

21/1/81



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería
División de Ingeniería Civil, Topográfica
y Geodésica

“Efectos de los Sismos de Septiembre de 1985
Estudio Reparación I Refuerzo de un
Edificio de Diez Niveles”

Tesis Profesional

Que para obtener el Título de:
INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a n

Donato Epifanio Ocampo Heredia
Juan Carlos Silva Tamayo



México, D. F. _____ 1986



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.

I N D I C E

CAPITULO	Pág.
I. <u>INTRODUCCION</u>	1
A. OBJETIVO DE ESTA TESIS	
B. ORGANIZACION DE ESTE TRABAJO	
C. ORIGEN DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985	2
D. EFECTOS DE LOS SISMOS	3
E. ESTADISTICA DE DAÑOS ESTRUCTURALES EN UN SECTOR DEL CENTRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.	5
II. <u>REDOPILACION DE INFORMACION DEL EDIFICIO</u>	7
A. INSPECCION PRELIMINAR	14
1. Identificación del sistema estructural	
2. Identificación de daños en elementos es	
tructurales	
3. Identificación de problemas de estructu	
ración	15
B. INSPECCION DETALLADA	16
C. LEVANTAMIENTO GEOMETRICO DE LA ESTRUCTURA	17
D. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES	18
III. <u>ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA</u>	20
A. MODELACION	21
B. LEVANTAMIENTO DE CARGAS	
1. Cargas muertas	22

a) Por losas	
b) Por muros	
c) Por trabes y columnas	
2. Cargas vivas	23
3. Cargas accidentales	
C. ANALISIS SISMICO	24
1. Cálculo de pesos y masas	
2. Cálculo de rigideces de estrepiso	25
3. Cálculo de los modos naturales de vibración, frecuencias, periodos, factores de participación.	26
4. Espectros de aceleraciones	29
5. Respuesta sísmica estática	30
6. Respuesta dinámica	31
7. Análisis por torsión	33
D. ANALISIS ESTRUCTURAL	34
1. Condiciones básicas de carga	
a) Cargas verticales	
b) Cargas laterales	35
2. Combinación de cargas	36
a) Combinación de carga vertical más <u>sig</u> mo	
3. Resultados	36
a) Carga vertical	
1. Acciones mecánicas	
2. Desplazamientos	37
b) Carga de sismo	
1. Acciones mecánicas	
2. Desplazamientos	

c. Combinación carga vertical más sismo	37
1. Acciones mecánicas	
2. Desplazamientos	
E. INDICES DE RESISTENCIA	38
1. Columnas	
2. Trabes	39
IV. PROPUESTA DE REPARACION/REFUERZO	40
A. PROPUESTA DE REPARACION/REFUERZO	
1. Solución A	
2. Solución B	
B. ESTUDIO DE LA SOLUCION A	41
1. Modelación	
2. Cargas	
a) Cargas muertas	
b) Cargas vivas	
c) Cargas accidentales	42
3. Análisis sísmico modal espectral	
a) Masas	
b) Rigideces	43
c) Modos naturales de vibración, frecuencias y periodos.	
d) Espectros de diseño	
e) Respuesta dinámica	44
f) Equilibrio por torsión	
4. Análisis estructural	47
a) Condiciones básicas de carga	
1. Cargas verticales	
2. Cargas laterales	

b.	Combinación de cargas	
1.	Combinación de carga vertical y carga de sismo	
c.	Resultados	48
1.	Carga vertical	
2.	Carga de sismo	
3.	Combinación carga vertical y carga de sismo.	
5.	Indices de resistencia	
a)	Columnas	
b)	Trabes	49
c)	Muros	
C.	ESTUDIO DE LA SOLUCION B	50
1.	Modelación	
2.	Cargas	
a)	Cargas muertas	
b)	Cargas vivas	
c)	Cargas accidentales	51
3.	Análisis sísmico modal espectral	
a)	Masas	
b)	Rigideces de entrepiso	
c)	Modos naturales de vibración, frecuencia y periodos	
d)	Espectros de diseño	52
e)	Respuesta dinámica	
f)	Equilibrio por torsión	
4.	Análisis estructural	55
a)	Condiciones básicas de carga	
1.	Cargas verticales	
2.	Cargas laterales	

b) Combinaciones de carga	
1. Combinación de carga vertical y carga de sismo	
c) Resultados	
5. Indices de resistencia	55
a) Columnas	56
b) Trabes	
c) Muros	57
V. ANALISIS ECONOMICO	59
A. PROPUESTA DE REPARACION A	
1. Cubicación de materiales	60
2. Presupuesto	69
B. PROPUESTA DE REPARACION B	72
1. Cubicación de los materiales	
2. Presupuesto	83
C. DEMOLICION TOTAL	89
1. Cubicación de materiales	90
2. Presupuesto	95
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	97
A. CONCLUSIONES	
B. RECOMENDACIONES	101
TABLAS	
FIGURAS	
ANEXOS	
APENDICES	
REFERENCIAS	

I. INTRODUCCION

A. OBJETIVO DE ESTA TESIS

Debido al gran impacto social y económico - que provocaron los sismos de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, decidimos contribuir al estudio de este fenómeno en la medida de nuestros conocimientos de ingeniería civil, adquiridos durante nuestros estudios. Para realizar este estudio, se escogió una estructura ubicada en el centro de la Ciudad, la cual experimentó daños severos.

Con ésto tratamos de aportar a la comunidad un poco de información sobre la forma y magnitud de los efectos en las construcciones en dicha zona de la Ciudad, y con ésto poder comprender mejor el resultado de las respuestas estructurales de las construcciones.

B. ORGANIZACION DE ESTE TRABAJO

Como parte de este trabajo requiere de una gran cantidad de operaciones numéricas, y con el fin de ejemplificar los planteamientos técnicos y desarrollos que realizamos, hemos ordenado como complemento al final del capítulo VI la sección de tablas, ésto con el fin de tener por un lado la teoría y pro

cedimientos aplicados y por otro los cálculos empleados necesarios en cada capítulo.

En el capítulo II se presentan las características de la construcción, como son sus dimensiones geométricas en planta y elevación, se define los elementos estructurales y no estructurales, y se hace un estudio preliminar de los daños en sus diferentes elementos.

El capítulo III está dedicado a determinar el comportamiento de la estructura ante la acción del sismo, por lo cual aplicamos los criterios del método estático y del análisis dinámico.

En el capítulo IV presentamos nuestras alternativas de reparación/refuerzo, así como el estudio estructural de cada una de estas propuestas.

El capítulo V está dedicado a evaluar económicamente cada una de las propuestas de reparación.

En el capítulo VI presentamos nuestras conclusiones y recomendaciones, sobre las propuestas de reparación, así como algunas indicaciones para lograr estructuras más eficientes ante este tipo de solicitudes.

C. ORIGEN DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

Los sismos son movimientos de la corteza terrestre que tienen su origen básicamente del tecto--

nismo de placas, ésto es, del movimiento relativo en tre placas continentales y en muy pocas ocasiones se generan sismos por explosiones subterráneas, erupciones volcánicas, colapso de cavernas o choque de meteoritos con la corteza terrestre.

El sismo ocurrido a las 7 hrs., 17 min., 44 seg., del jueves 19 de septiembre de 1985 frente a las costas de Guerrero y Michoacán, cerca de la desembocadura del río Balsas que ahí separa esos esta dos, y cuyo epicentro se fijó inicialmente en las -- coordenadas 17.68° N y 102.47° W se debió a la tectónica de placas, ya que en dichas coordenadas se loca lizó el origen de la ruptura entre las placas conti nentales Americana y Cocos, esta ruptura fue en la zo na de subducción entre ambas placas, la cual tiene una actividad sísmica desde varias decenas de años atrás, en la Fig. I.1 se ilustra la localización de este sismo.

La zona de ruptura tiene una profundidad de 16 a 18 Kms., la energía liberada fue tal que el sis mo del 19 de septiembre tuvo una magnitud de 8.1 gra dos en la escala de Richter.

D. EFECTOS DE LOS SISMOS

Los efectos (daños) provocados por el sismo

pueden clasificarse por medio de intensidades; este sismo presentó una gran variedad en sus intensidades en todas las zonas donde se presentó. Esta variación se hizo más notable en la Ciudad de México donde el grado de intensidades varió de V a X en la escala de Mercalli - Modificada.

Las intensidades fuertes de este sismo se presentaron en Lázaro Cárdenas, Michoacán, donde en algunas partes se detectaron licuación de arenas; pero su impacto más importante fue en la Ciudad de México y muy en especial en el centro de ésta. La llamada Zona de "Lago", la coincidencia en las propiedades dinámicas del subsuelo de la parte centro de la Ciudad y el bien marcado movimiento armónico que presentó el sismo, cuyo periodo dominante fue de 2 segundos, provocó que se presentaran amplificaciones - en el movimiento original del sismo y por lo tanto - de las fuerzas que actuaron sobre las construcciones, al igual que se amplificó el tiempo de acción del sismo.

Esta amplificación fue crítica en las estructuras con periodos naturales de vibración de alrededor de 2 segundos y por lo tanto en estas estructuras los efectos fueron severos y en muchos casos de colapso total.

Por tanto la coincidencia de propiedades dinámicas con las características sismo - suelo - es--

estructura, fue la razón principal de colapsos de construcciones en la Ciudad de México y que estos daños se hayan concentrado en el centro de la misma, zona que tiene un período fundamental de vibración de 2 segundos; dado que en las construcciones cimentadas en los suelos de transición y roca los daños fueron mínimos, comparados con el presentado en el centro de la Ciudad.

E. ESTADISTICA DE DAÑOS ESTRUCTURALES EN UN SECTOR DEL CENTRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

Esta estadística está clasificada en función del grado de daño estructural aparente (ésto es, determinación a simple vista).

La zona de estudio está limitada al Norte por la avenida Chapultepec, al Sur por la avenida Baja California, al Este por la avenida Cuauhtémoc y al Oeste por la avenida Insurgentes. A su vez esta zona la subdividimos en dos partes, la zona 1 limita al norte por la avenida Chapultepec, al sur por la avenida San Luis Potosí, al este por la avenida Quauhtémoc y al oeste por la avenida Insurgentes; y la zona 2 limitada al norte por la avenida San - - Luis Potosí, al sur por la avenida Baja California, al este por la avenida Cuauhtémoc y al oeste por la

avenida Insurgentes. (Fig. I.2)

En la zona 1 existen 2,109 construcciones y en la zona 2, 1970. Para clasificar el estado estructural de las construcciones, nos regimos por la Tabla I.1, la cual nos marca la escala de referencia - para clasificar los daños estructurales a simple vista.

Para realizar este estudio, realizamos un - recorrido, manzana por manzana y posteriormente ordenamos estos resultados y los condensamos en la Tabla I.2, la cual muestra el resultado de este estudio estadístico. Como complemento a esta estadística en la Fig. I.3 presentamos un histograma que muestra el porcentaje de cada daño con respecto al total de las construcciones en la zona de estudio.

II. RECOPIACION DE INFORMACION DEL EDIFICIO

El primer paso para plantear la posible reparación de una construcción es el reconocimiento del estado en que se encuentra su estructura así como la inspección de los daños en ella. La información que se reuna debe servir para hacer una evaluación preliminar que permita definir la posibilidad de ocupación así como si se requiere demolición inmediata o si procede considerar su reparación.

Así en esta primera etapa del proceso se deberá definir si se justifica intentar la reparación o si existe peligro de un derrumbe inmediato que pueda afectar las construcciones vecinas o las vías de comunicación y sea necesaria su demolición. Si se decide no demoler, tendrá que procederse inmediatamente a tomar las medidas de apuntalamiento necesarias que garanticen adecuadamente la seguridad temporal de la estructura.

La evaluación preliminar de esta primera etapa deberá complementarse posteriormente con una revisión más detallada que servirá de base para la realización del proyecto de reparación definitiva. A continuación se presenta una forma para efectuar y reportar la inspección preliminar.

DESCRIPCION DEL EDIFICIO

1. Estructura de concreto reforzado
 concreto prefabricado
 acero
 mampostería
 otra
2. Número de pisos 10
3. Número de sótanos 1
4. Estructuración vertical en dirección E-W; en dirección N-S
- | | | |
|------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| marcos | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| marcos contraventeados | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
| muros | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| otro | <input type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |
5. Sistemas de piso
- | | |
|------------------------|-------------------------------------|
| losa maciza con trabes | <input checked="" type="checkbox"/> |
| losa reticular | <input type="checkbox"/> |
| losa plana | <input type="checkbox"/> |
| techo de lámina | <input type="checkbox"/> |
| cascarón | <input type="checkbox"/> |
| otro | <input type="checkbox"/> |
6. Sistemas de fachadas
- | | |
|-------------|-------------------------------------|
| cristal | <input checked="" type="checkbox"/> |
| precolados | <input type="checkbox"/> |
| mampostería | <input checked="" type="checkbox"/> |
7. Cimentación
- | | |
|---------|-------------------------------------|
| zapatas | <input type="checkbox"/> |
| cajón | <input checked="" type="checkbox"/> |
| pilotes | <input type="checkbox"/> |

DAÑOS ESTRUCTURALES

ELEMENTOS	GRADO DAÑO		
	NO	BAJO	ALTO
COLUMNAS DE CONCRETO			
Recubrimiento: sano <input type="checkbox"/> grietas <input type="checkbox"/> desprendido <input checked="" type="checkbox"/>			--
Refuerzo principal: oculto <input type="checkbox"/> visible <input type="checkbox"/> dañado <input checked="" type="checkbox"/>			--
Estribos o zuncho: ocultos <input type="checkbox"/> visibles <input type="checkbox"/> dañados <input checked="" type="checkbox"/>			--
Concreto resistente: sano <input type="checkbox"/> dañado <input checked="" type="checkbox"/>			
TRABES Y VIGAS DE CONCRETO			
Recubrimiento: sano <input type="checkbox"/> grietas <input checked="" type="checkbox"/> desprendido <input type="checkbox"/>		--	
Refuerzo principal: oculto <input type="checkbox"/> visible <input checked="" type="checkbox"/> dañado <input type="checkbox"/>		--	
Estribos: ocultos <input type="checkbox"/> visibles <input checked="" type="checkbox"/> dañados <input type="checkbox"/>		--	
Concreto resistente: sano <input type="checkbox"/> dañado <input checked="" type="checkbox"/>		--	
LOSAS			
Recubrimiento: sano <input type="checkbox"/> grietas <input checked="" type="checkbox"/> desprendido <input type="checkbox"/>		--	
Concreto resistente: sano <input checked="" type="checkbox"/> dañado <input type="checkbox"/>	--		
Acero de refuerzo: oculto <input checked="" type="checkbox"/> visible <input type="checkbox"/> dañado <input type="checkbox"/>	--		
ESTRUCTURA DE ACERO			
Columnas:			
Trabes:			
Armaduras:			
CONEXIONES			
Trabe-columna			--

ELEMENTOS	GRADO DAÑO		
	NO	BAJO	ALTO
Columna-losa		--	
Trabe-viga		--	
MUROS ESTRUCTURALES			
De concreto: sano grietas			
De mampostería: sano grietas X			--
CIMENTACION: Sana X Hundida Dañada	--		

DAÑOS NO ESTRUCTURALES

ELEMENTOS	GRADO DAÑO		
	NO	BAJO	ALTO
MUROS DIVISORIOS		--	
FACHADA NO ESTRUCTURAL		--	
PLAFONES	--		
RECUBRIMIENTOS		--	
INSTALACIONES DE PLOMERIA	--		
INSTALACION DE GAS	--		
ELEVADORES	--		

RIESGO

ACEPTABLE EXCESIVO

1. ESTADOS LIMITE DE SERVICIOS

- | | | |
|------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Grietas | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Desplazamientos excesivos | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Vibración | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Cristales rotos | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Choque con otras estructuras | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| No Verticalidad | <input checked="" type="checkbox"/> | <input type="checkbox"/> |

2. ESTADOS LIMITE DE FALLA (REDUCCION)

- | | | |
|-------------|--------------------------|-------------------------------------|
| Resistencia | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Rigidez | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Ductilidad | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Estabilidad | <input type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |

3. EDIFICIOS VECINOS

MARCAR EL QUE APLICA

- | | |
|--|-------------------------------------|
| No hay riesgo | <input type="checkbox"/> |
| El vecino pone a éste en peli <u>gro</u> | <input type="checkbox"/> |
| Este pone en peligro a un ve <u>cino</u> | <input checked="" type="checkbox"/> |

4. EVENTOS POTENCIALES

MARCAR EL QUE APLICA

- | | |
|-----------------------------|-------------------------------------|
| Incendio o explosión | <input type="checkbox"/> |
| Derrunbe | <input type="checkbox"/> |
| Otro (indicar qué): NINGUNO | <input checked="" type="checkbox"/> |

5. VICTIMAS

MARCAR EL QUE APLICA

- No se sabe
- No ha habido
- Aún hay atrapados vivos
- Hay cadáveres no retirados

DIAGNOSTICO

DEL EDIFICIO

MARCAR EL QUE APLICA

- 1. Reparación no estructural sola_{mente}
- 2. Reparación estructural factible
- 3. Demolición inmediata
- 4. Colapso: requiere desescombrar

DEL USO

MARCAR EL QUE APLICA

- 1. Puede usarse en condiciones nor_{males}
- 2. Puede usarse, pero con restric_{ciones}
- 3. Hay que desocuparlo temporalmen_{te}
- 4. Esta inservible

CLASIFICACION

SE PUEDE OCUPAR			RESTRINGIR SU ACCESO	PROHIBIR SU ACCESO
1	2	3	4	5
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

1. Sana / 2 Daños en Elem. No estructurales / 3 Daños leves Elems. Estructurales / 4 Daños apreciables Generales / 5 Colapso Inminente.

A. INSPECCION PRELIMINAR

La inspección preliminar consiste en una revisión ocular de toda la estructura para identificar los daños existentes, así como para comprender el -- sistema estructural empleado en el edificio y su comportamiento ante el sismo.

Para localizar los daños y cuantificarlos - es necesario revisar y efectuar mediciones sobre todos los elementos y con detalle en los más dañados, ésto implica retirar parte de los acabados o la totalidad. Durante la inspección deberán tomarse las máximas medidas de seguridad, procurando evitar las zonas de colapso inminente.

1. Identificación del sistema estructural.

El sistema empleado es a base de marcos con muros de mampostería sin contravientos, sistema de piso formado por vigas principales, vigas secundarias y losas perimetralmente apoyadas, la cimentación se supone formada por un cajón de cimentación compensado dado que los hundimientos regionales no muestran diferencias con los de la construcción y al no existir escalones de acceso al edificio elimina la posibilidad de una cimentación a base de pilotes, lo cual por lo general en esta zona son el reflejo de las diferencias de asentamientos.

2. Identificación de daños en elementos estructurales.

Los principales daños en los diferentes elementos de la estructura son:

a.- Aplastamiento del concreto con pandeo de barras de refuerzo y grietas diagonales en columnas.

b.- Grietas diagonales en vigas.

c.- Grietas diagonales en muros de mampostería, grietas verticales en las esquinas y colapso de algunos muros.

d.- Algunos daños no estructurales observa-

dos durante la inspección preliminar son; rotura de vidrios, desprendimiento de aplanados, recubrimientos y elementos de fachada y agrietamiento de los elementos divisorios de mampostería.

En general la estructura presenta daños que ponen en peligro su estabilidad, ya que existe una reducción importante en la capacidad sismo-resistente por la falla de algunos elementos estructurales importantes. Esto indica que debe desocuparse y man tenerse restringido el acceso.

De lo anterior, es posible y necesario rea lizar un proyecto de reparación para la restauración y el refuerzo de la estructura.

En la Fig. II.1 se ilustran los elementos que resultaron dañados durante los sismos de septiembre de 1985.

3. Identificación de problemas de estructuración.

Durante la identificación del sistema es tructural se observó que las columnas y trabes de los ejes exteriores no forman exactamente marcos, ya que se encuentran unidas por un muñón, lo que involucra un efecto de torsión y flexión adicional a las columnas y/o trabes. Esto se ilustra en la Fig. II. 2 además, no todos los ejes tomados como marcos son continuos, ya que algunos se interrumpen o se

continúan en vigas simplemente apoyadas como lo ilustran las Figs. II.3 a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k, l, m.

B. INSPECCION DETALLADA

El objetivo de la evaluación definitiva es determinar si la estructura dañada es reparable; ésto es, si es posible recuperar parte de la inversión que representaba antes del sismo. En general ésto se rá así cuando el costo de la reparación sea razonablemente menor del que implica demoler.

Como ya se indicó en la sección A.2 de este capítulo, la determinación de la importancia de los daños es la base para el planteamiento de la reparación, que podrá llevarse a cabo con la restauración y el refuerzo de la construcción para incrementar la capacidad sismo-resistente original y el mejoramiento de la estructuración basándose en las Normas de Emergencia del Departamento del Distrito Federal de 1985.

