.5 \times 2.4 \text{ t/m}^3 \times 5.9 \text{ m}}{2} = 7.434 \text{ ton.}$

TOTAL = 50.58 Ton.

-Revisión de esfuerzos.

$$\sigma = - \frac{P}{A} + \frac{M}{S} = - \frac{50.58}{8.85} + \frac{91.687}{8.703}$$

$$V_1 = -16.25 \text{ T/m}^2 - 12.14 \text{ Ton/m}^2$$

-Colocando 3 muros de concreto.

- Fuerza que absorbe c/u de los muros de concreto.

$$V_u = \frac{1}{3} (100.122 - 62.4456) = 12.559 \text{ Ton.}$$

$$\text{Porcentaje} = \frac{12.559 \times 100}{100.122} = 12.54 \%$$

$$M_u = 1.1 \times 0.1254 (56.65 \times 6 + 34.37 \times 3) = 61.11 \text{ Ton-m}$$

$$V = - \frac{50.58}{6.85} + \frac{61.11}{8.703}$$

$$V_1 = - 12.74$$

$$V_2 = 1.30 \text{ Ton/m}^2$$

Si $b = 1.60 \text{ m}$

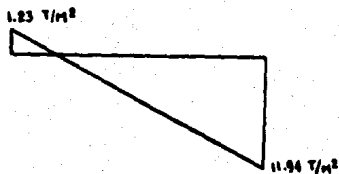
$$A = 1.60 \times 5.90 = 9.44 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{1}{6} \times 1.60 \times 5.90^2 = 9.28 \text{ m}^3$$

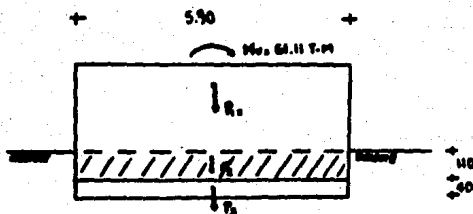
$$V = - \frac{50.58}{9.44} + \frac{61.11}{9.28}$$

$$V_1 = - 11.94 \text{ Ton/m}^2 < 12.14 \text{ Ton/m}^2 \text{ ok.}$$

$$V_2 = 1.23 \text{ Ton/m}^2$$



REVISION POR VOLTEO



$$M_u = 61.11 \text{ Ton-m}$$

$$P_1 = 29.128 \text{ Ton}$$

$$P_2 = 1.1 \times 5.9 \times 1.45 \times 1.6 \text{ T/m}^3 = 15.057 \text{ Ton}$$

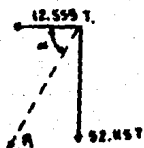
$$P_3 = \frac{1}{2} (0.4 + 0.3) \times 1.6 \times 2.4 \times 5.9 = 7.93 \text{ ton}$$

$$P \text{ TOTAL} = 52.115 \text{ Ton.}$$

$$M_R = 52.115 \times \frac{5.90}{2} = 153.74 \text{ ton-m}$$

$$F.S. = \frac{M_R}{M_U} = \frac{153.74}{61.11} = 2.52 > 1.5 \text{ es.}$$

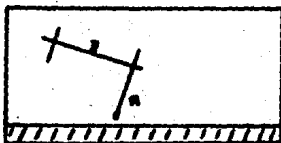
-Resultante de las fuerzas.



$$\tan \alpha = \frac{52.115}{12.559}$$

$$\alpha = 76.45^\circ$$

$$R = \sqrt{(12.559)^2 + (52.115)^2} = 53.60 \text{ Ton.}$$



$$\rightarrow \quad \alpha \quad \rightarrow$$

$$EMA = MR - NU = F \cdot R$$

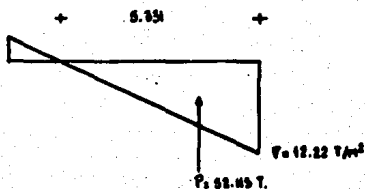
$$153.74 - 61.11 = F \times 53.60$$

$$F = 1.728 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{F}{\text{sen } \alpha} = \frac{1.728}{\text{Sen } 76.45}$$

$$a = 1.777 \text{ m}$$

$$3a = 5.331 \text{ m}$$



$$P = \frac{1}{2} \times 3a \times b \times F$$

$$52.115 = \frac{1}{2} \times 5.331 \times 1.60 \times F$$

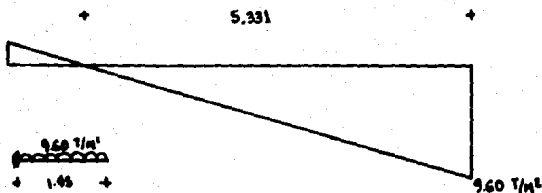
$$F = 12.22 \text{ Ton/m}^2 \approx 12.14 \text{ Ton/m}^2$$

-Restando el peso propio de la zapata y el peso del relleno no OBT:

$$\text{-Peso zapata } \frac{1}{2} (0.4+0.3) \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 0.84 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{-Peso relleno } 1.10 \text{ m} \times 1.6 \text{ Ton/m}^3 = \frac{1.76 \text{ Ton/m}^2}{2.60 \text{ Ton/m}^2}$$

$$F = 12.20 \text{ Ton/m}^2 - 2.60 \text{ Ton/m}^2 = 9.60 \text{ Ton/m}^2$$



$$M = \frac{1}{2} \times 9.60 \times 1.45^2 = 10.092 \text{ Ton-m}$$

$b=100$
 $d=26$ $P=0.0049172$ $AS=12.78 \text{ cm}^2$ $\# 6 \text{ a } 20$
 $h=30$

$$V = 9.60 \times 1.45 = 13.92 \text{ Ton.}$$

A UN PERALTE

$$V_a = 13.92 - 0.30 \times 9.60 = 11.04 \text{ Ton.}$$

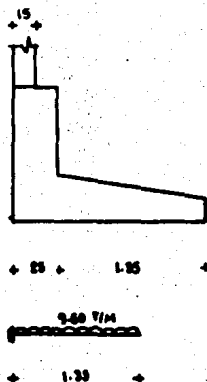
$$V_u = 12.144 \text{ Ton}$$

$$VCR = 0.8 \times 26 \times 100 \left(0.20 + 30 \times 0.00548076 \right) \times 12.65 \times 10^{-3} = 9.588 \text{ Ton}$$

$VCR < V_u \therefore \text{NO PASA.}$

Si $d=31$ $VCR = 0.8 \times 31 \times 100 \left(0.20 + 30 \times 0.00612903 \right) \times 12.65 \times 10^{-3}$
 $h=35$ $= 12.043$

$$F.C. = \frac{12.043}{11.04} = 1.091 \approx 1.1 \text{ ok.}$$



$$M = \frac{1}{2} \times 9.6 \times 1.35^2 = 8.748 \text{ Ton-m}$$

$$b = 100 \quad P = 0.0042154 \quad AS = 10.96 \text{ cm}^2 \quad \#6 \text{ a } 25$$

$$d = 26$$

$$h = 30$$

$$V = 12.96 \text{ Ton.}$$

$$V_a = 12.96 - 0.3 \times 9.6 = 10.08 \text{ ton}$$

$$V_u = 11.088 \quad \#6 \text{ a } 25$$

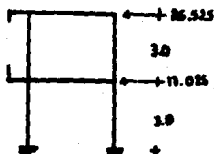
$$VCR = 0.80 \times 26 \times 100 (0.20 + 30 \times 0.0043846) 12.65 \times 10^3$$

$$VCR = 8.72 \text{ ton.}$$

$$\text{Prop. } \#6 \text{ a } 15 \text{ y } d = 31 \text{ h} = 35$$

$$VCR = 0.8 \times 31 \times 100 (0.20 + 30 \times 0.006129) 12.65 \times 10^3$$

$$VCR = 12.042 \text{ Ton} > V_u \text{ ok.}$$



De la Pag. 1 OBT:

W Azotea 69.231 ton
W entrepiso 77.754 ton.

Peso de muros 31.05 Ton.

Nivel	W	hi	wihi	pi	vi
2	84.756	6.0	508.536	26.525	26.525
1	<u>108.804</u>	3.0	<u>326.412</u>	<u>17.025</u>	43.55
	193.56		834.948	43.55	

$$M=26.525 \times 6 + 17.025 \times 3 = 210.225 \text{ Ton-m}$$

Resistencia del muro de tabique.