El estudio de las alternativas de reparación y las limitaciones de este caso, permitirán finalmente elegir la solución adecuada para proceder a su diseño y construcción.

Además, conviene contar con información adicional sobre el diseño original del edificio, su pro

ceso de construcción, y el uso y adaptaciones que ha ya tenido durante su vida útil.

C. LEVANTAMIENTO GEOMETRICO.

El levantamiento geométrico lo realizamos porque no tenemos información de las dimensiones de la construcción, tanto en planta como en elevación.- Este levantamiento geométrico es necesario para poder cuantificar los efectos sísmicos, ya que las fuerzas originadas son función de la masa de la construcción y además el levantamiento geométrico es indispensable para conocer las dimensiones de los elementos estructurales y con ello la resistencia de éstos.

Este levantamiento geométrico lo realizamos midiendo las dimensiones de las plantas en las direcciones N - S y E - W, anotamos la distribución de los elementos estructurales y distancias entre sus ejes, las dimensiones de todos los peraltes y anchos de las columnas, traveses y muros. Este levantamiento lo realizamos para todas las plantas de la construcción. Los resultados de este levantamiento se encuentran en la Fig.II.4. La altura de entrepiso es de 2.70 M., para todos los niveles.

D. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

Para la verificación de las características mecánicas de los materiales se puede hacer uso de los equipos que se mencionan a continuación:

CONCRETO

1. Extractor de corazones

La extracción y prueba de corazones permite estimar la resistencia del concreto en la estructura y su módulo de elasticidad, también aporta información sobre su peso volumétrico.

2. Equipo de ultrasonido

Este sistema se basa en el uso de un instrumento que registrará la velocidad de un pulso ultrasonico a través del concreto, la que depende de la densidad del mismo. Con esta técnica se pueden hacer estimaciones de la resistencia del concreto y de su módulo de elasticidad, así como del estado de agrietamiento interno.

3. Esclerómetro

El esclerómetro es un dispositivo que mide el rebote de un sistema Masa - Resorte contra la superficie de un elemento de concreto. Con base en re

laciones empíricas se puede estimar la resistencia del concreto en función de la lectura del índice de rebote. Estas relaciones deberán corresponder al tipo de curado y a la clase de agregados del elemento en cuestión.

4. Pistola de Windsor

Con este instrumento se puede estimar la resistencia del concreto a partir de la penetración de un dardo metálico en un elemento particular. También en esta prueba se recurre al uso de relaciones empíricas penetración - resistencia, que deberán corresponder al mismo tipo de agregados usado en el elemento en estudio.

ACERO

1. Extracción y prueba de barras

Para verificar la calidad del acero empleado se puede recurrir a la extracción de algunas muestras y a su prueba estándar a tensión.

Es recomendable recurrir a más de una de -- las alternativas para tener redundancia en los resultados; así por ejemplo, sería conveniente combinar -- las pruebas de mayor precisión y costo como la 1 y la 4 para concreto con aquéllas de menor precisión pero de empleo más sencillo y económico como la 2 y 3 para concreto.

III. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El estudio de una estructura en sus tres di mensiones que la definen físicamente, es un análisis muy complejo y en el cual se requieren necesariamente el uso de teorías físicas y matemáticas de un alto - grado de refinamiento, pero aún así se deben plantear hipótesis simplificadoras en cuanto a propiedades de materiales, además del uso de computadoras de gran ca pacidad. Es por ésto que en general se transforma la estructura real en un sistema equivalente, el cual -- tiene un grado de complejidad mucho menor pero que a la vez tiene una aproximación razonable al predecir -- el comportamiento de la estructura real, con lo cual esta transformación nos permite optimizar recursos -- (tiempo) y no se pierde la validez de nuestros resultados.

De lo anterior es claramente deducible que si la estructura equivalente que generamos no es compatible con la real tanto en concepción de su comportamiento, así como de sus materiales y propiedades de éstos, por más exactitud que realicemos en las soluciones matemáticas, éstas no tendrán validez, dado -- que no corresponden a la estructura real.

A. MODELACION

En esta etapa idealizamos la estructura simplificándola para realizar su estudio, en este caso por tratarse de una estructura con elementos resistentes constituidos por marcos y en donde el sistema de piso, constituido por losas macizas, las cuales por tener gran rigidez en su plano, constituyen diafragmas rígidos en cada nivel. Por tanto la respuesta de esta estructura ante la acción de un sismo es básicamente la translación de sus niveles en sus planos horizontales como cuerpos rígidos.

En base a las características antes mencionadas de la estructura utilizamos un sistema equivalente consistente en masas y rigideces, el cual lo ilustramos en la Fig. III.1 que nos muestra este sistema equivalente.

Como las dimensiones geométricas, las propiedades dinámicas y las acciones del sismo no son iguales en las direcciones "X" y "Y" es necesario -- que realicemos el análisis sísmico en cada dirección ortogonal con sus propiedades y acciones correspon-dientes.

B. LEVANTAMIENTO DE CARGAS

1. Cargas Muertas

Estas cargas representan el peso de todos -

los elementos permanentes en la estructura, como lo es su peso propio, constituido por el peso de losas, columnas, traveses, muros, plafones, acabados, pisos herrería, etc. Para cuantificar estas cargas nos regimos por el RCDF - 76 (Ref.1), ya que estos parámetros son los más representativos de los materiales que forman la construcción. Las Normas de Emergencia del D. F., 1985 (Ref.2), nos regirán en el capítulo siguiente, en la propuesta de reparación/refuerzo.

1.1 Carga muerta por losa

	N 1 a 9 Kg/M2	N 10 (AZOTEA) Kg/M2
Losa de concreto, h = 10cm	240	240
Carga muerta adicional (por construcción)	40	40
Firme de mortero cemento, - h = 3cm	60	60
Marmol	45	--
Falso plafond de yeso, - - h = 3cm	24	24
Relleno de tezontle, h = 12cm	--	156
T O T A L	409	520

1.2 Carga muerta por muros

. Carga por metro lineal - Volumen (Peso específico)
tabique yeso y tirol

$$W \text{ Muros} = (0.14)(2.3)(2.2) + (0.03)(2.3)(1.65) = 0.822 \text{ T/M}$$

1.3 Carga muerta por traveses y columnas.

Esta carga muerta por peso de traveses y columnas las incorporaremos directamente en el análisis sísmico y estructural de los marcos resistentes.

2. Cargas vivas

Las cargas vivas en una construcción son la carga útil, esto es, el peso del mobiliario, el peso de los ocupantes y de todo aquello que es susceptible de cambio o reemplazo.

La intensidad de la carga viva en esta construcción la obtenemos en función de lo dispuesto en la Ref.1 y de las áreas tributarias en cada marco. Estas áreas tributarias por marcos están marcadas en la Fig. III.2 y en este caso obtenemos una intensidad de carga viva de 300 Kg/M² como se indica en la tabla

3. Cargas accidentales

Estas cargas son acciones de corta duración como los sismos y vientos. En la Ciudad de México la carga accidental importante es el sismo, el cual para poder valorarlo se necesita hacer un análisis sísmico, el cual realizamos en el subcapítulo C.

C. ANALISIS SISMICO

En este subcapítulo estudiamos la magnitud de las fuerzas que generó el sismo en los elementos resistentes de la estructura, para lo cual utilizamos la modelación de la estructura de la siguiente manera:

1. Cálculo de pesos y masas

El peso total en un nivel está dado por la suma de:

$$W_T = \text{carga muerta} + \text{carga viva}$$

y a su vez la carga muerta está compuesta por:

$W_m =$ peso de losa + peso de muros + peso de columna, trabes, acabados, etc.

$W_v =$ básicamente mobiliario y peso de los ocupantes.

1.1 Cálculo del área en planta de la estructura

Este cálculo lo realizamos subdividiendo el área total en pequeñas áreas regulares, y posteriormente sumamos todas las subdivisiones y así obtenemos el área de la planta, en la Fig. III.3, ilustramos esta subdivisión del área total en pequeñas áreas regulares.

Una vez calculada el área de las plantas de la estructura condensamos los pesos y masas totales de cada nivel en la Tabla III.1

W muros = longitud de muros por 0.822 ton/m

W columnas = volumen de columnas por 2.4 ton/m

W traveses = volumen de traveses por 2.4 ton/m

W losa = área por la carga muerta valuada en el subcapítulo 1 del capítulo III.

NOTA: En el nivel 10 en el peso de la losa está incluido el peso de una cisterna que se encuentra en la azotea.

W viva = área por la carga viva de 90 Kg/m².

El cálculo de las masas las obtenemos al dividir el peso total de cada nivel entre el valor de la aceleración de la gravedad que es igual a 981 cm/s². Esto se ilustra en la Tabla III.1

2. Cálculo de rigideces de entrepiso

Para obtener las rigideces de entrepiso en cada nivel, calculamos por separado las rigideces de los marcos aplicando las fórmulas de Wilbur (Ref.3) y por otra parte calculamos la rigidez de los muros con la fórmula que nos da la rigidez en un muro al aplicarle una carga lateral en su extremo superior y posteriormente superponemos las rigideces de marcos y muros para obtener la rigidez de entrepiso total.

2.1 Marcos

En este caso utilizamos la fórmula de Wilbur (Ref.3) suponiendo empotramiento en la base. El resultado de aplicar estas fórmulas se encuentra en la Tabla III.2 para la dirección "X" y en la Tabla - III.3 para la dirección "Y".

2.2 Muros

Para obtener la rigidez de entrepiso de los muros aplicamos las fórmulas de la Ref.4, y los resultados de aplicar estas fórmulas están indicadas - en la Tabla III.2 para la dirección "X" y en la Tabla III.3 para la dirección "Y".

3. Cálculo de los modos naturales de vibración, frecuencias, periodos y factores de participación.

3.1 Modos de vibración

Para obtener los modos naturales de vibración utilizamos la idealización de la estructura y - aplicamos el método numérico de Newmark - Modificado (Ref.4), el cual resuelve la ecuación de equilibrio:

$$M \ddot{D} + C \dot{D} + K D = F(t)$$

y para encontrar los modos naturales de vibración la fuerza externa $F(t)$ es nula y el amortiguamiento se desprecia, entonces la ecuación de equilibrio queda

como:

$$M \ddot{D}(t) + K D(t) = 0$$

esta ecuación también se expresa como:

$$D(t) = \phi q(t) \quad \text{ó} \quad D_i(t) = \phi_i \text{ Sen} \omega t$$

donde $D(t)$ = desplazamiento de la estructura en el tiempo t

ϕ = configuración modal

$q(t)$ = función de desplazamiento en el tiempo t

i = número del modo de vibración

En la Ref.4 se encuentra el desarrollo del método de Newmark, los resultados de aplicar este método, se encuentran en la Tabla III.4 al igual que las frecuencias y los periodos de la estructura. Las configuraciones modales se ilustran en la Fig.III.4.

3.2 Factores de participación de cada modo en la respuesta de la estructura. (Ref.4).

$$L = \phi^T M J$$

modo 1 (Datos tomados de la Tabla III.4)

$$L = \phi_1^T M_1 J_1 = 11.79$$

$$\phi_1^T = (1.0, 1.84, 2.7, 3.52, 4.24, 4.86, 5.39, 9.83, 6.22, 6.44)$$

$$M_1 = \begin{bmatrix} 0.284 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.314 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.313 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.31 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.309 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.309 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.307 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.404 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.168 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.178 \end{bmatrix}$$

$$J_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$M^* = \phi^T M \phi$$

$$M_1^* = \phi_1^T M \phi_1 = 56.73$$

$$S_{a_1} = a_g = 165 \text{ cm/s}^2 \quad (\text{Ref. diseño por sismo})$$

Para el modo 2 y modo 3 se procedió de igual forma que en el cálculo anterior con sus respectivas configuraciones (Fig. III.4) que para cada modo se calcularon. Y con los datos de la Tabla III.4 se llegaron a los siguientes resultados.

$$\begin{aligned}L_1 &= 11.79 \text{ Ton. s}^2/\text{cm} \\m_1^* &= 56.73 \text{ Ton} \\w_1^2 &= 50.69 \text{ rad/s}^2 \\sa_1 &= 165 \text{ cm/s}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_2 &= 1.51 \text{ Ton. s}^2/\text{cm} \\m_2^* &= 9.05 \text{ Ton} \\w_2^2 &= 394.57 \text{ rad/s}^2 \\sa_2 &= 130 \text{ cm/s}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L_3 &= 0.66 \text{ Ton. s}^2/\text{cm} \\m_3^* &= 5.15 \text{ Ton} \\w_3^2 &= 901.28 \text{ rad/s}^2 \\sa_3 &= 100 \text{ cm/s}^2\end{aligned}$$

4. Espectro de aceleraciones

1. Del sismo (zona de la SCT)

Los espectros de respuesta del sismo como se mencionaron en la introducción, tuvieron diferen-

tes magnitudes en los diferentes suelos (zonas) del D. F., y para obtener las aceleraciones que provocó el sismo en nuestra estructura en estudio y utilizamos el espectro de respuesta del suelo en campo libre graficado por el acelerógrafo ubicado en la SCT (Ref. 6). Estos espectros de respuesta están ilustrados en la Fig. III.5 para la dirección N-S y en la Fig. III. 6 para la dirección E-W.

2. De las Normas de Emergencia del D. F., de 1985

Las aceleraciones de diseño especificadas en las Normas de Emergencia del Reglamento para el D. F., de 1985 (Ref.2), nos regirán en el capítulo siguiente, o sea en las propuestas de reparación/refuerzo.

5. Respuesta sísmica estática

Los resultados de este análisis los ilustramos en la Tabla III.5 para las dos direcciones.

En este análisis utilizamos las siguientes expresiones:

$$F_i = \left[\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right] V \qquad V = \frac{c}{Q} \sum W_i$$

donde c = coeficiente sísmico

para el sentido N-S : $c = 0.24$

para el sentido E-W : $c = 0.24$

6. Respuesta dinámica

Este análisis dinámico modal, el cual toma en cuenta las formas de vibrar de la estructura para obtener su respuesta ante la acción del sismo, además incorpora directamente las aceleraciones que provoca el sismo en cada nivel de la estructura.

Las ecuaciones que nos dan las respuestas - en este análisis sísmico modal espectral, son la solución del equilibrio entre las propiedades dinámicas de la estructura y las del sismo, todo el desarrollo siguiente es de la Ref.4.

$$M \ddot{D}(t) + C \dot{D}(t) + K D(t) = \ddot{d}_s(t) \text{ ecuación de equilibrio}$$

$$\text{luego : } D_i(t) = \phi_i q_i(t)$$

$$D'(t) = \phi_i \dot{q}_i(t)$$

sustituyendo en la ecuación de equilibrio.

$$\phi_i^T M \phi_i \ddot{q}_i(t) + \phi_i^T C \phi_i \dot{q}_i(t) + \phi_i^T K \phi_i q_i(t) = \phi_i^T M \ddot{d}_s(t)$$
$$m_i^* + C_i^* + k_i = L$$

donde $q_i(t) = \frac{Z_i}{m_i^* w_i} \int_0^t \ddot{d}_s(\tau) e^{-\phi_i w_i (t-\tau)} \text{sen } w_i (t-\tau) d\tau$

integral de Duhamel

Las respuestas espectrales son la solución máxima de lo integral de Duhamel, y estas soluciones son:

$$q_i(t) \Big|_{\max} = \frac{Z_i}{m_i^* w_i} S_v(Z_i, w_i)$$

$$q_i(t) \Big|_{\max} = \frac{Z_i}{m_i^* w_i^2} S_{a_i}$$

$$D_{\max_i} = \phi_i \frac{Z_i}{m_i^* w_i^2} S_{a_i}$$

y como $F_i(t) = k D_i(t)$

$$F_{\max_i} = k D_{\max_i} = k \phi_i q_{\max} = M \phi_i \frac{Z_i}{m_i^* w_i^2} (S_{a_i} w_i^2)$$

$$F_{\max_i} = M \phi_i \frac{Z_i}{m_i^*} S_{a_i}$$

Al aplicar las ecuaciones que nos dan las - respuestas dinámicas espectrales, ya hemos calculado los modos naturales de vibración, las frecuencias y los periodos correspondientes, así como los factores de participación. Los resultados de aplicar este ánalisis modal espectral se encuentran en la Tabla III. 6 para la dirección N-S ("X") y en la Tabla III. 7 para la dirección E-W ("Y").

7. Análisis por torsión

Una vez calculadas las fuerzas sísmicas generadas por el sismo en la estructura en cada dirección, es necesario equilibrar esa acción externa, -- que además produce otras fuerzas debido a la excen-- tricidad que existe entre el centro de cortante (centro de rigidez) y el centro de masas, que es el punto por donde pasan las fuerzas sísmicas.

Para este análisis por torsión es necesario calcular precisamente la posición de la fuerza cor-- tante este cálculo lo realizamos en la Tabla III.8 - (Cálculo de posición de la fuerza cortante).

Una vez conocida la posición de la fuerza - cortante realizamos el equilibrio por torsión por cada planta, este resultado lo ejemplificamos y lo --- ilustramos en la Tabla III.9 (Resultado del equili-- brio por torsión nivel uno). Este cálculo es sistema

tizado para las diez plantas.

D. ANALISIS ESTRUCTURAL

Para realizar el análisis estructural en los que obtenemos los elementos mecánicos y con ellos poder calcular los índices de resistencia de los elementos estructurales y de éstos el de la estructura en general. Aprovechamos cierta simetría en la dirección E-W y realizamos sólo el análisis estructural de los marcos con mayor área tributaria y que además son ortogonales entre sí, y éstos resultados los hacemos extensivos a los marcos de menor área tributaria y menor condición de trabajo.

Con esta reducción en el número de los marcos analizados, logramos optimizar recursos de tiempo de cálculo y de computadora.

1. Condiciones básicas de carga

a. Cargas gravitacionales

Este análisis corresponde a la condición de cargas muerta más carga viva, para este análisis transmitimos las cargas uniformemente, distribuidas, que actúan en las losas, en cargas uniformemente equivalentes actuando en las traveses, en estas nuevas cargas uniformemente distribuidas sobre las traveses -

sumamos a ellas el peso propio de traveses y muros.

Una vez definidas estas cargas uniformemente distribuidas en las traveses y en algunos casos donde existen vigas secundarias definimos cargas concentradas en las traveses principales. Para este análisis estructural utilizamos el programa MARPLA - (STREES) de la Facultad de Ingeniería (Ref.5).

Los resultados de este análisis se encuentran en el Anexo III.1.

b. Cargas laterales

b.1. Sismo

Las fuerzas generales por el sismo son las que rigen el análisis de cargas laterales, estas fuerzas ya están previamente calculadas en el subcapítulo C. En la Tabla III.10 hacemos una comparación entre las fuerzas de sismo y las de viento.

b.2 Viento

Las fuerzas de viento en la Ciudad de México en estructuras de mediana altura, como ésta, son secundarias en comparación con las fuerzas que generan los sismos, por esta razón rigen en el análisis de cargas laterales las fuerzas del sismo Tabla III.10.

Para obtener los elementos mecánicos en los elementos resistentes de la estructura ante la acción de estas cargas laterales utilizamos el programa

MARPLA (STRESS) de la Facultad de Ingeniería (Ref. 5). Como ejemplo de este análisis se encuentra en el Anexo III.1 los resultados del marco 2 (dirección N-S).

2. Combinación de cargas

Esta combinación se refiere a la acción simultánea de cargas gravitacionales y cargas laterales. Como en los casos particulares de análisis estructural de cargas gravitacionales y cargas laterales, para este análisis estructural de combinación de cargas se utilizó el programa de computadora de la Ref.5.

3. Resultados

a. Carga vertical

1. Acciones mecánicas

Para ejemplificar los resultados del análisis estructural, en esta condición de carga, utilizamos la Fig.III.7 donde se ilustra el marco 2 (N-S). Con sus condiciones de carga y la Fig.III.8 en la cual se encuentran los elementos mecánicos debido a la carga vertical (resultados obtenidos del listado del Anexo III.1) Los demás marcos analizados son similares en cuanto a la forma, pero con diferentes resultados, ya que cada uno tiene sus distintas condiciones de carga. Dichos marcos no se ilustran en esta tesis por considerarse de poco interés para el ob

jetivo fundamental de este trabajo.

2. Desplazamientos

En la Fig.III.8 se encuentran los desplazamientos laterales debido a esta carga vertical. Los desplazamientos y giros se encuentran en el Anexo -- III.1 correspondientes al marco 2.

b. Carga de sismo

1. Acciones mecánicas

Como ejemplo de estos resultados presentamos en el Anexo III.1 los resultados correspondientes al marco 2.