VR 10 407.60 kg.

Fuerza que absorben c/u de los muros de concreto.

$$FR = (43550 - 10,407.60) \times \frac{1}{2} = 16,571.20 \text{ kg.}$$

¿ Que absorbe c/u de los muros de concreto.

$$\frac{16,571.20 \times 100}{43,550} = 38\%$$

$$M = 0.38 \times 210.225 = 79.89 \text{ Ton-m}$$

$$Mu = 79.89 \text{ Ton-m}$$

-De la pag. 30 OBT.

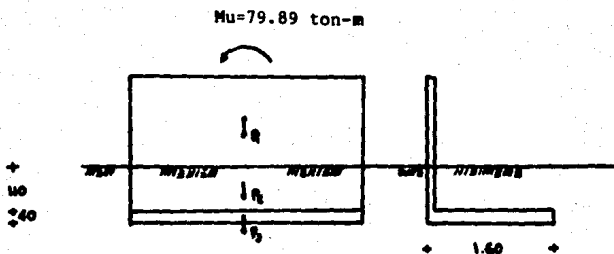
$$P1 = 29.128$$

$$P2 = 15.057$$

$$P3 = 7.93$$

$$P \text{ Total} = 52.115 \text{ Ton}$$

$$b = 1.60 \text{ m}$$



$$A = 1.60 \times 5.90 = 9.44 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{1}{6} \times 1.60 \times 5.90^2 = 9.28 \text{ m}^3$$

Esfuerzos.

$$\sigma = - \frac{P}{A} - \frac{M}{S}$$

$$\sigma = - \frac{52.115}{9.44} - \frac{79.89}{9.28}$$

$$\sigma_1 = - 14.127 \text{ ton/m}^2 > 13.30 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 3.08 \text{ Ton/m}^2$$

Proponiendo $b = 1.65 \text{ m}$.

$$P_2 = 1.1 \times 5.9 \times 1.5 \times 1.67 / \text{m}^3 = 15.576 \text{ Ton.}$$

$$P_3 = 0.40 \times 5.9 \times 1.65 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 9.346 \text{ Ton}$$

$$P \text{ Total} = 54.05 \text{ ton.}$$

$$A = 1.65 \times 5.9 = 9.735 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{1}{6} \times 1.65 \times 5.9^2 = 9.573 \text{ m}^3$$

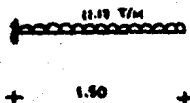
$$W = - \frac{54.05}{9.735} + \frac{79.89}{9.573}$$

$$W_1 = - 13.89 \text{ ton/m}^2 \approx 13.30 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_2 = 2.79 \text{ Ton/m}^2$$

Restando el peso del relleno y el peso de la zapata OBT.

$$W = 13.89 - (1.1 \times 1.6 + 0.4 \times 2.4) = 11.17 \text{ Ton/m}^2$$



$$M = \frac{1}{2} \times 11.17 \times 1.5^2 = 12.566 \text{ T-m} \quad 8.73 \text{ T-m}$$

b=100	P=0.0063	AS=16.26 cm ²	# 6 a 15
d=26	0.0043	11.20cm ²	# 6 a 25
h=30			

$$V = 11.17 \times 1.5 = 16.755 \text{ Ton}$$

13.96

$$Va = 16.755 - (0.30 \times 11.17) = 13.40 \text{ ton} \quad 11.06$$

$$Vu = 14.74 \text{ Ton} \quad 12.16$$

$$VCR = 0.8 \times 26 \times 100 (0.20 + 30 \times 0.0073) 12.65 \times 10^3$$

$$VCR = 11.0 \text{ 30 Ton}$$

$$\text{Si } d=36 \quad VCR = 0.8 \times 36 \times 100 (0.20 + 30 \times 0.0053) 12.65 \times 10^3$$