2. Desplazamientos y giros

En el Anexo III.1 se encuentran los desplazamientos y giros por carga lateral (sismo) que corresponden al marco 2.

C. Combinación de carga vertical más sismo.

1. Acciones mecánicas

Los elementos mecánicos que se obtuvieron - con esta combinación de cargas que corresponden al marco 2 se encuentran en el Anexo III.1.

2. Desplazamientos y giros

Estos resultados se encuentran en el Anexo III.1, también son resultado del análisis estructural del marco 2.

E. INDICES DE RESISTENCIA

Los índices de resistencia nos dan el grado de seguridad de la estructura. Para determinar estos índices de resistencia, calculamos la resistencia de los elementos estructurales y la dividimos entre la fuerza actuante. De esta forma obtuvimos los índices de resistencia.

1. Columnas

Como las columnas se encuentran trabajando, y trabajaron durante la acción del sismo a flexo compresión biaxial, la resistencia la obtuvimos en función de las excentricidades que presentaron los elementos mecánicos debidos al sismo.

Este cálculo de resistencia lo realizamos para la condición de carga crítica y con su respectivo factor de carga, en este estudio la condición crítica fue lógicamente la combinación de carga vertical más sismo y amplificada esta combinación por el factor de carga de 1.1 (Ref.1). En el Anexo III. 2 presentamos un ejemplo de como calculamos la resis-

tencia para la columna de la intersección del marco E y marco 5 del nivel 2. Este cálculo lo realizamos para todas las columnas presentadas en la Tabla III.11.

2. Trabes

Para calcular el índice de resistencia en las trabes, calculamos su resistencia a flexión y cortante y dividimos estas resistencias entre los elementos mecánicos críticos (actuantes), los cuales en este caso son la combinación de carga vertical más sismo.

En el Anexo III.3 ejemplificamos el cálculo de este índice de resistencia para la trabe del marco 5 nivel 1 y que intersecta a los marcos E y C. Este desarrollo lo hacemos para todas las trabes presentadas en la Tabla III.12, donde se encuentran los índices de resistencia de las trabes que forman los marcos analizados.

IV. PROPUESTA DE REPARACION/REFUERZO

En este capítulo se plantean y estudian dos alternativas de solución; reestructurando la construcción original y reforzando, y estudiamos el grado de seguridad de cada una de estas soluciones, rigiéndonos por los parámetros de resistencia y diseño marcados en las NEDF85.

A. PROPUESTAS DE REPARACION REFUERZO, REESTRUCTURACION

1. Solución A.

Esta primera solución, consiste en reestructurar la construcción original haciendo iguales todas las plantas del edificio, con el fin de evitar cambios bruscos de rigideces, además completando marcos y haciéndolos regulares, ésto lo logramos aumentando nuevas columnas y trabes.

Para resistir las fuerzas sísmicas que serán inducidas por futuros sismos, incorporamos un sistema de muros rigidizantes de concreto reforzado, con el fin de restringir los desplazamientos laterales de la construcción y además al atraer estas fuerzas laterales a estos elementos, logramos disminuir los efectos sísmicos en los marcos ya existentes; ésto es disminuir los efectos de futuros sismos en los

elementos ya existentes, esta solución la ilustramos en la Fig. IV.1

2. Solución B

Esta propuesta es quitar cuatro niveles a la estructura, con ésto dejarla de seis niveles; además de llevar a cabo también la reestructuración y el refuerzo de la solución A, por tanto esta reestructuración en planta es igual a la ilustrada en la Fig. IV.1

B. ESTUDIO DE LA SOLUCION A

1. Modelación

El modelo para la idealización del comportamiento de la estructura, es similar al del capítulo III, el cual es un sistema constituido por masas que corresponden a cada nivel, los cuales están ligados entre sí por resortes que simulan las rigideces de la estructura la cual a su vez es la suma de las rigideces de marcos y muros. Esta idealización la realizamos para las dos direcciones ortogonales en planta, dado que las rigideces no son las mismas en cada una de estas direcciones, en la Fig.IV.2 está ilustrada esta idealización.

2. Cargas

a. Cargas muertas

La carga muerta como ya lo hemos mencionado en el capítulo III es el peso propio de la estructura y de todos sus componentes permanentes.

Por tanto la carga muerta debido al peso de la losa es la misma que la del capítulo III, y cambian sólo el peso de los muros, columnas y trabes, en la Tabla IV.1 se encuentran marcadas estas cargas.

b. Cargas vivas

En las NEDF85 nos marcan para el estudio de los efectos sísmicos una magnitud de carga viva --- 180 kg/m².

En cuanto a la carga viva para el análisis estructural por cargas verticales, vuelve a ser la misma magnitud del capítulo III esto es de 300 Kg/m².

c. Cargas accidentales (sismo)

Para la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño, aplicamos el método dinámico modal espectral, utilizando el espectro propuesto por las NEDF85.

3. Análisis sísmico modal espectral

a. Masas

Para obtener la magnitud de la masa en cada

nivel, valuamos el peso de todos los elementos de cada nivel, y a estos pesos de cada nivel los dividimos entre la aceleración de la gravedad y con esto encontramos la masa de cada nivel. En la Tabla IV.1 está el desarrollo condensado de la obtención de las masas.

b. Rigidez de entrepiso

Para obtener las rigideces de entrepiso, -- calculamos por un lado las rigideces de los marcos y por otra parte las rigideces de los muros; y de la -- superposición de ambas rigideces, obtenemos las rigideces totales de la estructura, en la Tabla IV.2 es tán marcadas estas rigideces.

c. Cálculo de los modos naturales de vibración, frecuencias y periodos.

Para obtener los modos naturales de vibración aplicamos el método de Newmark-Modificado Ref.4. De este método además obtenemos las frecuencias y periodos respectivos a cada modo. En la Tabla IV.3 se encuentran marcados los resultados de aplicar este método y en la Fig. IV.3 se ilustran las configuraciones de cada modo.

d. Espectros de Diseño NEDF85

La aceleración espectral a que debemos revi

sar y diseñar, la obtenemos del espectro de diseño - de las NEDF85.

e. Respuesta dinámica

Para obtener la respuesta dinámica, aplicamos el método dinámico modal espectral y como hasta ahora ya hemos obtenido los modos naturales de vibración, sus frecuencias y periodos correspondientes, - entonces sólo calculamos los factores de participación y volvemos a aplicar la metodología del capítulo III.

En la Tabla IV.4 se encuentran los resultados de la respuesta dinámica de esta solución A, en sus direcciones N-S y E-W.

f. Análisis por torsión

Para realizar el equilibrio por torsión, seguimos la misma metodología del capítulo III, esto es distribuir las fuerzas cortantes en todos los marcos en función directamente proporcional a sus rigideces y a su momento polar de inercia respecto al centro de torsión.

En la Tabla IV.5 calculamos la posición de la fuerza cortante en cada nivel y en la Tabla IV.6 ilustramos el equilibrio por torsión del nivel uno.

a) Cálculo de los factores de participación (sentido N-S)

$$L = \phi \cdot T \cdot MI$$

$$L = (1, 2.1, 3.19, 4.22, 5.17, 6.00, 6.70, 7.25, 7.62, 7.82) \begin{bmatrix} 0.296 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0.296 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0.295 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0.291 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.291 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.291 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.289 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.292 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.289 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3 & 1 \end{bmatrix} = 14.93 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

$$L = \phi \cdot MI = 1.72 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

$$L = \phi \cdot MI = 0.65 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

$$\phi \cdot M \cdot \phi = 91.48 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

$$\phi \cdot M \cdot \phi = 10.55 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

$$\phi \cdot M \cdot \phi = 4.18 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

CALCULO DE LA RESPUESTA DINAMICA

$$D_{\max} = \phi \frac{L}{\phi M \phi} S \quad L_1 = \phi_1^* M I = 14.9 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

$$L = \phi_2^* M I = 1.72 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

$$F_{\max} = M \frac{L}{\phi M \phi} S \quad L = \phi_3^* M I = 0.65 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

Sentido N-S (APLICANDO NEDF85)

$$\phi M \phi = 91.48 \frac{T \cdot s^2}{cm}; \omega_1^2 = 231.30 \text{ rad/s}^2, Sa = 248.92 \text{ cm/s}^2$$

$$\phi M \phi = 10.55 \text{ "}; \omega_2^2 = 1997.91 \text{ rad/s}^2, Sa = 149.60 \text{ cm/s}^2$$

$$\phi M \phi = 4.18 \text{ "}; \omega_3^2 = 5355.95 \text{ rad/s}^2, Sa = 131.20 \text{ cm/s}^2$$

La ecuación de las ordenadas del espectro de diseño en el tramo de periodos de vibración entre 0.0 y 0.8 segundos en la siguiente:

$$y = m x t b ; y = 0.375 (x) + 0.1 \text{ donde } p \quad x \quad 0.8 \text{ seg.}$$

por tanto para nuestra estructura tenemos:

$$T = 0.41 \text{ seg} \quad y = 0.375(0.41) + 0.1 = 0.253 \quad Sa = 0.253(981) = 248.92$$

$$T = 0.14 \text{ seg} \quad y = 0.375(0.14) + 0.1 = 0.152 \quad Sa = 0.152(981) = 149.60$$

$$T = 0.09 \text{ seg} \quad y = 0.375(0.09) + 0.1 = 0.1337 \quad Sa = 0.1337(981) = 131.20$$

4. Análisis estructural

Para realizar el análisis estructural de los marcos en cuyos ejes no existen muros de concreto, utilizamos la misma metodología del capítulo III; y para analizar los marcos en cuyos ejes se encuentran los muros de concreto, aplicamos los criterios del método de la columna ancha, esto es consideramos a los muros como unas columnas anchas y posteriormente utilizamos el programa de computadora - Marpia de la Fig.I, Ref.5, para obtener los elementos mecánicos en estos marcos.

a. Condiciones básicas de carga.

1. Cargas verticales

Para realizar el análisis estructural por cargas verticales seguimos la misma metodología aplicada en el capítulo III, esto es determinamos las cargas uniformemente distribuidas, concentradas, sobre todos los elementos de los marcos por analizar se.

2. Cargas laterales

Al igual que en el inciso anterior, aplicamos la metodología del capítulo III.

b. Combinación de cargas

1. Combinación de carga vertical más sismo.

De nuevo aplicamos la metodología del capítulo III.

c. Resultados

Los resultados del análisis estructural de esta solución A, en sus condiciones básicas de carga y en la combinación de estas, las obtenemos en la misma forma que en el capítulo III, claro con diferentes magnitudes. Por esta razón no ilustramos ningún marco de esta solución como ejemplo, ya que éste sería similar al ejemplo del capítulo III.

5. Indices de Resistencia

Al igual que el capítulo III, los índices de resistencia nos determinan el grado de seguridad de la estructura, para obtener estos índices de resistencia de los elementos estructurales, estos índices los definimos para cada elemento como el cociente de su resistencia entre la fuerza actuante máxima, esta fuerza actuante máxima corresponde a los elementos mecánicos mayores obtenidos en el análisis estructural.

a. Columnas

Para obtener los índices de resistencia de las columnas, calculamos su resistencia a flexocompresión biaxial, rigiéndonos por los parámetros de

resistencias marcadas en las NEDF85 y en las excen--
trezidades de los elementos mecánicos obtenidos en -
el análisis estructural. Para ejemplificar el cálcu--
lo del índice de resistencia de una columna, en el -
apéndice IV.1 se encuentra el desarrollo del índice
de resistencia correspondiente a la columna del ni--
vel 8 de la intersección de los marcos B y 2 y en -
la Tabla IV.7 se encuentran los índices de resisten--
cia para el resto de las columnas.

b. Trabes

En las trabes, calculamos su resistencia a
flexión y cortante y dividimos estas resistencia -
entre los elementos mecánicos maximos obtenidos del
análisis estructural.

En el apéndice IV.2 se encuentra el desarro--
llo para obtener el índice de resistencia de la tra--
be del marco C y cuyos extremos son los marcos 2 y
3, en la Tabla IV.8 se encuentran los índices de re--
sistencia de las trabes.

c. Muros

Como los muros van a ser elementos nuevos,
éstos se diseñan para los elementos mecánicos que pro--
vocan efectos mayores. Por tanto en este caso los mu--
ros tienen un índice de resistencia igual a la uni--
dad, el proporcionamiento del refuerzo en un muro, -

lo ilustramos al reforzar un muro de la solución B.

C. ESTUDIO DE LA SOLUCION B

1. Modelación

El modelo para la idealización del comportamiento de la estructura, es semejante al de la solución A, con la diferencia que en esta solución B el modelo sólo representa seis niveles.

En la Fig. IV.2 se encuentra ilustrado el modelo para esta solución B.

2. Cargas

a. Cargas muertas

Como en la solución A, la carga muerta es el peso propio de la estructura y de todos sus componentes permanentes.

En la Tabla IV.9 se encuentran el peso de estas cargas muertas.

b. Cargas vivas

Estas cargas son al igual que en la solución A, de una magnitud de 180 Kg/m² para análisis sísmico y de 300 Kg/m² para el análisis por carga vertical.

En la Tabla IV,9 se encuentra el peso debi

do a la carga viva.

c. Cargas accidentales (sismo)

Para la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño, aplicamos el método dinámico modal espectral, el cual desarrollamos a continuación.

3. Análisis sísmico modal espectral

a. Masas

Al igual que en la solución A, las masas de cada nivel es el peso de todos los elementos correspondientes a dicho nivel, dividido entre la aceleración de la gravedad.

En la Tabla IV.9 se encuentran las masas de los niveles correspondientes a esta solución.

b. Rigideces de entrepiso

Como en la solución A, para obtener las rigideces de entrepiso, calculamos por un lado las rigideces de los marcos y por otra parte calculamos las rigideces de los muros y posteriormente por superposición de ambas rigideces, obtenemos la rigidez de entrepiso total de cada nivel; en la Tabla IV,10 se encuentran las rigideces de entrepiso de esta solución B.

c. Modos naturales de vibración, frecuencias y periodos

Al igual que en la solución A, para obtener los modos naturales de vibración aplicamos el método de Newmark-Modificado Ref.4, y de este método además obtenemos, las frecuencias y por tanto los periodos. En la Tabla IV.11 se encuentran las amplitudes de cada modo de vibración; así como sus frecuencias y periodos correspondientes.

En la Fig.IV.4 se encuentran las configuraciones modales.

d. Espectros de Diseño NEDF85

La aceleración espectral a que debemos revisar esta solución B, la obtenemos del espectro de diseño de las NEDF85.

e. Respuesta dinámica

Como estamos aplicando el método dinámico - modal espectral y hasta ahora ya hemos obtenido los modos de vibración, sus frecuencias, y periodos; entonces calculamos los factores de participación y seguimos la metodología del capítulo III. En la Tabla IV.12 se encuentra el resultado de esta respuesta - dinámica.

f. Equilibrio por torsión

Para realizar el equilibrio por torsión, repetimos la metodología de la solución A.

A) Cálculo de los factores de participación

$$L_i = \phi_i^T M I$$

$$L = (1, 2.06, 3.04, 3.84, 4.41, 4.72) \begin{bmatrix} 0.296 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0.296 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0.295 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0.291 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.291 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.3 & 1 \end{bmatrix} = 5.619 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

$$L_1 = \phi_1^T M I = 0.67 \frac{T \cdot s^2}{cm} \quad L_3 = \phi_3^T M I = 0.26 \frac{T \cdot s^2}{cm}$$

$$\phi_1^T M \phi_1 = 20.91$$

$$\phi_2^T M \phi_2 = 2.67$$

$$\phi_3^T M \phi_3 = 1.26$$

Sentido N-S. (APLICANDO NEDF85)

$\rho_1^T M \rho_1 = 20.91$	$w_1^2 = 614.79$	$Sa_1 = 190 \text{ cm/s}^2$
$\rho_2^T M \rho_2 = 2.67$	$w_2^2 = 5144.17$	$Sa_2 = 131 \text{ cm/s}^2$
$\rho_3^T M \rho_3 = 1.26$	$w_3^2 = 13087.87$	$Sa_3 = 116 \text{ cm/s}^2$

La ecuación de las ordenadas del espectro de diseño en el tramo de vibración entre 0.0 y 0.8 segundos es la siguiente

$$y = m x t b ; y = 0.375 (x) + 0.1 \quad \text{donde}$$
$$0 \leq x \leq 0.8 \quad \text{seg}$$

por tanto para nuestra estructura tenemos:

$$T_1 = 0.25 \implies y = 0.375(0.25) + 0.1 = 0.193 \implies Sa_1 = 0.193(981) = 190 \text{ cm/s}^2$$
$$T_2 = 0.09 \implies y = 0.375(0.09) + 0.1 = 0.133 \implies Sa_2 = 0.133(981) = 131 \text{ cm/s}^2$$
$$T_3 = 0.05 \implies y = 0.375(0.05) + 0.1 = 0.118 \implies Sa_3 = 0.118(981) = 116 \text{ cm/s}^2$$

Como la forma de realizar estos cálculos es idéntica pero claro con diferentes magnitudes, por tanto no ejemplificamos el equilibrio de esta solución, dado que es similar al equilibrio de la solución A.

4. Análisis estructural

a. Condiciones básicas de carga

1. Cargas verticales

Para realizar este análisis estructural --- por cargas verticales, seguimos la misma metodología del capítulo III.

2. Cargas laterales

Al igual que en la solución A, aplicamos la metodología del capítulo III.

b. Combinaciones de cargas.

1. Combinación de carga vertical y sismo.

Al igual que en la solución A, aplicamos la metodología del capítulo III.

c. Los resultados los obtenemos como en el capítulo III.

5. Índices de resistencia

Como en el capítulo III los índices de resistencia nos determinan el grado de seguridad de la estructura, para obtener estos índices de resistencia

de los elementos estructurales, a estos índices los definimos para cada elemento como el cociente de su resistencia entre la fuerza actuante máxima, esta -- fuerza actuante máxima corresponde a los elementos -- mecánicos mayores obtenidos en el análisis estructural.

a. Columnas

En las columnas, calculamos su resistencia a flexocompresión biaxial, rigiéndonos por los parámetros de resistencia marcados en las NEDF85 y en -- las excentricidades de los elementos mecánicos de revisión obtenidos del análisis estructural.

La ejemplificación del cálculo de estos índices de resistencia será similar al de la solución A pero claro está con diferentes magnitudes, y por esta razón no repetimos la ejemplificación. En la Tabla IV.13 se encuentra los índices de resistencia de las columnas de esta solución.

b. Trabes

En las trabes, calculamos su resistencia a flexión y cortante rigiéndonos por las NEDF85 y la ejemplificación del desarrollo del cálculo de estos índices de resistencia será similar al de la solu-- ción A pero con diferentes magnitudes, y por tanto -- no repetimos esta ejemplificación. En la Tabla IV.14

se encuentran los índices de resistencia de las tras de esta solución B.

c. Muros

Como los muros son elementos que se van a construir, su acero de refuerzo será sólo el necesario para soportar los elementos mecánicos máximos obtenidos del análisis estructural.

Por esta razón el índice de resistencia de los muros es igual a la unidad.

En el Anexo IV.3 se encuentra como ejemplo - el desarrollo para obtener el acero de refuerzo del muro del primer nivel del marco E.

Longitud de Muros de mampostería : $18.76 + 21 + 9.23 = 48.99$ m

Longitud de Muros de concreto: $7.8 + 4.9 + 3.4 = 16.1$ m

W muros de mampostería = $48.99 (2.4)(0.15)(2.2) = 38.8$ Ton

W muros de concreto = $7.8(2.8)(2.4)(0.20) + 8.3 (2.25) (2.4)$
 $(0.20) = 19.44$ Ton

NOTA: Peso de muros en el nivel 1 es el de los de concreto mas la mitad de mampostería y en el nivel 10 el peso de los muros es la mitad de los de concreto y la mitad de los de mampostería.

V. ANALISIS ECONOMICO

En este capítulo analizamos el costo de las propuestas de solución, considerando sólo el costo de los elementos de refuerzo y el acabado de éstos, y no consideramos los acabados totales de la construcción, como lo son cancelerías, carpintería, instalaciones, etc.

Además analizamos el costo de la alternativa de demolición total, todo esto a precios de junio de 1986.

A. SOLUCION A

Al estudiar esta solución en el capítulo anterior, sus índices de resistencia nos demuestran que hay zonas donde la resistencia está escasa en un promedio del 30%, y por tanto esta solución no satisface las NEDF85 (Ref.2).

Si suponemos que aumentáramos las secciones de los muros de refuerzo en un 30% de las propuestas, y suponemos que al estudiar de nuevo la solución obtuvimos que si se satisfacen las NEDF85. Entonces estudiamos el costo de esta solución aumentada en un 30% en las secciones originalmente propuestas en los muros de concreto.