$$h=40$$

$$VCR = 13.055 \text{ Ton.}$$

$$\text{Si } d=41$$

$$h=45$$

$$VCR = 14.067 \text{ Ton} < Vu$$

$$d=31 \quad \phi = 0.002899$$

$$VCR = 9.003 \text{ Ton.}$$

$$d=31 \quad \phi = 0.005$$

$$VCR = 10.98$$

$$d=31 \quad \phi = 0.006$$

$$VCR = 11.92 \text{ Ton} \quad AS = 18.6 - \#6 \text{ a15}$$

$$\text{Si } b = 1.70 \text{ m}$$

$$P2 = 1.1 \times 5.9 \times 1.55 \times 1.6 \text{ T/m}^3 = 16.10 \text{ ton.}$$

$$P3 = 0.40 \times 5.9 \times 1.70 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 9.629 \text{ Ton.}$$

$$P \text{ Total} = 54.857 \text{ Ton.}$$

$$A = 1.70 \times 5.90 = 10.03 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{1}{6} \times 1.70 \times 5.90^2 = 9.863 \text{ m}^3$$

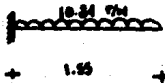
Esfuerzos.

$$F = - \frac{54.857}{10.03} + \frac{79.89}{9.863}$$

$$\begin{aligned} \Phi 1 &= -13.06 \text{ Ton/2} < 13.33 \text{ Ton/m}^2 \\ \Phi 2 &= 2.12 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Restando el peso del relleno y el peso de la zapata OBT.

$$W = 13.06 - (1.1 \times 1.6 + 0.4 \times 2.4) = 10.34 \text{ Ton/m}^2$$



$$M = \frac{1}{2} \times 10.34 \times 1.55^2 = 12.42 \text{ ton-m}$$

$$\begin{aligned} b &= 100 \\ d &= 26 \quad P = 0.00617457 \quad AS = 16.05 \text{ cm}^2 \quad \#6 \text{ a } 15 \\ h &= 30 \end{aligned}$$

$$V = 1.55 \times 10.34 = 16.027 \text{ Ton.}$$

$$Vu = 1.1 (16.027 - (0.30 \times 10.34)) = 14.218 \text{ ton}$$

$$VCR = 0.8 \times 26 \times 100 (0.20 + 30 \times 0.007076) \times 12.65 \times 10^{-3}$$

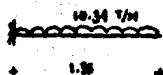
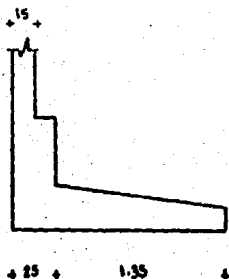
$$VCR = 11.03 \text{ Ton} < 14.218 \text{ Ton} \therefore \text{NO PASA.}$$

$$\text{Si } d = 41 \quad h = 45$$

$$VCR = 0.8 \times 41 \times 100 (0.20 + 30 \times 0.0046341) \times 12.65 \times 10^{-3}$$

$$VCR = 14.07 \text{ Ton} \approx 14.218 \text{ Ton.}$$

$$F.C = \frac{14.07}{12.925} = 1.089 \approx 1.1$$



$$M = \frac{1}{2} \times 10.34 \times 1.35^2 = 9.42 \text{ ton-m}$$

$$\begin{aligned} b &= 100 & P &= 0.0045642 & AS &= 11.87 \text{ cm}^2 & \#6 & \text{ a } 20 \\ d &= 26 \\ h &= 30 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= 13.959 \text{ Ton.} \\ V_u &= 13.959 - 0.3 \times 10.34 = 10.857 \text{ Ton.} \\ V_u &= 11.94 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} VCR &= 0.8 \times 26 \times 100 \times (0.20 + 30 \times 0.0054807) \times 12.65 \times 10^3 \\ VCR &= 9.588 \text{ Ton.} \\ \text{Prop. } d &= 31 \quad h = 35 \quad \text{y } \#6 \text{ a } 15 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} VCR &= 0.8 \times 31 \times 100 \times (0.20 + 30 \times 0.006129) \times 12.65 \times 10^3 \\ VCR &= 12.042 \text{ ton} > V_u \text{ ok.} \end{aligned}$$

-Esfuerzos.