1. Cubicacación de materiales

a) Demoliciones

Plafones:	$266.92 \text{ m}^2/\text{niv} \times 10 \text{ niv} = 2669.20 \text{ m}^2$
Enladrillado:	$266.97 \text{ m}^2/\text{niv} \times 1 \text{ niv} = 266.92 \text{ m}^2$
Despegar pisos:	$266.92 \text{ m}^2/\text{niv} \times 10 \text{ niv} = 2669.20 \text{ m}^2$
Muros de tabique:	$64.73 \text{ m}^2/\text{niv} \times 10 \text{ niv} = 647.30 \text{ m}^2$

b) Acarreos en camión ler. kilómetro.

Plafón	$2669.2 \text{ m}^2 \times 0.03 \text{ m} =$	80.08 m^3
Enladrillado	$266.92 \text{ m}^2 \times 0.08 \text{ m} =$	21.35 m^3
Pisos	$2669.2 \text{ m}^2 \times 0.02 \text{ m} =$	53.36
Muros		647.30 m^3
		802.11 m^3

Acarreos en camión kilómetros subsecuentes (35 Km)

$$(802.11 \text{ m}^3 \times 35 \text{ Km} = 28073.85 \text{ m}^3 \text{ Km})$$

CONSTRUCCION

MUROS DE MAMPOSTERIA 10 NIVELES

EJE	LONG m	H m	AREA m ²
A÷1-6	16.05	2.40	36.52
A÷5-6	2.8	2.4	6.72
F÷2-3	5.20	2.40	12.48
B÷1-2	2.50	2.40	6.0
C÷1-2	3.50	2.40	8.4
D÷1-3	6.70	2.40	16.08
E÷1-6	16.05	2.40	38.52
G÷5-6	3.50	1.0	3.5
H÷5-6	4.0	1.0	4.0
2÷A-F	3.6	2.40	8.04
2÷D-E	2.30	2.4	5.52
2÷A-F	12.90	1.0	12.90
4÷A-G	2.75	1.0	2.75
4÷H-E	4.40	1.0	4.40
5÷A-E	12.90	1.0	12.90
6÷A-E	15.0	2.4	36.

217.33 m²/NIV

$$217.33 \frac{\text{m}^2}{\text{NIV}} \times 10 - 2173.3 \text{ m}^2 \times 1.1 = 2390.6 \text{ m}^2.$$

APLANADO DE YESO EN MUROS				
EJE	LONG	H	N° CARAS	AREA m ²
A-1-6	16.05	2.4	1	38.52
A-5-6	2.8	2.4	2	38.52
F-2-3	5.2	2.4	2	24.96
B-1-2	2.5	2.4	2	12.0
C-1-2	3.5	2.4	2	16.8
D-1-3	6.7	2.4	2	32.16
E-1-6	16.05	2.4	1	38.52
G-5-6	3.5	1.0	2	7.0
H-5-6	4.0	1.0	2	8.0
2-A-F	3.6	2.4	2	17.18
2-D-E	2.5	2.4	2	11.04
3-A-E	12.9	1.0	2	25.80
4-A-G	2.75	1.0	2	5.50
4-H-E	4.40	1.0	2	8.80
5-A-E	12.9	1.0	2	25.8
6-A-E	15.0	2.4	1	36.0

321.62 m²/nivel

$$321.62 \frac{\text{m}^2}{\text{NIV}} \times 10 \text{ NIV} = 3216.2 \text{ m}^2$$

Falso plafón de yeso

A1 y A2 + Escaleres

$$143.89 + 111.99 + 11.04 = 266.92 \frac{\text{m}^2}{\text{NIV}}$$

$$266.92 \frac{\text{m}^2}{\text{NIV}} \times 10 \text{ NIV} = 2669.2 \text{ m}^2$$

Relleno con tezontle

$$143.89 + 111.99 + 11.04 = 266.92 \text{ m}^2$$

Enladrillado en azotea

$$1 \text{ D E M anterior} : 266.92 \text{ m}^2$$

Entortado sobre relleno

$$1 \text{ D E M anterior} : 266.92 \text{ m}^2$$

Proyecto estructural

$$266.92 \frac{\text{m}^2}{\text{NIV}} = 10 \text{ NIV} = 2669.2 \text{ m}^2$$

Caso 10, grado de dificultad intermedio (2.0)

$$2669.2 \times 100,000 \times 1.65\% \times 20 = \$8,808,360.00$$

CONCRETO SIMPLE FABRICADO EN OBRA EN COLUMNA H=2.70 m					
EJE	SECCION VOL (cm) (m ³)		N°CCLUMNAS	N° NIVELES	VOL(m ³)
F	55	0.64	2	10	12.6
B	55	0.64	1	10	6.4
G	55	0.64	1	10	6.4
H	55	0.64	1	10	6.4
G	40x60	0.65	1	10	6.5
M	40x60	0.65	1	10	6.5
A	40x60	0.65	3	3	5.85
E	40x60	0.65	3	3	5.85
G	40x60	0.65	1	3	1.95
H	40x60	0.65	1	3	1.95

60.6 x 1.15 =

69.69 m³

CONCRETO SIMPLE FABRICADO EN OBRA EN TRABE					
EJE	SECCION	L	VCL	N° NIVELES	VOL(m ³)
A	15x40	4.6	0.28	10	2.8
C	15x40	4.6	0.28	10	2.8
C	15x40	4.6	0.28	10	2.8
C	15x40	4.6	0.28	10	2.8
E	15x40	4.6	0.28	10	2.8
S	15x40	6.3	0.38	10	3.8
A	15x30	7.4	0.33	3	0.99
G	15x40	8.5	0.51	3	1.93
H	15x40	9.5	0.57	3	1.71
F	15x30	10	0.45	3	1.35
4	15x60	16.4	1.47	3	4.42
5	15x60	17.4	1.58	3	4.75
6	15x30	18.5	0.83	4	3.32

35.88 x 1.2 =

43.056

CONCRETO EN MUROS					
EJE	SECCION	LONG	VOL	NºNIVELES	VOL(m3)
A	20x270	4.6	2.48	10	24.8
F	20x270	4.6	2.48	10	24.8
3	20x270	3.9	2.11	10	21.1
4	20x270	3.9	2.100	10	21.1

91.8

x 1.15

105.57 m³

Aumentando 30 % 105.57 (1.3)= 137.24 m³

CIMBRA COMUN EN ELEMENTOS DE EDIFICIOS

CIMBRA EN COLUMNAS					
EJE	SECCION	AREA	Nº a	Nº NIVEL	M2
F	55	4.67	2	10	93.4
B	55	4.67	1	10	46.7
G	55	4.67	1	10	46.7
H	55	4.67	1	10	46.7
G	40x60	5.40	1	10	54.0
H	40x60	5.40	1	10	54.0
A	40x60	5.4	3	3	48.6
E	40x60	5.4	3	3	48.6
H	40x40	4.32	1	3	12.96
G	40x40	4.32	1	3	12.96

464.6

x 1.1

511.06 M2

CIMBRA EN TRABES					
EJE	SECCION	L	AREA	Nº NIVEL	M2
A	15x40	4.6	4.37	10	43.7
C'	15x40	4.6	4.37	10	43.7
C''	15x40	4.6	4.37	10	43.7
C	15x40	4.6	4.37	10	43.7
E	15x40	4.6	3.68	10	36.8
5	15x40	6.3	5.99	10	59.9
A	15x30	7.4	5.55	3	16.65
G	15x40	8.5	8.07	3	24.22
H	15x40	9.5	9.02	3	27.07
F	15x30	10	7.5	3	22.5
4	15x60	16.4	22.14	3	66.42
5	15x60	17.6	23.76	3	71.28
6	15x30	18.5	13.87	4	55.5

555.14

x 1.1

610.60 M2

CIMBRA EN MUROS					
EJE	SECCION	LONG	AREA	N° NIVELES	M2
A	20x270	4.60	24.84	10	248.4
E	20x270	4.6	24.84	10	248.4
3	20x270	4.6	24.06	10	210.6
4	20x270	4.6	21.06	10	210.6

709.9

x111

780.3 m2

Aumentando 30 % 780.3 (1.3) = 1014.39

CUBICACION DE ACERO													TOTAL	
TRABES	EJE	LONG.	N°VR	Ø	ML	Kg/m	Kg	Niv	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1
B	5.2	4	3/4	20.8	2.25	46.8	10						468	
	5.2	2	4/2	10.4	0.99	10.30	10			103				
	5.2	6	1/2	31.2	0.99	30.89	10			30.89				
	0.82	35	1/4	28.7	0.25	7.18	10	71.8						
	4.6	8	1/2	36.8	0.99	36.43	10			364.3				
C	4.6	4	5/8	18.4	1.56	28.7	10				287			
	1.08	24	1/4	25.92	0.25	6.48	10	64.8						
COLUMNAS														
F y 5	2.7	4	1	10.8	3.98	42.98	54							2482.9
(4)	2.7	4	3/4	10.8	2.25	24.30	54						1312	
	1.64	13	1/4	21.32	0.25	5.33	54	287.8						
4	2.7	8	1	21.6	3.98	85.97	20							1719.4
(2)	1.52	13	1/4	19.76	0.25	4.94	20	98.8						
MUROS										8250			7333	
TOTAL (ton)									0.52	8.25	0.77	0.28	1.78	11.53
										10.72			14.98	

2. PRESUPUESTO DE LA SOLUCION A.

CLAVE	CONCRETO	UNIDAD	CANTIDAD	AV.	IMPORTE
B3CIA6	Demoliciones en azotea	m2	266.92	304.0	→ 81,143.68
B3FIA8	Demoliciones de muros	m3	647.30	1771.00	→ 1146,368.3
B3H2B2	Despegar pisos	m2	2669.20	98.00	→ 261,581.60
B3K2E9	Demolición falso plafón	m2	2669.20	162.0	→ 432,410.40
B4CIF1		m3	802.11	1309.0	→ 1049,962
B4CIF2	Kilómetros	m3/Km	28073.85	169.0	→ 4744,480.7
		DEMOLICIONES →			7,715,946.7
C5A3E1	Concreto columna	m3	69.69	36539	→ 2546,402.9
C5A5E1	Concreto trabes	m3	43.05	37096	→ 1596982.8
C5A6E1	Concreto muros	m3	137.24	36157	→ 4962,186.7
C1B1A2	Muro tabique rojo	m3	2390.6	3853	→ 9210,981.8

H1A1E1	Cimbra columnas	m2	511.08	3543	→1810,756.4
H1A1F1	Cimbra muros	m2	1014.39	3161	→3206,486.8
H1A1K1	Cimbra en traves aislada	m2	610.60	4339.0	→2649,393.4
I1A1A3	Acero ϕ 1/4	Ton	0.52	337665	→175585.8
I1A1B2	Acero ϕ 3/8	Ton	10.72	314028	→3366,380.2
I1A1B4	Acero ϕ 1/2	Ton	0.77	307103	→236,469.3
I1A1B5	Acero ϕ 5/8	Ton	0.287	305662	→87,724.99
I1A1B6	Acero ϕ 3/4	Ton	1.78	304221	→541,513.38
I1A1B8	Acero ϕ 1'	Ton	14.98	290204	→4347,255.9

Refuerzo \Rightarrow 34738,120.00

- 70 -

	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
0172A1 Aplados de yeso en muros	m2	3216.2	997.00	3,206,551.40
04A1A1 Falso plafón	m2	2669.2	5,435.00	14,507,102.00
Y2R1T1 Relleno con te zontle	m2	266.9	6,915.00	1,845,613.50
Y3E1G1 Enladrillado	m2	266.9	2,820.00	752,658.00
Y4E1A2 Entortado	m2	266.9	819.00	218,591.10
Proyecto Estructural				8,803,360.00
ACABADOS				
Proyecto Estructural y Acabados				29,338,876.00
Demolición				7,715,946.70
Relleno				34,738,120.00
Acabados				<u>29,338,876.00</u>
				71,792,942.70
Total				\$71,792,942.70
IVA 15%				<u>\$10,768,941.41</u>
				82,561,884.11
Indirectos y utilidad 23.45%				\$19,360,761.82
SUMA TOTAL				\$101,922,645.90

B. SOLUCION B

Como los índices de resistencia de esta solución tienen valores mayores que la unidad, ésto nos demuestra que esta solución sobrepasó los requerimientos de resistencia marcadas por las NEDF85.

Al obtener el porcentaje del acero de refuerzo en los nuevos elementos estructurales, observamos como en general en columnas y trabes, con el porcentaje de refuerzo mínimo estos elementos resisten las acciones mecánicas máximas del análisis estructural, y por tanto ésto nos indica que podríamos hacer una reducción en las secciones de refuerzo de esta solución en un 40%, dado que este es el porcentaje mínimo excedido en los elementos estructurales. Si suponemos que estudiamos esta solución reducida en las secciones originales de los elementos de refuerzo, y obtenemos que nuevamente los índices de resistencia son mayores que la unidad, entonces el costo de esta solución reducido sería de:

1. Cubicación de los materiales

En el desarrollo de esta sección, seguimos la misma metodología que en la sección A.1, con la diferencia que en esta solución habrán nuevos conceptos, de obra como lo son las demoliciones de columna, tra

bes, losas, retiro de herrería y carpintería, etc.

CUBICACION DE MATERIALES DE LA REESTRUCTURACION Y DEMOLICION DE 4 NIVELES.	
DEMOLICIONES	
Concreto en columnas :	$12.44 \frac{m^3}{NIV} \times 4 \text{ NIV} = \longrightarrow 53.76 \text{ m}^3$
Concreto en losas :	$26.69 \frac{m^3}{NIV} \times 4 \text{ NIV} = \longrightarrow 106.77 \text{ m}^3$
Concreto en trabes :	$16.81 \frac{m^3}{NIV} \times 4 \text{ NIV} = \longrightarrow 67.24 \text{ m}^3$
Plafón :	$266.92 \frac{m^2}{NIV} \times 10 \text{ NIV} = \longrightarrow 2669.20 \text{ m}^2$
Enladrillado :	$266.92 \frac{m^2}{NIV} \times 1 \text{ NIV} = \longrightarrow 266.92 \text{ m}^2$
Despegar pisos :	$266.92 \frac{m^2}{NIV} \times 10 \text{ NIV} = \longrightarrow 2669.20 \text{ m}^2$
Desmantelamiento de chambranas para puertas de madera o metálicas:	$21 \frac{pzas}{NIV} \times 4 \text{ NIV} = \longrightarrow 84 \text{ pzas}$
Desmantelamiento de puertas de comunicación de madera o metálicas:	$21 \frac{pzas}{NIV} \times 4 \text{ NIV} = \longrightarrow 84 \text{ pzas}$
Muros de tabique:	$64.73 \frac{m^3}{NIV} \times 10 \text{ NIV} = \longrightarrow 647.30 \text{ m}^3$

ACARREOS EN CAMION 1er. KILOMETRO	
COLUMNAS : - - - - -	53.76 m3
LOSAS : - - - - -	106.77 m3
TRABES : - - - - -	67.24 m3
PLAFON : 2669.20 m2 x 0.03 m - - - - -	80.08 m3
ENLADRILLADO : 266.92 m2 x 0.08 m - - -	21.35 m3
PISOS : 2669.20 m2 x 0.02 m - - - - -	53.38 m3
: 5.2 $\frac{m}{PZA}$ x 0.10m x 0.005 m x 84 pzas-	0.22 m3
PUERTAS : 2.1 $\frac{m}{pza}$ x 1.00 m x 0.05m x 84 pzas- pza	8.82 m3
MUROS : + - - - -	647.30 m3
	1,038.92 m3

ACARREOS EN CAMION KILOMETROS SUBSECUENTES (35 KM)

$$1,038.92 \text{ m}^3 \times 35 \text{ km} = 36,362.20 \text{ m}^3/\text{km}$$

MUROS DE MAMPOSTERIA 6 NIVELES			
EJE	LONG	H	AREA
A÷1-6	16.05	240	38.52
A÷5-6	2.80	240	6.72
F÷2-3	5.20	240	12.48
B÷1-2	2.50	240	6.00
C÷1-2	3.50	240	8.40
D÷1-3	6.70	240	16.08
E÷1-6	16.05	240	38.52
G÷5-6	3.50	1.00	3.50
H÷5-6	4.00	1.00	4.00
2÷A-F	3.60	240	5.52
3÷A-E	12.90	1.00	12.90
4÷A-G	2.75	1.00	2.75
4÷H-E	4.40	1.00	4.40
5÷A-E	12.90	1.00	12.90
6÷A-E	15.00	2.40	36.00

217.33 m²/NIV

$$217.33 \text{ m}^2 \times 6 \text{ NIV} = 1303.98 \text{ m}^2$$

$$\begin{array}{r} \times 1.1 \\ \hline 1434.38 \text{ m}^2 \end{array}$$

APLANADO DE YESO EN MUROS				
EJE	LONG	H	N°CARAS	AREA M2
A÷1-6	16.05	2.4	1	38.52
A÷5-6	2.8	2.4	2	13.44
F÷2-3	5.2	2.4	2	24.96
B÷1-2	2.5	2.4	2	12.00
C÷1-2	3.5	2.4	2	16.80
D÷1-3	6.70	2.4	2	32.16
E÷1-6	16.05	2.4	1	38.52
G÷5-6	3.5	1.0	2	7.00
H÷5-6	4.0	1.0	2	8.00
2÷A-F	3.6	2.4	2	17.28
2÷D-E	2.3	2.4	2	11.04
3÷A-E	12.9	1.0	2	25.80
4÷A-G	2.75	1.0	2	5.50
4÷H-E	4.40	1.0	2	8.80
5÷A-E	12.90	1.0	2	25.80
6÷A-E	15.0	2.4	1	36.00

321.62 m2/nivel

$$321.62 \frac{\text{m}^2}{\text{niv}} \times 6 \text{ niv} = 1929.72$$

FALSO PLAFON DE YESO

M1 + M2 + ESCALERAS

$$143.89 + 111.99 + 11.04 = 266.92 \frac{\text{m}^2}{\text{NIVEL}}$$

$$266.92 \frac{\text{m}^2}{\text{NIV}} \times 6 \text{ NIV} = 1601.52$$

RELLENO CON TEZONTLE

$$143.89 + 111.99 + 11.04 = 266.92 \frac{\text{m}^2}{\text{NIV}}$$

ENLADRILLADO EN AZOTEA

1DEM ANTERIOR : 266.92 m2

ENTORTADO SOBRE RELLENO

1DEM ANTERIOR : 266.92 m2

PROYECTO ESTRUCTURAL

$$266.92 \frac{\text{m}^2}{\text{NIV}} \times 6 \text{ NIV} = 1601.52 \text{ m}^2$$

CASA 10, GRADC DE DIFICULTAD INTERMEDIO (2.0)

1000 → 3760

2000 → 6760

$$6760 - 3760 = 3000$$

1600 — 5560 MILES DE PESOS

\$5,560,000.00

CONCRETO SIMPLE FABRICADO EN OBRA EN COLUMNAS H=2.70 m					
EJE	SECCION	VOL	N°COLUMNAS	N°NIVELES	VOL(m3)
F	55	0.64	2	6	7.70
B	55	0.64	1	6	3.85
G	55	0.64	1	6	3.85
H	55	0.64	1	6	3.85
G	40x60	0.65	1	6	3.89
H	40x60	0.65	1	6	3.89

27.03
x 1.15

31.08 m³

reducción en 40% = 22.2 m³

CONCRETO SIMPLE FABRICADO EN OBRA EN TRABES					
EJE	SECCION	L	VOL	N°NIVELES	VOL (m3)
A	15x40	4.6	0.28	6	1.66
C'	15x40	4.6	0.28	6	1.66
C''	15x40	4.6	0.28	6	1.66
C	15x40	4.6	0.28	6	1.66
E	15x40	4.6	0.28	6	1.66
5	15x40	6.30	0.38	6	2.27

18.84
x 1.20

22.61 m³

reducción en 40% = 16.15 m³

CONCRETO EN MUROS					
EJE	SECCION	LONG	VOL	N°NIVELES	VOL(m3)
A	20 x 270	460	2.48	6	14.90
E	20 x 270	460	2.48	6	14.90
3	20 x 270	390	2.11	6	12.64
4	20 x 270	390	2.11	6	12.64

55.07 m3

x 1.15

63.33 m3

reducción en 40% = 45.23 m³

CIMBRA COMUN EN ELEMENTOS DE EDIFICIOS					
CIMBRA EN COLUMNAS					
EJE	SECCION	AREA	N°COL	N°NIV	M2
F	55	4.67	2	6	55.98
B	55	4.67	1	6	27.99
G	55	4.67	1	6	27.99
H	55	4.67	1	6	27.99
G	40x60	5.40	1	6	32.40
H	40x60	5.40	1	6	<u>32.40</u>

204.75 m2

x 1.1

225.23 m2

reducción en 40% = 160.87

CIMBRA EN TRABES					
EJE	SECCION	L	AREA	N° NIVELES	M2
A	15x40	4.6		6	22.08
C'	15x40	4.6	4.37	6	26.22
C''	15x40	4.6	4.37	6	26.22
C	15x40	4.6	4.37	6	26.22
E	15x40	4.6	3.68	6	22.08
5	15x40	6.3	5.99	6	35.91

158.73

x 1.1

174.60 m2

reducción en 40% = 124.7

CIMBRA EN MUROS					
EJE	SECCION	LONG	AREA	N°NIV.	M2
A	20x270	460	24.84	6	149.04
E	20x270	460	24.84	6	149.04
3	20x270	390	21.06	6	126.36
4	20x270	390	21.06	6	126.36

550.80

x 1.1

605.88 m2

reducción en 40% = 432.7

CUBICACION DE ACERO													
TRABES													
EJE	Long	N°VR	Ø	ML	KG/ML	KG	NIVS	T O T A L					
								1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1
B	5.2	4	3/4	20.80	2.25	46.80	6					280.8	
	5.2	2	1/2	10.40	0.99	10.30	6			61.80			
	5.2	6	1/2	31.20	0.99	30.89	6			185.34			
	0.82	35	1/4	28.70	0.25	7.18	6	43.08					
C	4.6	8	1/2	36.8	0.99	36.43	6			218.59			
	4.6	4	5/8	18.4	1.56	28.70	6			172.22			
	1.08	24	1/4	25.92	0.25	6.48	6	38.88					
								81.96		247.14	172.22	260.8	
COLUMNAS													
Fy5	2.70	4	1	10.80	3.98	42.98	24						1032
(4col)	2.70	4	3/4	10.80	2.25	24.30	24					583	
	1.64	13	1/4	21.32	0.25	5.33	24	128					
4	2.70	8	1	21.60	3.98	85.97	12						1032
(2col)	1.52	13	1/4	19.76	0.25	4.94	12	59					
MUROS									4950				4400
TOTAL Kg.								350.92	4950	71287	344.44	863.8	6464
Ton								0.351	4.95	0.713	0.344	0.864	6.464
REDUCCION EN UN 40%								0.25	3.53	0.50	0.24	0.61	4.61

2. PRESUPUESTO

DEMOLICION DEL EDIFICIO DEL 10 AL 7 Y REESTRUCTURACION DEL NIVEL 1 AL 6.

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
B3A1 B8	DEMOLICIONES A MANO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO EN CUALQUIER NIVEL INCLUYENDO ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA A PIE DEL CAMION.	m3	22,777	1003600	2,285,999.72
B3C1 A6	DEMOLICIONES EN AZOTEA, DE ENLADRILLADO, IMPERMEABILIZANTE, ENTORTADO Y TERRADO HASTA 0.25 DE ESPESOR, CON ACARREO LIBRE A PIE DE CAMION.	m2	26692	30400	81,143.68
B3F1 A8	DEMOLICIONES DE MUROS DE TABIQUE O BLOCK, INCLUYENDO RECUBRIMIENTOS EN CUALQUIER NIVEL CON ACARREO LIBRE A PIE DE CAMION	m3	64730	177100	1,146,368.30
B3H2 B2	DESPEGAR PISOS DE LOSETA VINILICA EN CUALQUIER NIVEL, CON ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO DENTRO DE LA OBRA	m2	266920	9800	261,581.60
B3K2 E9	DEMOLICION DE FALSO PLAFON, EN CUALQUIER NIVEL A BASE DE PLACAS DE CELOTEX, YESO, ETC, INCLUYENDO BASTIDOR, CON ACARREO LIBRE DENTRO DE LA OBRA	m2	266920	16200	432,410.40

B3M3 M1	DESMANTELAMIENTO DE MARCOS Y CHAMBRANAS DE MADERA PARA PUERTAS CON ACARREO LIBRE, EN CUALQUIER NIVEL	pza	8400	39100	3.284.400
B3M3 P3	DESMANTELAMIENTO DE HOJAS DE PUERTA DE COMUNICACION O ENTRADA DE MADERA O METALICAS, CON ACARREO LIBRE, EN CUALQUIER NIVEL	pza	8400	23400	1965600
B4C1 F1	ACARREOS EN CAMION CON CARGA MANUAL DE PRODUCTOS DE LA DEMOLICION DE CONCRETO MEDIDOS EN BANCO PRIMER KILOMETRO.	m3	103892	1,30900	1,35994628
B4C1 F2	KILOMETROS SUBCIENTES ZONA URBANA.	m3/km	36,36220	16900	614521,80
C5A3 E1	CONCRETO SIMPLE, FABRICADO EN OBRA CON CEMENTO R.N. PARA COLUMNAS INCLUYENDO ACARREO, MUESTREO, COLADO, VIBRADO, CURADO, DESPERDICIO Y EQUIPO F' C=250Kg/cm2 TMA 20 MN.	m3	3108	3633900	1,13563212
			reducción 222		811165.8
C5A5 E1	CONCRETO SIMPLE, FABRICADO EN OBRA CON CEMENTO R.N. PARA TRABES AISLADAS INCLUYENDO ACARREO, MUESTREO COLADO, VIBRADO, -				

	CURADO, DESPERCIO Y EQUIPO F'C=250 kg/cm2 TMA 20 MN	m3	2261	37,09600	838,74056
			reducción 16.15		599,1004
C5A6 E1	CONCRETO HECHO - EN OBRA CON CEMENTO TIPO I (R.N.) - EN MUROS, PRETILES Y FALDONES. DE SU PERESTRUCTURA, IN- CLUYENDO, MUESTREO ACARREOS, VIBRADO, CURADO Y DESPERDIO EN CUALQUIER NIVEL, F'C=250kg/ cm2, TMA 20 MN	m3	63,33	36,15700	2,289,82281
			45,23	16,35,381.1	
G1B1 A2	MURO DE TABIQUE ROJO RECCIDO, ACABADO COMUN, ASENTADO CON MORTERO CEMENTO ARENA 1:5 INCLUYENDO DESPERDIO Y ANDAMIOS HASTA EL QUINTO NIVEL EN AREAS - PLANAS.	m2	14,3500	3,85300	5,529,05700
H1A1	CIMBRA COMUN EN ELEMENTOS DE EDIFICIOS, CIMBRA Y DESCIMBRA A UNA ALTURA MAXIMA DE 4.00 Mts, INCLUYENDO CHAFLANES Y GOTERAS CUANDO SEAN NECESARIOS.				
H1A1 E1	CIMBRA EN COLUMNAS	m2	22,523	3,54300	7,97,98969
			reducción 16087		5,69,99278
H1A1 F1	CIMBRA EN MUROS	m2	60,588	3,16100	1,915,18668
			reducción 43277		1,367,9905

H1A1	K1 CIMBRA EN TRABES AISLADAS				
		m2	17460	433900	75758940
		reducción	12471		54113529
I1A1A	ACERO DE REFUERZO GRADO ESTRUCTURAL CON LIMITE DE FLU ENCIA FY=2530kg/ cm2. EL PREGIO UNI- TARIO INCLUYE EL SUMINISTRO EN OBRA ACARREOS DENTRO DE LA OBRA, HABILITADO COLOCACION Y AMA-- RRE, GANCHOS, TRASLA PES Y DESPERDICIOS EN CUALQUIE ELEMEN TO ESTRUCTURAL				
I1A1a3	ACERO DE REFUERZO FY=2530 kg/cm2 de 6,4 MM. DE DIAMETRO (1/4)	Ton	0.351	337,66500	11852042
		reducción	0.250		8465743
I1A1B	ACERO DE REFUERZO GRADO DURO CON LIMI TE DE FLUENCIA FY= 4200 kg/cm2, LOS PRE CIOS UNITARIOS IN-- CLUYEN CUMINISTRO - EN OBRA, ACARREOS DEN TRO DE LA OBRA, HABI LITADO Y COLOCACION Y AMARRE, GANCHOS, --- TRASLAPES Y DESPERDI CIO.				
I1A1B3	ACERO DE REFUERZO FY =4200 kg/cm2 de 9.5 MM. DE DIAMETRO (3/8").	Ton	4.950	31402800	155443860
		reducción	3.535		11103133
I1A1B4	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 kg/cm2 DE 12.7 MM DE DIAMETRO (1/2").	Ton	0.713	30710300	2189,6444

	reducción	0.509		15640317
11A1B5	ACERO DE REFUERZO FY=4200kg/cm2 DE - 15.6 MM DE DIAMETRO (5/8").	Ton 0.344 reducción 0.245	30566200	10514773 7510552
11A1B6	ACERO DE REFUERZO FY=4200kg/cm2 DE 19.0 MM DE DIAMETRO -- (3/4").	Ton 0.864 reducción 0.617	304221	26264694 18774782
11A188	ACERO DE REFUERZO FY=4200kg/cm2 DE 25.32 y 38 MM DE DIAMETRO(1",1 1/4" y 1 1/2"),	Ton 6.464 reducción 4.617 refuerzo	29020400	187587866 133991333 1739981325
	refuerzo reducido			140079610
01Y2A1	APLANADO DE YESO EN MUROS A PLOMO Y RE- GLA INCLUYENDO PICA DO, HERRAMIENTA Y AN DAMIOS A CUALQUIER ALTURA	m2 192972	99700	192393084
04A1A1	FALSO PLAFOND DE YE SO A NIVEL CON METAL DESPLGADO DE 700grs /m2, CA ALETA CAL N° 20 DE 38 MM. (1 1/2") A SEPARACION NO MA- YOR DE 0.90 M EN UN SENTIDO Y 19 MM (3/ 4") A CADA 30 cms - EN EL OTRO, COLGAN-- TES DE DIAMBROM EN RETICULA DE 90x90cm ANCLADO A LOSAS, IN CLUYENDO HERRAMIEN-			

TA Y ANDAMIOS A CUAL QUIER NIVEL	m2	160152	543500	870426120
42R1T1 RELLENO CON TEZONTLE EN AZOTEAS PARA DAR PENDIENTES.	m2	26692	691500	184575180
Y3E1C1 ENLADRILLADO EN AZO- TEAS CON LADRILLO CC MUN DE 2x12x24cms. - ASENTADO CON MORTERO CEMENTO ARENA 1-5, TER MINADO APARENTE CON JUNTA A HUESC, INCLUYE ENTRE CALLES DE 2.5x 2.0cms RELLENOS CON ASFALTO OXIDADO N°12 Y LE DE CEMENTO BLANCO Y COLOR.	m2	26692	282000	75271440
Y4E1A2 ENTORTADO SOBRE RELLE NO EN AZOTEAS DE 3cms DE ESPESOR.	m2	26692	81900	21860748
PROYECTO ESTRUCTURAL	m2	160100	347283	556000000
		ACABADOS		1900526572

C. DEMOLICION

Como otra opción de solución puede ser la -
demolición total de la construcción, a continuación --
presentamos el costo de esta operación así como cuál
sería el valor de recuperación del terreno.

Costo del terreno

$$345.0 \text{ m}^2 \times \$95.000.00 / \text{m}^2 = \$32'775,000.00$$

1. CUBICACION DE MATERIALES				
CONCRETO: COLUMNAS				
EJE	SECCION	VOL m3	Nº DE ELEM	VOL. TOTAL m3
1	35x35	0.33	2	0.66
	55x30	0.45	3	1.34
2	50x30	0.41	2	0.81
	55	0.64	3	1.92
3	40x40	0.43	2	0.86
	50	0.53	3	1.59
4	35x60	0.57	2	1.13
	55	0.64	1	0.64
5	35x60	0.57	2	1.13
	55	0.64	1	0.64
6	40x40	0.43	4	1.73
CUBO	30x30	0.24	4	0.97
				13.44 m3

$$\frac{13.44 \text{ m}^3}{\text{NIV}} \times 10 \text{ NIV} = 134.42 \text{ m}^3$$

LOSA:

M 1 + M 2 + ESCALERAS

$$143.89 + 111.99 + 11.04 = 266.92 \frac{\text{m}^2}{\text{NIV}} \times 0.10 \text{ m} \times 10 \text{ NIV} = 266.92 \text{ m}^3$$

T R A B E S				
EJE	TRAMO	SECCION	LONG	VOL
A	1-6	15x30	19.07	0.86
B	2-3	15x30	4.62	0.21
C	1-2	15x30	3.13	0.14
	2-5	25x60	8.66	1.30
D	1-2	15x30	3.13	0.14
	2-3	20x45	4.62	0.42
E	1-6	15x30	21.08	0.95
F	2-3	20x45	4.56	0.41
G	4-5	20x45	4.14	0.37
	5-6	15x30	3.36	0.15
H	4-5	15x30	8.43	0.38
H'	4-5	15x30	16.86	0.76
C'	3-4	15x30	7.80	0.35
CUBO DE ELEU		15x30	10.00	0.45
1	A-E	15x30	14.67	0.66
2	A-E	20x45	15.42	1.39
3	A-E	20x45	15.40	1.39
4	A-E	25x60	16.70	2.51
5	A-E	25x60	16.60	2.49
6	A-E	15x30	16.53	0.74
2'	B-D	20x45	8.37	0.75

16.81m3/nivel

$$16.81 \frac{m^3}{NIV} \times 10 NIV = \underline{168.11 m^3}$$

PLAFON :

$$143.89 + 119.04 + 11.04 = \frac{266.92 \text{ m}^2}{\text{NIV}} \times 10 \text{ NIV} = 2669.20 \text{ m}^2$$

ENLADRILLADO E IMPERMEABILIZADO DE AZOTEA :

$$143.89 + 119.04 + 11.04 = \frac{266.92 \text{ m}^2}{\text{NIV}} \times 1 \text{ NIV} = 266.92 \text{ m}^2$$

DESPEGAR PISOS :

$$143.89 + 119.04 + 11.04 = \frac{266.92 \text{ m}^2}{\text{NIV}} \times 10 \text{ NIV} = 2669.20 \text{ m}^2$$

DESMANTELAMIENTO DE CHAMBRANAS PARA PUERTAS DE MADERA O METALICAS :

$$21 \frac{\text{pzas}}{\text{NIV}} \times 10 \text{ NIV} = 210 \text{ pzas}$$

DESMANTELAMIENTO DE PUERTAS DE COMUNICACION DE MADERA O METALICAS

$$21 \frac{\text{pzas}}{\text{NIV}} \times 10 \text{ NIV} = 210 \text{ pzas}$$

MUROS DE TABIQUE				
EJE	TRAMO	LONG	H m	VOL
A	1-6	20.96	2.30	
A'	1-2	2.79		
A'	4-5	4.05		
A'	5-6	2.15		
B	2-3	2.50		
	4-5	4.05		
C	1-2	2.79		
	2-3	2.50		
	4-5	4.05		
	5-6	3.06		
C'	2-3	5.00		
D	1-2	3.68		
D'	4-5	1.80		
	4-5	3.44		
	2-3	4.42		
	3-4	2.00		
	3-4	2.50		
	1-2	0.90		
	4-5	2.30		
	5-6	4.79		
E	1-2	2.78		
	2-3	4.37		
	4-5	1.60		
E'	1-2	2.68		
F	1-6	23.17		
	5-6	1.80		
1'	A-E	3.00		
2	A-E	12.48		
2'	B-E	2.73		
3	A-E	7.20		
4	A-E	6.00		
4'	C-D	4.00		
5	A-E	12.20		
6	A-E	16.531		
	D-E	2.35		
ESCALERAS		5.00		
		<u>187.62</u>	2.30	64.73

$$64.73 \frac{m^3}{NIV} \times 10 \text{ NIV} = 647.30 \frac{m^3}{NIV}$$

DEMOLICION TOTAL (10 NIVELES)	
ACARREOS EN CAMION : 1er KILOMETRO	
COLUMNAS :	134.42 m3
LOSAS :	266.92 m3
TRABES :	168.11 m3
PLAFON : $2669.20 \text{ m}^2 \times 0.03 \text{ m} =$	80.08 m3
ENLADRILLADO : $266.92 \text{ m}^2 \times 0.08 \text{ m} =$	21.35 m3
PISOS : $2669.20 \text{ m}^2 \times 0.02 \text{ m} =$	53.38 m3
CHAMBRANAS : $5.20 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 0.005 \text{ m} \times$ $210 \text{ pzas} =$	0.55 m3
PUERTAS : $2.10 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 210 \text{ pzas}$ $\text{pzas} -$	22.05 m3
MUROS :	647.30 m3

1,394.16 m3

ACARREOS EN CAMION KMS SUBSECUENTES (35km)

$1394.16 \text{ m}^3 \times 35 \text{ km} = 48795.60 \text{ m}^3 - \text{km}$

2. PRESUPUESTO

DEMOLICION COMPLETA DEL EDIFICIO (10 NIVELES)

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD:	P.U.	IMPORTE
B3A1B8	DEMOLICIONES A MA- NO DE ELEMENTOS ES TRUCTURALES DE CON CRETO REFORZADO - EN CUALQUIER NIVEL INCLUYENDO ACARREO LIBRE DEL PRODUCTO HASTA PIE DEL CA- MION	m3	56945	1003600	571500020
B3C1A6	DEMOLICIONES EN AZO TEA DE ENLADRILLADG, IMPERMEABILIZANTE, ENTORTADO Y TERRADO HASTA 0.25 M DE ES- PESOR, CON ACARREO - LIBRE A PIE DE CA- MION	m2	26692	30400	8114368
B3F1A8	DEMOLICIONES DE MU- ROS DE TABIQUE O -- BLOCK, INCLUYENDO RE CUBRIMIENTOS EN --- CUALQUIER NIVEL, CON ACARREO LIBRE A PIE DE CAMION	m3	64730	177100	114636830
B3H2B2	DESPEGAR PISOS DE - LOSETA VINILICA EN CUALQUIER NIVEL, CON ACARREO LIBRE DEL - PRODUCTO DENTRO DE LA OBRA.	m2	266920	9800	26158160
B3K2E9	DEMOLICION DE FALSO PLAFOND, EN CUALQUIER NIVEL, A BASE DE PLA CAS DE CELOTEX, YESO				

	ETC., INCLUYENDO BAS TIDCR, CON ACARREO - LIBRE DENTRO DE LA OBRA	m2	2669,20	162.	43241,040
B3M3M1	DESMANTELAMIENTO DE MARCOS Y CHAMBRANAS DE MADERA PARA PUER TAS CON ACARREO LI- BRE, EN CUALQUIER NI VEL.	pza	21000	391,00	8211,000
B3M3P3	DESMANTELAMIENTO DE HOJAS DE PUERTA DE COMUNICACION O EN-- TRADA DE MADERA O METALICAS, CON ACA-- RREO LIBRE, EN CUAL- QUIER NIVEL.	pza	21000	234,00	4914,000
B4C1F1	ACARREOS EN CAMION CON CARGA MANUAL DE PRDUCTOS DE LA DE- MOLICION DE CONCRE- TO, MEDIDOS EN BANCO PRIMER KILOMETRO.	m3	1394,16	1,309,00	18249,5544
B4C1F2	KILOMETROS SUBSECU- ENTES ZONA URBANA	m3/km	4879560	16900	824645640
	COSTO DIRECTO				17839,16602
	INDIRECTOS 23.45%				2202245045
	IVA 15%				2532581802.

VALOR DE RECUPERACION DEL TERRENO : AREA DEL TERRENO POR
EL VALOR DE M2 :

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A. CONCLUSIONES

1. Una de las conclusiones más importantes de este trabajo, es comprobar la contribución que tienen los muros de mampostería es la estabilidad de la construcción, ya que la estructura resistente sin muros tiene un periodo fundamental de vibración de 1.8 seg. en la dirección E-W y un porcentaje de amortiguamiento del 5% del crítico de la combinación de estas propiedades con la acción del sismo, se hubieran provocado índices de resistencia mucho menores que la unidad y esto nos indica la carencia de resistencia adecuada. Pero este efecto no se presentó en la realidad dado que la estructura con muros tiene un periodo fundamental de vibración de 1.1 seg., y con és los índices de resistencia son ligeramente mayores a la unidad; lo cual concuerda con lo observado, ésto es daños estructurales y no estructurales importantes.

2. Otra conclusión importante es el hecho de que los muros no sólo influyeron en las características dinámicas y con ello evitaron el efecto de resonancia dinámica, sino que además con el hecho de rigidizar la estructura y por tanto disminuir el periodo de vibra

ción y los desplazamientos y con ello las fuerzas sísmicas son mucho menores; que las que se obtienen considerando sólo columnas y trabes como estructura resistente.

3. Los grandes desplazamientos provocados por el sismo, los cuales son de 60 cm., en la dirección E-W éste 5 veces mayores que los permisibles y de 1.6 en la dirección N-S, explican el daño importante en los elementos tanto estructurales como no estructurales.