$$\sigma = -\frac{P}{A} + \frac{M}{S}$$

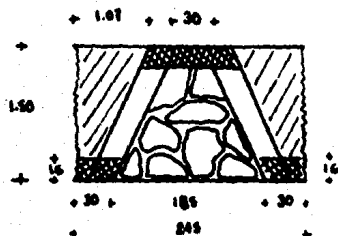
$$C = - \frac{73.774}{11.033} + \frac{91.687}{18.849}$$

$$F1 = - 15.14 \text{ Ton/m}^2 > 11.38 \text{ T/m}^2$$

$$F2 = 1.77 \text{ Ton/m}^2$$

-Desplazando la cimentación a 1.50m de profundidad OBT:

$$q = 12.14 \text{ T/m}^2$$



$$A = 14.455 \text{ m}^2$$

$$S = 14.214 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del relleno} = \frac{2 \times 1}{2} \times (0.3 + 1.07) \times 1.34 \times 5.9 \times 1.6 = 17.33 \text{ ton.}$$

$$\text{Peso de la cimentación} = \frac{1}{2} (1.85 + 0.30) \times 1.34 \times 5.9 \times 2.55 = 21.67 \text{ Ton.}$$

+Peso recubrimiento de concreto.

$$\text{+Superior} = 0.62 \times 0.16 \times 5.9 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1.4047 \text{ Ton.}$$

$$\text{+Medida} = 2 \times 0.16 \times 1.36 \times 5.9 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 6.1624 \text{ Ton}$$

$$\text{+Inferior} = 2 \times 0.16 \times 0.30 \times 5.9 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1.3594 \text{ Ton.}$$

Peso Total 77.055 ton.

$$C = \frac{77.055}{14.455} + \frac{91.687}{14.214}$$

$$W1 = 11781 \text{ Ton/m}^2 < 12.14 \text{ T/m}^2 \text{ ok.}$$

$$W2 = 1.12 \text{ Ton/m}^2$$

- Bajada de cargas.

$$\text{Area Tributaria} = \frac{2(1(5.9+2.9) \times 1.50)}{2} = 13.20 \text{ m}^2$$

$$\text{-Peso de losas} = \frac{(0.528 + 0.593) \times 13.20}{5.9} = 2.508 \text{ Ton/m}$$

$$\text{-Peso de muro de tabique} = 0.90 \text{ ton/m.}$$

$$\text{-Peso de muro de concreto} = 1.08 \text{ Ton/m}$$

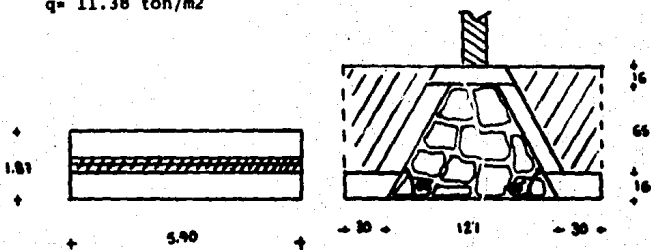
$$\text{Descarga total} = 4.488 \text{ Ton/m}$$

$$P = 4.488 \times 5.9 = 26.48 \text{ ton.}$$

$$Pu = 29.128 \text{ ton.}$$

$$Mu = 91.687 \text{ ton-m}$$

$$q = 11.38 \text{ ton/m}^2$$



$$A = 1.87 \times 5.90 = 11.033 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{1}{6} \times 1.87 \times \frac{5.90^2}{2} = 10.849 \text{ m}^3$$

-Peso cementación $\frac{1}{2} \times (1.27 + 0.30) 0.84 \times 2.55 \text{ T/m}^3 \times 5.9 \text{ m} = 9.92 \text{ Ton.}$

-Peso del recubrimiento ADICIONAL.

+Superior $0.16 \times 0.62 \times 5.9 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 9.408 \text{ ton.}$

+Lateral $2 \times 0.15 \times 0.79 \times 5.9 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 225340 \text{ Ton.}$

+Inferior $2 \times 0.30 \times 0.16 \times 5.9 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 2.384 \text{ Ton.}$

Peso del relleno $2 \times 1 \times \frac{(0.78 + 0.30)}{2} 0.84 \times 1.6 \text{ T/m}^3 = 1.45 \text{ Ton}$

P total= 73.774 Ton.