En las soluciones de reparación, se notó -- claramente la eficiencia de los muros de concreto para restringir desplazamientos, ya que en la solución A los desplazamientos, máximos son iguales o los permisibles y en tanto en la solución B, los desplazamientos máximos son de 1.3 cm., lo cual corresponde al 20% de los permisibles en esta solución de 6 niveles.

4. De las soluciones de reparación, observamos como al incorporar muros de concreto con el fin de restringir los desplazamientos laterales, observamos como esta alternativa puede ser eficiente, para evitar daños entre construcciones que no tienen o no cumplen las separaciones reglamentarias entre ellas.

5. Al comparar los costos de las distintas soluciones de reparación, la solución A tiene un costo de 101.922 M.D.P., la solución B tiene un costo de 63.57 M.D.P., y la alternativa de demolición tiene un costo de 25.326 M.D.P., y una recuperación por venta del terreno de 32.78 M.D.P. Si consideramos a la construcción como una inversión rentable, entonces es conveniente repararla, puesto que el tener una construcción nueva, ésta tendría necesariamente un costo mayor que el de cualquiera de las soluciones de reparación y además se tendría que cubrir el costo de la demolición.

NOTA: Los resultados y conclusiones de este trabajo, son sólo indicativos y corresponden a un estudio preliminar. Dado que no exploramos y por tanto no estudiamos a la cimentación y sólo supusimos que esta cimentación está sana. Además supusimos todas las resistencias, así como la cantidad y distribución del acero de refuerzo de todos los elementos estructurales, además de que se deban satisfacer las hipótesis y suposiciones planteadas en este trabajo. Por tanto para todo proyecto definitivo se tiene que explorar, realizar un muestreo y ensaye de los materiales que forman la cimentación y los elementos estructurales lo cual no realizamos en este trabajo.

B. RECOMENDACIONES

1. Como en toda construcción susceptible de reparación se presentan un gran número de alternativas de solu ciones, y por medio del estudio interactivo de esas alternativas de solución y de sus ventajas respectivas, se llega a la solución adecuada; es por tanto de gran importancia la participación del profesional de gran experiencia, en todas las etapas del proyecto para lograr la solución adecuada en el menor tiempo posible y siempre, respetando las razones básicas de la Ingeniería Civil, ésto es lograr estructuras efi cientes al menor costo.

2. Para determinar si una construcción que haya pre sentado daños estructurales es susceptible de repara ción, se debe recurrir a ingenieros estructuristas de gran experiencia y prestigio comprobado, ya que es tos ingenieros son los profesionistas con mayores co nocimientos en la materia.

3. La seguridad y eficiencia de los estudios de repa ración son directamente proporcionales, al grado de certidumbre que se tenga de las resistencias en los materiales como lo son los aceros de refuerzo, la distribución de este refuerzo, en los elementos es tructurales que seguirán teniendo esta función.

Para lograr una certidumbre aceptable en tales resistencias y distribuciones, es necesario una inspección detallada en dichos elementos así como el muestreo y ensayo de sus materiales.

4. Del estudio del comportamiento de la estructura, así como de sus propuestas de solución, observamos las ventajas de incorporar muros estructurales, ya que éstos atraen las fuerzas sísmicas y restringen los desplazamientos laterales y con ello minimizan los efectos en los marcos ya existentes; por tanto en general es mejor incorporar nuevos muros, que aumentar secciones en los marcos ya existentes.

5. Cumplir con las separaciones entre las construcciones para evitar los choques entre ellas y mantener limpia esta separación para contribuir al logro de un comportamiento eficiente de las construcciones ante las acciones de cargas accidentales.

6. Los ingenieros estructuristas o los proyectistas además de realizar los estudios de reparación, deberán llevar a cabo la supervisión de la construcción de dicha reparación hasta la etapa de construcción de todos los elementos estructurales, así como de la verificación de la distribución y cantidad del acero de refuerzo y de la resistencia de todos los materiales utilizados en la estructura resistente.

GRADO	ESTADO ESTRUCTURAL
1	SANO
2	DAÑOS NO ESTRUCTURALES (MUROS DE RELLENO Y ACABADOS EN GENERAL)
3	DAÑO ESTRUCTURAL LEVE
4	DAÑO ESTRUCTURAL IMPORTANTE
5	COLAPSO INMINENTE
6	COLAPSO PARCIAL
7	DERRUMBADO

Tabla I.1 Escala de referencia para clasificar los -
daños estructurales en las construcciones.

ESTRUCTURACION: CONCRETO/MAMPOSTERIA

NUMERO DE NIVELES	GRADO DE DAÑO															
	1		2		3		4		5		6		7			
	ZONA		ZONA		ZONA		ZONA		ZONA		ZONA		ZONA			
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2		
18					1											
17			1				1									
16			2													
15																
14			1													
13	1	1			1	2	3									
12		2	2		1		2									
11		3	4		2		1									
10	2	3	2	3	2						1	2				
9	4	5	3		3	2	1							1		
8	9	5	6	3	3	3	1				2					
7	23	13	12	5	3	1	1			1	2				1	
6	56	26	25	1	5	1	1				5	1			2	
5	116	67	36	1	5	12	3	2			2				1	
4	132	133	47	1	4	7		1	1		2	1			2	
3	302	254	120	3	20	8	10	2	1		8					
2	535	1089	238	11	40	34	16	2	2	1	12			2		
1	146	239	49	1	13	9	17		1		1			3	2	
IGLESIAS	3															
CINES			2								1			1		
?														13		
TOTALES	1329	1840	550	29	103	79	66	8	5	2	36	4	20	8	4079	

Tabla I.2 Estadística de los daños en construcciones en la zona de estudio.

NIVEL	W muros (ton)	W columnas (ton)	W trabes (ton)	W losa (ton)	W viva (ton)	W Total (ton)	Masas $\frac{\text{ton-s}^2}{\text{cm}}$
10	29.18	8.195	17.631	89.77	14.09	171.67	0.175
9	58.36	10.150	17.631	64.07	14.09	164.808	0.168
8	142.206	10.863	40.671	165.46	36.41	396.32	0.404
7	100.28	22.454	38.211	114.76	25.25	301.16	0.307
6	100.28	23.976	38.211	114.76	25.25	303.129	0.309
5	100.28	24.203	38.211	114.76	25.25	303.129	0.309
4	100.28	24.737	38.211	114.76	25.25	304.11	0.310
3	100.28	28.055	38.211	114.76	25.25	307.05	0.313
2	100.28	29.48	38.211	114.76	25.25	308.03	0.314
1	71.103	29.48	38.211	114.76	25.25	278.604	0.284

Tabla III.1 Peso de cada nivel y sus respectivas masas.

ENTREPISO	MARCOS. ton/cm	MUROS ton/cm	TOTAL ton/cm
K ₁₀	48.52	217.67	266.19
K ₉	62.33	217.67	280.00
K ₈	85.95	437.87	523.82
K ₇	154.10	437.87	591.97
K ₆	189.09	437.87	626.96
K ₅	191.80	437.87	629.67
K ₄	190.30	437.87	628.17
K ₃	205.50	437.87	643.37
K ₂	254.66	437.87	692.55
K ₁	403.15	176.70	579.85

Tabla III.2 Rigideces de entrepiso de marcos y muros dirección N-S ("X").

ENTREPISO	MARCOS ton/cm	MUROS ton/cm	TOTAL ton/cm
K	40.86	174.33	215.19
K	55.12	217.84	270.96
K	76.37	261.35	337.72
K	114.97	278.81	393.78
K	129.89	278.81	408.70
K	131.80	278.81	410.61
K	137.70	278.81	416.51
K	144.10	278.81	422.91
K	171.80	338.17	509.97
K	305.50	-----	305.50

Tabla III.3 Rigideces de entrepiso de marcos y muros dirección E-W ("Y").

NIVEL	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	U_1	U_2	U_3	U_T	$M\phi_1$	$M\phi_2$	$M\phi_3$	F_1	F_2	F_3	F_T	V	
10	6.44	-3.49	2.91	4.35	-0.191	0.041	4.35	1.127	-0.61	0.50	38.6	13.23	6.48	41.31	41.31	39.9
9	6.22	-2.58	1.19	4.20	-0.141	0.071	4.20	1.04	0.433	0.19	35.6	9.39	4.12	37.04	38.35	22.8
8	5.83	-1.11	-1.09	3.94	-0.061	-0.015	3.54	2.35	0.44	0.44	30.5	9.54	5.68	31.76	159.61	157
7	5.39	0.02	-1.55	3.64	0.001	-0.017	3.64	1.65	0.006	0.47	56.5	0.13	6.06	56.82	216.43	213
6	4.86	1.01	-1.24	3.28	0.055	-0.017	3.28	1.50	0.312	0.383	51.4	6.76	4.94	52.07	268.5	263
5	4.24	1.75	-0.39	2.86	0.096	-0.005	2.86	1.31	0.54	0.120	44.9	11.7	1.54	46.42	314.09	302
4	3.52	2.15	0.63	2.38	0.118	0.009	2.38	1.09	0.66	0.19	37.3	14.3	2.45	40.01	354.9	360
3	2.70	2.13	1.37	1.82	0.11	0.019	1.82	0.84	0.66	0.42	28.3	14.3	5.42	32.16	387.08	373
2	1.84	1.7	1.49	1.24	0.09	0.021	1.24	0.677	0.53	0.46	19.5	11.5	5.93	23.40	410.5	389
1	1.0	1.0	1.0	0.676	0.054	0.014	0.678	0.284	0.284	0.284	9.7	6.16	3.66	12.05	42.48	405

Tabla. III.6 Análisis sísmico dinámico sentido N-S ("X")

NIVEL	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	u_1	u_2	u_3	v_1	v_2	v_3	v_T	F_T
10	4.96	-2.24	2.11	10.56	-0.38	0.084	59.41	-17.59	11.50	63.02	63.02
9	4.83	-1.76	0.98	10.29	-0.30	0.039	114.94	-30.86	4.05	119.08	56.06
8	4.64	-1.04	-0.38	9.88	-0.186	-0.015	243.23	-50.62	-6.08	248.52	129.44
7	4.3	-0.21	-1.11	9.16	-0.036	-0.044	333.58	-53.61	-13.55	338.12	89.60
6	3.9	0.59	-1.22	8.30	0.10	-0.049	416.06	-45.33	-14.69	418.78	80.66
5	3.42	1.24	-0.72	7.28	0.211	-0.029	488.39	-28.14	-8.86	489.28	70.50
4	2.86	1.64	0.14	6.09	0.279	0.006	549.07	-5.33	1.03	549.10	59.82
3	2.24	1.71	0.91	4.77	0.291	0.036	597.05	18.69	9.97	597.43	48.33
2	1.58	1.45	1.23	3.36	0.247	0.049	631.00	39.12	14.00	632.37	34.94
1	1.0	1.0	1.0	2.13	0.17	0.04	650.44	51.86	9.68	652.58	20.21

Tabla III.7. Análisis sísmico dinámico dirección E-W ("Y")

NIVEL	ENTREPISA	Fix	Fiy	Posición de Fi		F cortante		Posición de la F. Cortante				\bar{x}_v	\bar{y}_v
				\bar{x}	\bar{y}	V_x	V_y	$F_{ix} \bar{y}$	$V_{ix} \bar{y}$	$F_{iy} \bar{x}$	$V_{iy} \bar{x}$		
10		41.31	62.71	8.159	5.44			224.73		511.65			
	10					41.31	62.71		224.73		511.65	8.16	5.44
9		37.04	57.12	8.159	5.44			201.50		466.04			
	9					78.35	119.83		426.23		477.69	8.16	5.44
8		81.26	178.81	8.50	10.82			879.23		1094.89			
	8					159.61	248.64		1305.4		2072.58	8.34	8.18
7		56.82	89.2	8.50	10.82			614.79		758.2			
	7					216.43	337.84		1920.25		2830.78	8.38	8.87
6		52.07	80.77	8.50	10.82			563.40		686.5			
	6					268.5	418.61		2483.65		3517.3	8.40	9.25
5		46.42	70.81	8.50	10.82			502.24		601.89			
	5					314.9	489.42		2985.92		4119.21	8.42	9.48
4		40.01	59.77	8.50	10.82			432.91		508.05			
	4					354.9	549.19		3418.85		4627.25	8.43	9.63
3		32.16	48.13	8.50	10.82			347.97		409.11			
	3					387.08	547.32		3776.79		5036.36	8.43	9.73
2		23.40	34.9	8.50	10.82			353.19		296.65			
	2					410.5	632.2		4019.98		5333.01	8.44	9.79
1		12.05	20.38	8.50	10.82			180.38		173.23			
	1					422.48	652.6		4160.36		5506.24	8.44	9.82

Tabla III.8 Cálculo de la posición de la fuerza cortante.

Con la posición de la fuerza cortante ya podemos realizar el análisis por torsión el cual lo realizamos en la siguiente Tabla III.9

SENTIDO	V	e_c	b	$e_1 = 1.5e_c + 0.16$	$e_2 = e_c - 0.16$	$M_1 = VC_1$	$M_2 = VC_2$
X	472.48	0.08	24.20	2.64	-2.34	1073	988.6
Y	652.6	0.7	16.50	2.7	-0.95	1762	619.97

$x_g = 8.44$; $x_t = 7.74$; $e_c = 9.90 - 9.82 = 0.08$ $\sum R_j x_j^2 + \sum R_j y_j^2 = 28560.19$
 $y_g = 9.82$; $y_t = 9.90$; $e_c = 8.44 - 7.74 = 0.07$

EJE	R_{jx}	y_j	$R_{jx} y_j$	y_{jT}	$R_{jx} y_{jT}$	$R_{jx} y_j^2$	EFECTO VX			EFFECTO VY TORSION	$V_x + 0.3V_y$	$0.3V_x + V_y$
							DIRECTO	TORSION	TOTAL			
1	30.65	0.70	21.45	-9.20	281.98	1178.18	21.65	10.59	32.24	17.39	37.55	
2	84.89	4.40	373.51	-5.5	466.89	2570.94	59.98	17.54	77.52	28.8	86.16	
3	91.69	9.63	882.97	-0.27	-24.75	6.68	64.79	0.92	65.71	1.52	66.16	
4	83.58	14.0	1170.12	4.1	342.67	1404.97	59.06	11.85	70.91	21.14	74.25	
5	156.7	18.64	2920.8	8.74	1369.55	11969.43	110.73	47.35	158.08	8.84	163.46	
6	2403	22.95	55148	13.05	313.59	409236	16.98	10.84	27.82	19.34	33.62	
	547.85		5920.44			$\sum 21223.04$						

$y_t = \frac{5920.44}{597.85} = 9.90$

EJE	R_{jy}	x_j	$R_{jy} x_j$	x_{jT}	$R_{jy} x_{jT}$	$R_{jy} x_j^2$	EFECTO VY			EFFECTO DE TORSION VX	$V_y + 0.3V_x$	$0.3V_y + V_x$
							DIRECTO	TORSION	TOTAL			
A	48.88	15.68	771.38	8.04	392.99	3159.68	104.41	24.24	128.65	14.76	133.07	
B	12.25	11.56	141.61	3.82	46.79	178.75	26.26	2.88	29.04	1.25	29.56	
C	48.02	8.49	407.36	0.66	31.69	20.91	102.57	1.95	104.62	1.19	104.89	
D	48.024	4.10	196.89	-3.63	174.80	632.80	102.57	3.79	106.36	6.56	108.33	
E	50.86	0.60	30.51	7.14	363.14	2592.82	108.64	7.88	116.52	13.64	120.61	
F	22.13	12.50	276.87	4.76	105.33	501.97	47.57	6.49	54.06	31.59	63.23	
G	10.29	11.90	122.45	4.16	42.80	178.07	21.98	2.64	24.62	1.60	25.10	
H	43.28	8.30	359.22	4.56	24.23	13.57	92.45	1.49	93.94	0.97	94.21	
I	11.77	5.50	64.76	2.24	26.36	59.05	25.14	0.57	25.71	0.99	26.07	
	305.5		$\sum 2367.0$			$\sum 27337.10$						

$x_t = \frac{2367}{305.5} = 7.74$

Tabla III.9 Equilibrio por torsión y distribución de la fuerza cortante en los marcos resistentes de la estructura (NIVEL 1.1).

NIVEL	DIRECCION N-S		DIRECCION E W	
	F. sismo (ton)	F. viento (ton)	F. sismo (ton)	F. viento (ton)
10	41.31	0.71	62.71	0.56
9	37.04	1.33	57.12	1.05
8	81.26	1.23	138.81	0.97
7	56.82	1.13	89.2	0.89
6	52.07	1.02	80.77	0.80
5	46.42	0.90	70.81	0.71
4	40.01	0.78	59.77	0.62
3	32.16	0.74	48.13	0.59
2	23.40	0.74	34.9	0.59
1	12.05	0.74	20.38	0.59

Tabla III.10 Comparación de las fuerzas sísmicas contra las fuerzas de viento en las direcciones - N-S ("X") y E-W ("Y")

NIVEL	MARCO Irs	F-C2 Irf	MARCO Irs	F-C5 Irf	MARCO Irs	C-C2 Irf	MARCO Irs	C-C5 Irf
10	0.53	0.38	-----	-----	0.99	0.70	-----	-----
9	0.58	0.41	-----	-----	1.61	1.15	-----	-----
8	0.50	0.36	-----	-----	1.67	1.19	0.26	0.19
7	2.33	1.23	0.24	0.17	1.56	1.11	0.51	0.36
6	0.67	0.48	0.68	0.48	1.30	0.93	0.83	0.60
5	0.71	0.64	0.80	0.72	0.83	0.75	0.63	0.56
4	0.85	0.76	1.03	0.93	0.96	0.87	0.68	0.61
3	0.66	0.60	0.76	0.68	0.88	0.79	0.84	0.76
2	0.56	0.50	*0.82	*0.74	0.98	0.88	1.06	0.95
1	0.53	0.48	0.58	0.52	1.05	0.94	0.63	0.56

Tabla III.11 Indices de resistencia de columnas

*Ejemplificado el desarrollo para obtener estos in
dices en el Anexo III.2

$$I.R.S. = \frac{F.R.}{F.A. \text{ (sin F.C)}}$$

$$I.R.F. = \frac{F.R.}{F.A. \text{ (con F.C)}}$$

donde

I. R.S. = Indice de resistencia de seguridad

I. R.F. = Indice de resistencia de falla

F.R. = Fuerza resistente

F.A. = Fuerza actuante

F.C. = Factor de carga

NIVEL		MARCC F-T2		MARCO C-T2		MARCO 5-T1	
		Irs	Irf	Irs	Irf	Irs	Irf
	M	1.00	0.91	2.63	2.44	----	----
10	V	1.18	1.06	0.92	0.83	----	----
	M	0.36	0.35	2.94	2.63	----	----
9	V	0.56	0.51	1.56	1.43	----	----
	M	0.28	0.26	2.04	1.85	0.56	0.51
8	V	0.47	0.42	1.25	1.14	0.45	0.41
	M	0.31	0.28	1.54	1.39	0.93	0.84
7	V	0.49	0.44	1.06	0.96	0.73	0.67
	M	0.31	0.28	1.30	1.18	1.02	0.93
6	V	0.49	0.44	0.95	0.87	0.76	0.69
	M	0.28	0.25	1.37	1.25	0.95	0.87
5	V	0.46	0.42	0.49	0.90	0.74	0.67
	M	0.26	0.24	1.33	1.22	0.93	0.85
4	V	0.44	0.40	0.99	0.90	0.73	0.67
	M	0.25	0.23	1.27	1.15	0.92	0.83
3	V	0.43	0.39	0.95	0.87	0.73	0.67
	M	0.27	0.25	1.27	1.16	0.94	0.85
2	V	0.45	0.41	0.95	6.87	0.74	0.67
	M	0.37	0.34	1.35	1.23	*0.93	*0.85
1	V	0.55	0.50	1.00	0.90	*0.72	*0.66

Tabla III.12 Índice de resistencia de traves

*Índices desarrollados como ejemplo en el Anexo III.3

$$I.R.S. = \frac{F.R.}{F.A.(\text{sin F.C})}$$

$$I.R.F. = \frac{F.R.}{F.A.(\text{con F.C})}$$

donde

I.R.S.=Índice de resistencia de seguridad

I.R.F.=Índice de resistencia de falla

F.R.=Fuerza resistente

F.A.=Fuerza actuante

F.C.=Factor de carga

NIVEL	Carga viva (A x 180 Kg/m ²)	c.m.loso (CAPITULO III)	W muros (ton)	W columnas (ton)	W trabes (ton)	W nivel (ton)	Masas w/g
10	33.67	170.91	29.12	22.45	38.211	294.36	0.300
9	50.50	114.76	58.24	22.45	38.211	284.06	0.289
8	50.50	114.76	58.24	22.45	40.67	286.5	0.292
7	50.50	114.76	58.24	22.45	38.211	284.06	0.289
6	50.50	114.76	58.24	23.97	38.211	285.58	0.291
5	50.50	114.76	58.24	24.73	38.211	286.34	0.291
4	50.50	114.76	58.24	24.73	38.211	286.34	0.291
3	50.50	114.76	58.24	28.05	38.211	289.65	0.295
2	50.50	114.76	58.24	29.48	38.211	291.19	0.296
1	50.50	114.76	58.24	29.48	38.211	291.19	0.296

Tabla IV.1 pesos del nivel y sus respectivas masas

a)

NIVEL	E J E S						K(T/a) márcos	K muros	K total
	1	2	3	4	5	6			
10	13.33	46.24	46.0	107.0	107.6	7.6	327.82	2405	2732.8
9	15.83	66.0	68.0	125.7	125.99	9.5	410.93	2405	2815.9
8	15.83	66.0	68.0	128.9	125.99	9.5	414.22	2405	2819.9
7	16.48	89.57	89.13	109.4	110.25	12.22	427.05	2405	2832
6	16.48	89.57	89.13	135.64	136.96	12.81	480.53	2405	2885.5
5	16.48	88.57	89.13	135.64	136.96	12.81	480.53	2405	2885.5
4	18.29	116.87	111.42	138.47	139.85	12.81	537.51	2405	2942.5
3	19.17	116.67	123.10	142.0	143.88	15.0	559.22	2405	2964
2	22.81	145.70	146.20	171.9	173.75	19.43	679.79	2405	2084.7
1	43.04	203.17	205.9	268.75	270.6	58.69	1050.01	2405	3455

Tabla IV.2 rigideces de entablado de la solución A. N-S

a) Dirección N-S

b) Dirección E-W

NIVEL	RIGIDEZ MARCOS ton/cm	RIGIDEZ MUROS ton/cm	RIGIDEZ TOTAL ton/cm
10	204.37	5186.5	5390.87
9	211.62	5186.5	5398.12
8	213.05	5186.5	5399.55
7	236.88	5186.5	5423.38
6	257.11	5186.5	5443.61
5	259.36	5186.5	5445.86
4	276.78	5186.5	5463.28
3	289.29	5186.5	5475.79
2	350.95	5186.5	5537.45
1	675.22	5186.5	5861.72

Tabla IV.2.b. Rigideces de entrepiso de la solución
A. Dirección E-W.

a)

NORTE - SUR			
NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3
10	7.82	-2.59	1.55
9	7.62	-2.02	0.64
8	7.25	-1.06	-0.60
7	6.70	0.13	-1.50
6	6.00	1.28	-1.58
5	5.17	2.15	-0.8
4	4.22	2.59	0.41
3	3.19	2.51	1.38
2	2.10	1.93	1.61
1	1.00	1.00	1.0
w^2	231.30	1997.91	5355.95
T	0.41	0.14	0.09

b)

ESTE - OESTE			
NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3
10	7.14	-2.37	1.43
9	6.98	-1.88	0.63
8	6.65	-1.02	-0.50
7	6.17	0.05	-1.36
6	5.56	1.10	-1.49
5	4.82	1.94	-0.83
4	3.97	2.38	0.28
3	3.04	2.36	1.23
2	2.04	1.86	1.52
1	1.0	1.0	1.0
w^2	422.93	3710.43	9991.81
T	0.31	0.10	0.06

Tabla IV.3. Modos naturales de vibración, frecuencias periodos, primera solución

a) Dirección N-S (X)

b) Dirección E-W (Y)

a)

NIVEL	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	U_1	U_2	U_3	U_4	$M\phi_1$	$M\phi_2$	$M\phi_3$	F_1	F_2	F_3	F_4	V_4
				(m)	(m)	(m)	(m)	$\frac{T \cdot g^2}{cm}$	$\frac{T \cdot g^2}{cm}$	$\frac{T \cdot g^2}{cm}$	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
10	7.82	-2.59	1.65	1.373	-0.031	0.0059	1.373	2.346	-0.77	0.465	96.90	-18.78	-9.48	97.59	97.59
9	7.42	-2.02	0.64	1.338	-0.024	0.0024	1.338	2.202	-0.583	0.184	89.45	-14.21	-3.75	90.64	188.73
8	7.25	-1.06	-0.60	1.273	-0.0129	-0.0012	1.273	2.117	-0.309	-0.135	86.0	7.53	-3.57	86.40	774.63
7	6.70	0.13	-1.50	1.176	0.0015	-0.00571	1.176	1.936	0.037	-0.433	78.65	0.74	-8.83	79.14	353.77
6	6.00	1.28	-1.58	1.053	0.0156	-0.00601	1.053	1.746	0.372	-0.459	70.93	9.01	-9.36	72.11	425.88
5	5.17	2.15	-0.8	0.908	0.026	-0.003	0.908	1.504	0.625	-0.232	61.10	15.24	-4.73	63.14	489.02
4	4.22	2.59	0.41	0.741	0.0216	0.0015	0.741	1.238	0.753	0.119	49.88	18.36	2.42	53.20	542.22
3	3.19	2.51	1.38	0.560	0.0306	0.0052	0.560	0.941	0.740	0.4071	38.22	18.0	8.30	43.0	585.32
2	2.10	1.93	1.61	0.368	0.023	0.0061	0.368	0.621	0.571	0.476	25.22	13.92	9.71	30.39	615.71
1	1.0	1.00	1.0	0.175	0.0122	0.0038	0.175	0.296	0.296	0.296	12.02	7.21	6.03	15.24	630.95

Tabla IV.4.a. Respuesta dinámica de la solución A. Dirección N-S.

NIVEL	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	U_1	U_2	U_3	V_1	V_2	V_3	V_T	F
10	7.14	-2.37	1.43	0.637	0.015	0.003	80.86	-16.71	8.38	82.99	82.99
9	6.98	-1.68	0.63	0.623	-0.012	0.001	157.01	-29.48	11.94	160.20	77.21
8	6.65	-1.02	-0.50	0.594	-0.006	0.001	230.31	-36.48	9.09	233.36	73.16
7	6.17	0.05	-1.36	0.551	0.00	-0.003	297.62	-36.14	1.41	299.81	66.45
6	5.56	1.10	-1.49	0.496	0.007	-0.003	358.70	-28.62	-7.06	359.91	60.10
5	4.82	1.94	-0.83	0.430	0.012	-0.002	411.65	-15.35	-11.78	412.10	52.19
4	3.97	2.38	0.28	0.354	0.015	0.001	455.26	0.92	-10.19	455.37	43.27
3	3.04	2.36	1.23	0.271	0.015	0.002	489.11	17.28	-3.10	489.42	34.05
2	2.04	1.86	1.52	0.182	0.012	0.003	511.90	30.22	5.69	512.82	23.40
1	1.00	1.00	1.00	0.089	0.006	0.002	532.07	37.18	11.47	533.49	20.67

Tabla IV.4.b. Respuesta dinámica de la solución A. Dirección E-W.

NIVEL	ENTREPISO	F _{ix}	F _{iy}	Posición F _i		F. Cortante		Posición de la Cortante					
				\bar{x}	\bar{y}	V _x	V _y	F _{ix} y	V _{ixy}	F _{iy} \bar{x}	V _{iy} \bar{x}	\bar{x}_v	\bar{y}_v
10		97.59	82.99	8.50	10.82			1055.92		705.41			
	10					97.59	82.99		1055.92		705.41	8.50	10.82
9		90.64	77.21	8.50	10.82			980.72		656.28			
	9					188.23	160.20		2036.64		1361.69	8.50	10.82
8		86.4	73.16	8.50	10.82			934.84		621.86			
	8					274.63	233.36		2471.48		1483.5	8.50	10.82
7		79.14	66.45	8.50	10.82			856.29		564.82			
	7					353.77	249.81		3877.7		2548	8.50	10.82
6		72.11	60.1	8.50	10.82			780.23		510.85			
	6					425.88	359.91		4608		3059	8.50	10.82
5		63.14	52.19	8.50	10.82			683.17		443.6			
	5					489.02	412.10		5291		3502.8	8.50	10.82
4		53.2	43.27	8.50	10.82			575.6		367.79			
	4					542.22	455.37		5886		3870.6	8.50	10.82
3		43.1	34.05	8.50	10.82			462.34		289.42			
	3					585.32	489.42		6333		4160	8.50	10.82
2		30.39	23.4	8.50	10.82			328.8		198.9			
	2					615.71	512.82		6661		4358.9	8.50	10.82
1		15.24	20.64	8.50	10.82			164.89		175.44			
	1					630.95	539.49		6826		4534.3	8.50	10.82

Tabla IV.5 Cálculo de la posición de la fuerza cortante

NIVEL	MARCOC-04 Inter. K4		MARCOC-02 Inter. K2		MARCOC-02 Inter. K2		MARCOC-04 Inter. K4	
	IRS	IRF	IRS	IRF	IRS	IRF	IRS	IRF
10	0.58	0.45	0.40	0.45	1.04	0.74	1.63	1.28
9	1.88	1.49	0.58	0.625	1.78	1.66	1.4	1.09
8	1.4	1.11	0.45	0.50	2.17	1.96	0.68	0.53
7	1.31	1.03	1.33	1.4	1.69	1.53	0.74	0.58
6	1.49	1.17	1.34	1.21	1.4	1.26	0.59	0.46
5	1.08	0.84	1.19	1.08	2.0	1.29	0.59	0.46
4	0.75	0.58	1.72	2.38	1.78	1.28	0.59	0.46
3	0.33	0.26	1.19	1.08	1.92	1.36	0.60	0.47
2	0.25	0.20	1.98	1.47	2.77	2.0	0.83	0.65
1	0.52	0.40	1.35	1.23	2.5	1.78	1.0	0.78

Tabla IV.7 Indices de resistencia de columnas
solución A.

NIVEL	Trabe2-10C entre M2 y M3		Trabe2-10B entre M2 y M3		Trabe1-104 entre M2 y M3		
		IRS	IRF	IRS	IRF	IRS	IRF
10	F	1.12	0.80	2.0	1.56	1.2	0.94
	V	0.78	0.55	1.88	1.47	0.76	0.60
9	F	1.75	1.25	1.53	1.14	0.67	0.52
	V	1.66	1.19	1.38	1.08	0.57	0.44
8	F	1.75	1.25	1.75	1.02	0.64	0.51
	V	1.66	1.20	1.13	0.90	0.54	0.43
7	F	1.63	1.16	1.11	0.86	0.65	0.51
	V	1.66	1.20	0.99	0.77	0.56	0.44
6	F	1.63	1.17	1.0	0.78	0.68	0.54
	V	1.63	1.17	0.89	0.69	0.60	0.47
5	F	1.66	1.20	0.98	0.77	0.71	0.56
	V	1.66	1.20	0.86	0.68	0.63	0.49
4	F	1.63	1.20	0.98	0.77	0.74	0.58
	V	1.66	1.20	0.87	0.68	0.68	0.54
3	F	1.66	1.20	0.98	0.77	0.79	0.62
	V	1.66	1.20	0.89	0.69	0.78	0.61
2	F	1.63	1.20	1.05	0.82	0.86	0.68
	V	1.66	1.20	0.98	0.76	0.92	0.72
1	F	1.38	1.25	1.26	1.0	0.93	0.73
	V	1.75	1.25	1.25	0.98	1.20	0.94

Tabla IV.8 Indices de resistencia de las trabe3
solución A.

NIVEL	Carga viva (Ton)	c.m.losa (Ton)	W muros (Ton)	W columnas (Ton)	W trabes (Ton)	W nivel (Ton)	Masas $\frac{\text{Ton.s}^2}{\text{cm}}$
6	33.67	170.91	29.12	23.97	38.211	294.3	0.30
5	50.50	114.76	58.24	24.73	38.211	286.34	0.291
4	50.50	114.76	58.24	24.73	38.211	286.34	0.291
3	50.50	114.76	58.24	28.05	38.211	289.65	0.295
2	50.50	114.76	58.24	29.48	38.211	291.19	0.296
1	50.50	114.76	58.24	29.48	38.211	291.19	0.296

Tabla IV.9. Pesos y masas de los niveles de la solución B.

a) Rigideces de entrepiso (sentido N-S), en ton/cm

NIVEL	M A R C O S						MUDOS	TOTAL
	1	2	3	4	5	6		
6	13.18	70.85	71.22	109.35	109.56	10.24	2,405	2789.4
5	16.48	88.57	89.05	132.72	136.96	12.81	2,705	2884.59
4	18.29	116.67	111.34	138.79	139.85	12.81	2,405	2942.75
3	19.17	116.61	123.26	142.34	143.28	15.0	2,405	2964.66
2	22.81	145.70	146.12	172.18	173.75	19.43	2,405	3084.99
1	43.04	203.17	205.82	268.98	270.6	58.69	2,405	3455.3

b) Rigideces de entrepiso (sentido E-W), en ton/cm

NIVEL	M A R C O S								MUDOS	TOTAL
	A	B	C	D	E	F	G	H		
6	30.2	13.16	65.02	23.15	27.9	15.28	21.86	11.06	5,186	5,392
5	37.75	16.45	81.28	28.94	34.0	19.11	27.27	13.83	5,186	5,445.86
4	36.86	17.05	93.29	30.9	34.0	21.23	28.90	14.40	5,186	5,463.48
3	38.7	17.05	98.32	31.63	35.45	21.33	30.64	15.04	5,186	5,475.79
2	46.7	22.45	115.34	37.30	44.4	26.22	37.64	19.91	5,186	5,537.45
1	92.7	54.99	193.59	73.52	86.6	51.13	70.8	48.84	5,186	5,861.72

Tabla IV.10 Rigideces de entrepiso solución B

a) Dirección N-S

b) Dirección E-W

a)

NIVELES	MODO 1	MODO 2	MODO 3
6	4.72	-1.59	0.94
5	4.41	-0.70	-0.39
4	3.84	0.51	-1.15
3	3.04	1.44	-0.41
2	2.06	1.63	0.87
1	1.00	1.00	1.0
w^2 rad/s ²	614.79	5144.17	13082.87
T seg.	0.25	0.09	0.05

A

b)

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3
6	4.39	-1.48	0.88
5	4.12	-0.70	-0.30
4	3.61	0.42	-1.09
3	2.89	1.33	-0.47
2	2.0	1.56	0.76
1	1.0	1.0	1.0
w^2 (rad/s ²)	1103.23	9410.02	24,238.54
T (seg)	0.19	0.06	0.04

Tabla IV.11 Amplitudes de los modos naturales de vibración, frecuencias y periodos respectivos a cada modo.

a) Dirección N-S (X)

b) Dirección E-W (Y)

a)

NIVEL	ρ_1	ρ_2	ϕ_1'	U_1	U_2	U_3	U_T	$M\phi_1$	$M\phi_2$	$M\phi_3$	F_1	F_2	F_3	F_T	V_T
6	4.72	-1.59	0.94	0.391	0.040	0.0017	0.391	1.416	-0.497	0.282	72.29	-15.68	6.75	74.2	74.2
5	4.41	-0.70	-0.39	0.366	0.017	-0.00017	0.366	1.283	-0.203	0.113	65.50	-6.33	2.70	65.9	140.17
4	3.84	0.51	-1.15	0.318	0.012	-0.0021	0.318	1.117	0.148	0.334	61.03	4.86	8.0	57.7	199.87
3	3.04	1.44	-0.41	0.252	0.036	-0.0007	0.254	0.896	0.424	0.120	46.74	13.93	2.87	47.90	245.7
2	2.06	1.63	0.87	0.171	0.041	0.0015	0.175	0.609	0.482	0.257	31.09	15.84	6.19	36.43	281.2
1	1.0	1.00	1.0	0.83	0.025	0.0018	0.836	0.296	0.296	0.216	15.11	9.73	7.08	19.28	300.48

Tabla IV.12. Respuesta dinámica de la solución B. En la dirección N-S.

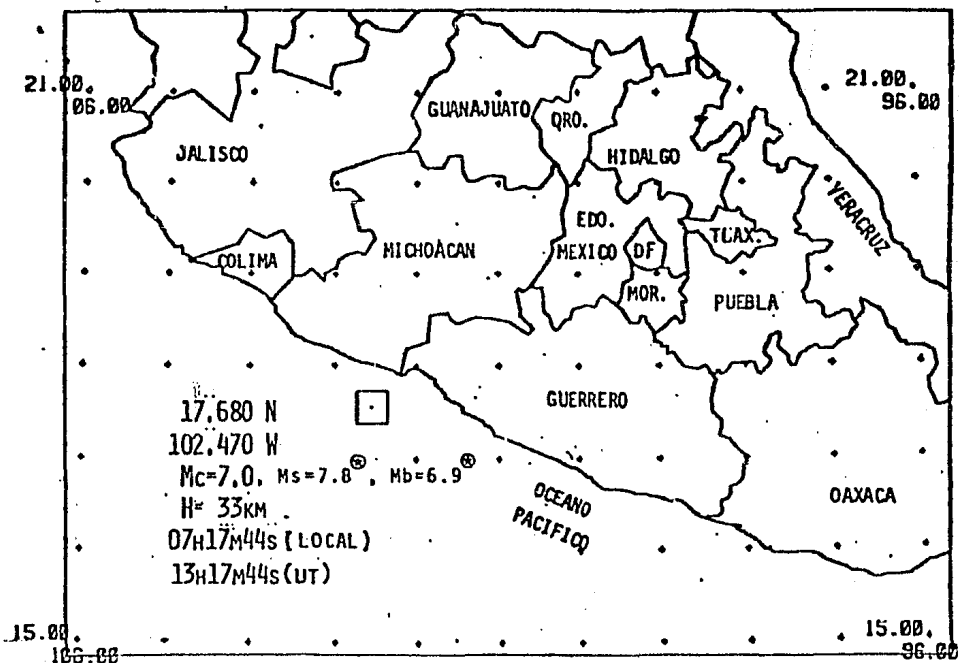
NIVEL	MARCO E-c4 Inters.M4		MARCO E-c2 Inters.M2		MARCO C-c2 Inters.M2		MARCO C-c4 Inters.M4	
	IRS	IRF	IRS	IRF	IRS	IRF	IRS	IRF
6	2.22	1.75	2.08	1.49	3.57	2.5	1.17	0.92
5	1.51	1.19	7.14	5.26	3.33	2.3	1.08	0.80
4	1.04	0.81	6.02	4.34	2.70	1.9	1.04	0.81
3	1.75	1.36	4.54	3.22	3.44	2.4	1.26	1.00
2	1.31	1.03	4.00	2.94	3.33	2.3	1.35	1.06
1	1.44	1.14	3.33	2.38	3.12	2.1	1.61	1.26

Tabla IV.13 Indices de resistencia de las columnas de la solución B.

NIVEL	E.M.	MARCO A TRABE 2 Entre K3 y K0		MARCO B TRABE 2 Entre K2 y K3	
		IRS	IRF	IRS	IRF
6	V	2.43	1.35	2.94	2.32
	F	2.85	2.22	2.0	1.61
5	V	1.85	1.44	1.21	0.96
	F	2.12	1.65	1.09	0.66
4	V	1.61	1.26	1.23	0.97
	F	1.81	1.42	1.12	0.88
3	V	1.56	1.21	1.25	0.93
	F	1.69	1.33	1.17	0.92
2	V	1.63	1.28	1.28	1.01
	F	1.78	1.40	1.26	1.00
1	V	1.83	1.47	1.40	1.06
	F	2.22	1.96	1.42	1.11

Tabla IV.14 Índices de resistencia de las trabes de la solución B.

LOCALIZACION PRELIMINAR DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985.



© Datos del National Earthquake Information Service. Paul Bodin, comunicación personal.

Fig.I.1 Localización del epicentro preliminar y principales datos sismológicos (todos sujetos a revisión).

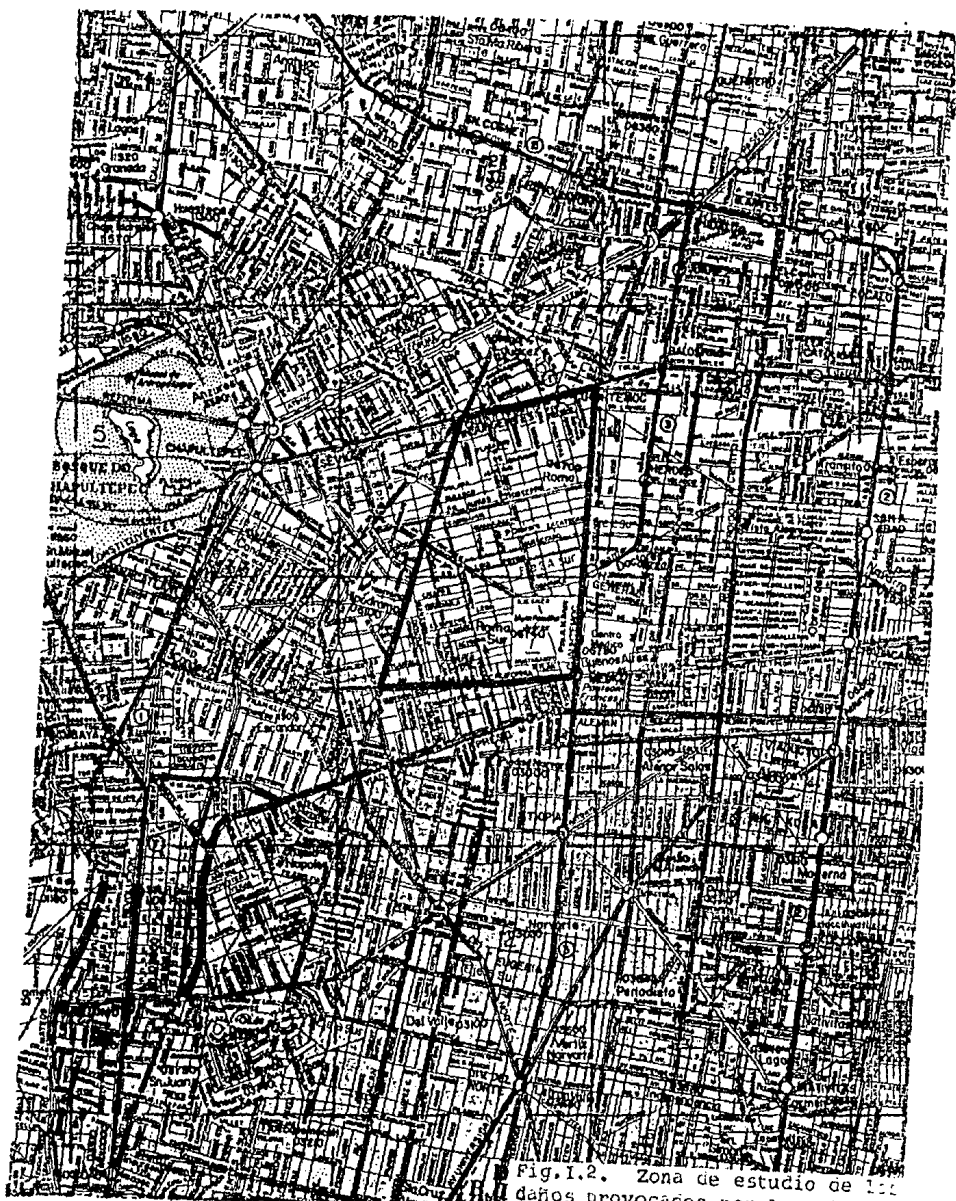


Fig.1.2. Zona de estudio de los daños provocados por los sismos de septiembre de 1963.

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3
10	6.44	-3.49	2.91
9	6.22	-2.56	1.19
8	5.83	-1.11	-1.09
7	5.39	0.02	-1.55
6	4.86	1.01	-1.24
5	4.24	1.75	-0.39
4	3.52	2.15	0.63
3	2.70	2.13	1.37
2	1.84	1.7	1.49
1	1.0	1.0	1.0
$w^2(\text{rad/s}^2)$	50.69	394.57	901.28
T(seg)	0.88	0.32	0.21

Tabla. III.4.a

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3
10	4.96	-2.24	2.11
9	4.83	-1.76	0.98
8	4.64	-1.09	-0.38
7	4.30	-0.21	-1.11
6	3.90	0.59	-1.22
5	3.42	1.24	-0.72
4	2.86	1.64	0.14
3	2.24	1.71	0.91
2	1.58	1.45	1.23
1	1.0	1.00	1.00
$w^2(\text{rad/s}^2)$	32.14	263.46	657.29
T(seg)	1.11	0.39	0.25

Tabla. III.4.b

Tabla III.4 Amplitud de los modos naturales de vibración, Frecuencias y periodos.

a) Dirección N-S ("X") b) Dirección E-W ("Y")

NIVEL	ENTRE ISO	hi(m)	wi(Ton)	wihi	Sentido x			Sentido y		
					Fi T	Vi(Ton)	x(cm)	T:(T)	V	Y(cm)
10		27	171.67	4635	18.37			31.17		
	10					18.37	6.9		31.17	14.48
9		24.3	164.8	4004.6	15.87			26.83		
	9					34.24	12.22		56.0	24.4
8		21.6	396.32	8560.5	33.93			57.36		
	8					68.17	13.01		115.36	34.16
7		18.9	301.16	5691.9	22.56			38.14		
	7					90.74	15.32		153.50	38.99
6		16.2	303.12	4910.5	19.46			32.90		
	6					110.20	17.57		186.4	45.61
5		13.5	303.12	4092.1	16.22			27.42		
	5					126.42	20.0		213.8	52.0
4		10.8	304.11	3284.38	13.02			22		
	4					139.45	22.2		235.6	56.6
3		8.1	307	2486.7	9.85			16.66		
	3					149.30	23.20		252.4	59.7
2		5.4	308	1663.2	6.59			11.14		
	2					155.90	22.51		263.5	51.6
1		2.7	278.6	752.22	2.96			5.04		
	1					158.88	26.56		268.5	87.9
					$\Sigma = 2837.4$	$\Sigma = 40081.3$				

Tabla. III.5 Análisis sísmico estático

HISTOGRAMA DE LOS DIFERENTES NIVELES DE DAÑOS

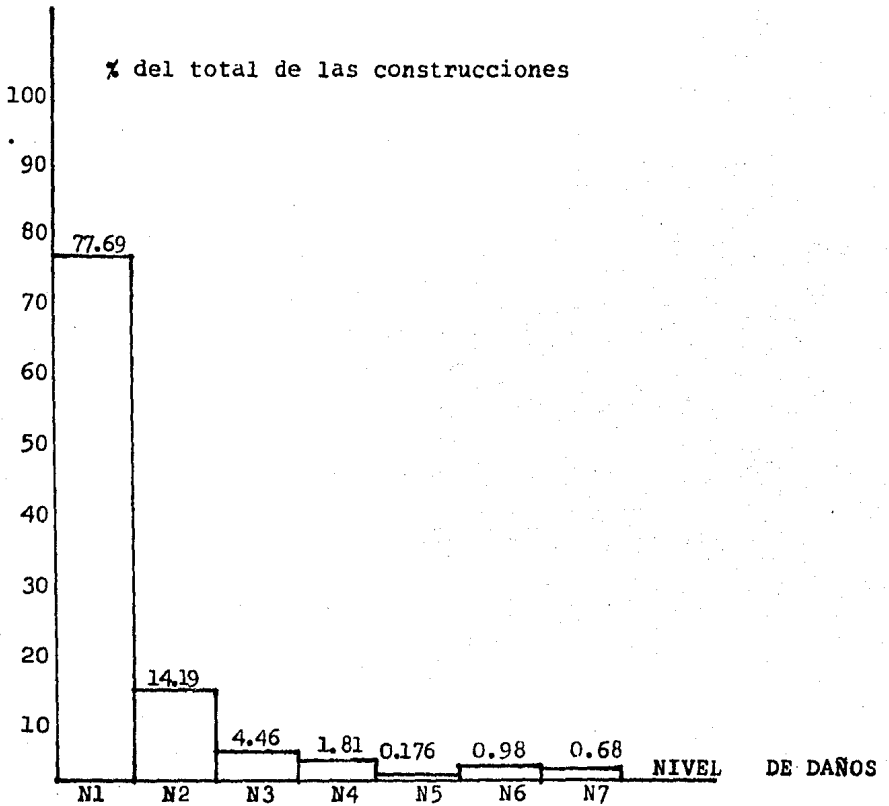


Fig. I. 3 Histograma en el que se marca el porcentaje de cada daño respecto al total de las construcciones en la zona de estudio.

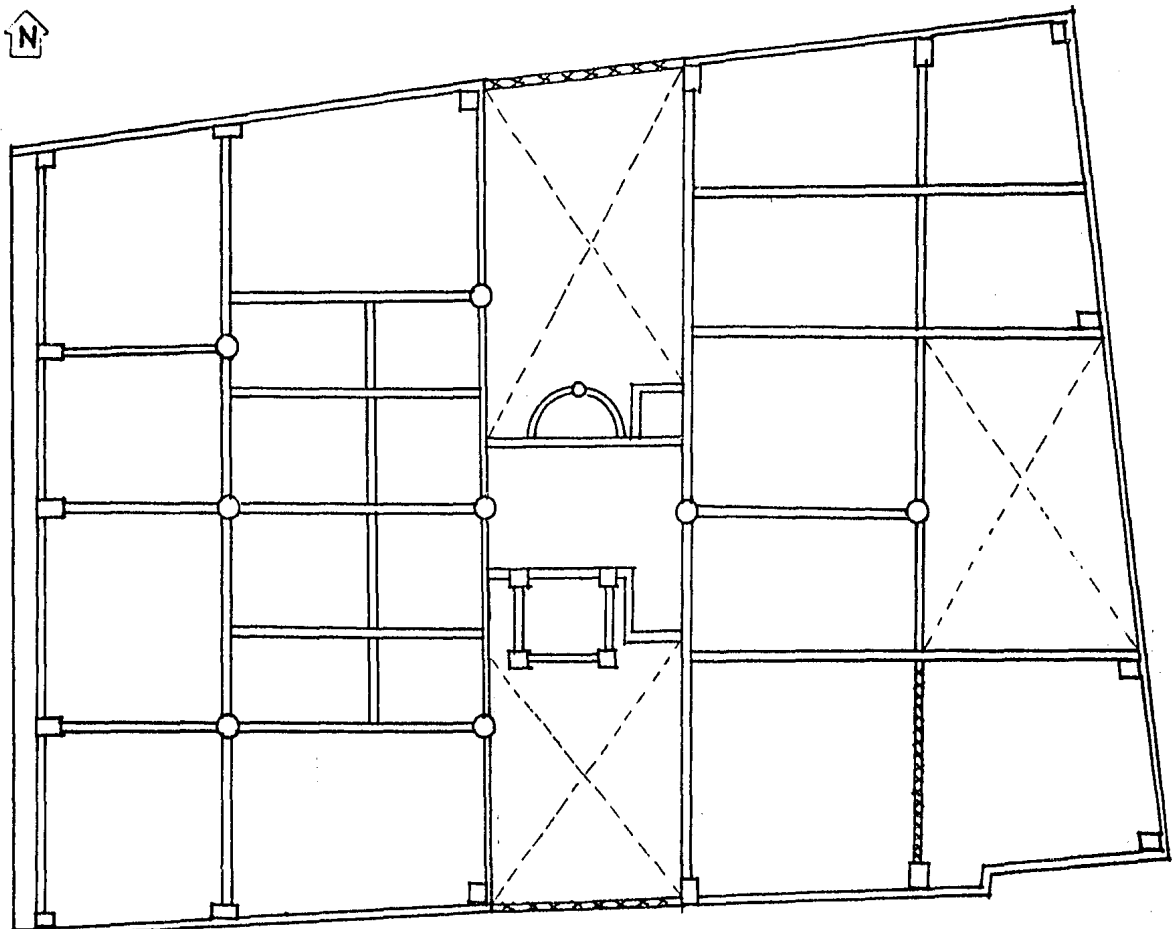



Fig.II.1 a. Daños en los elementos estructurales del nivel 2

columnas dañadas ☒

vigas dañadas 

2

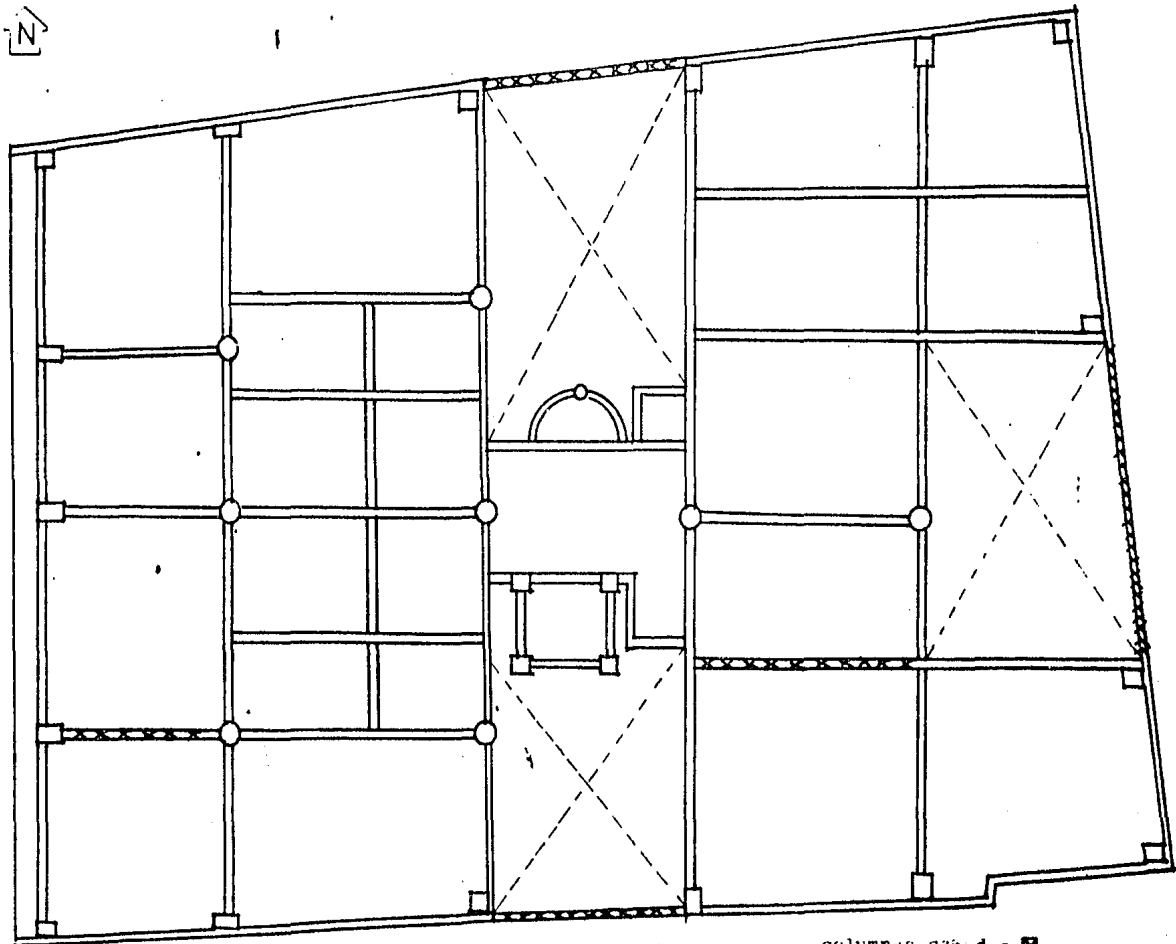




Fig.II.1 b. Daños en los elementos estructurales del nivel 3

columnas dañadas 
vigas dañadas 

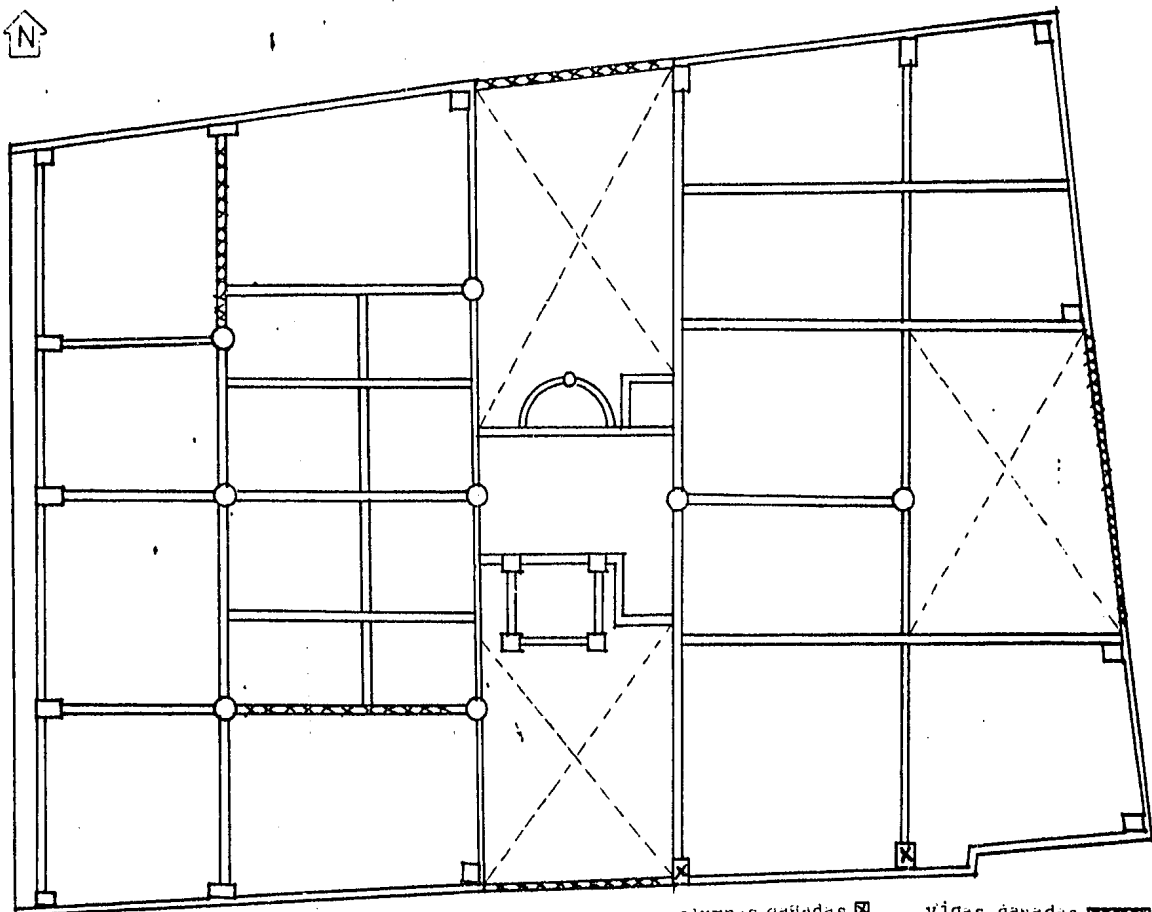


Fig.II.LC. Daños en los elementos estructurales del nivel 4

columnas dañadas ☒

vigas dañadas ▤

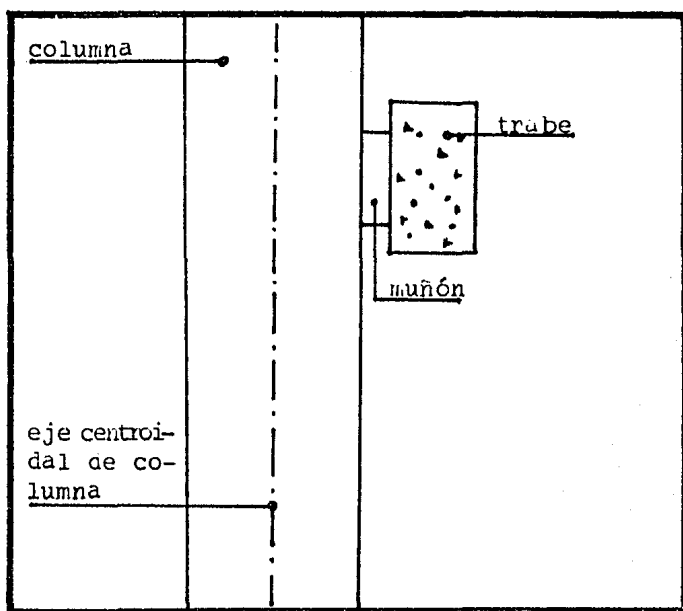


Fig. II. 2 Defectos de estructuración localizadas durante la inspección preliminar en los - - ejes exteriores de construcción (Ejes A, - E y 1).

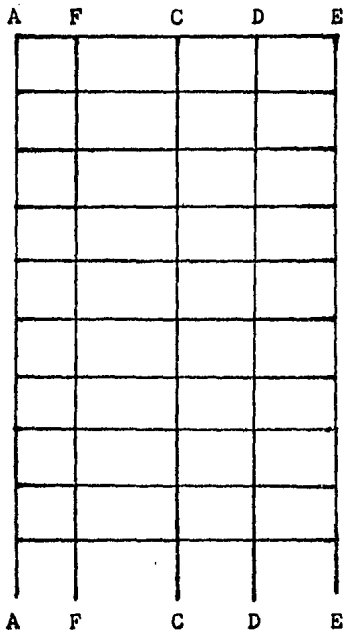


Fig. II.3.c. Eje 3+ A y E

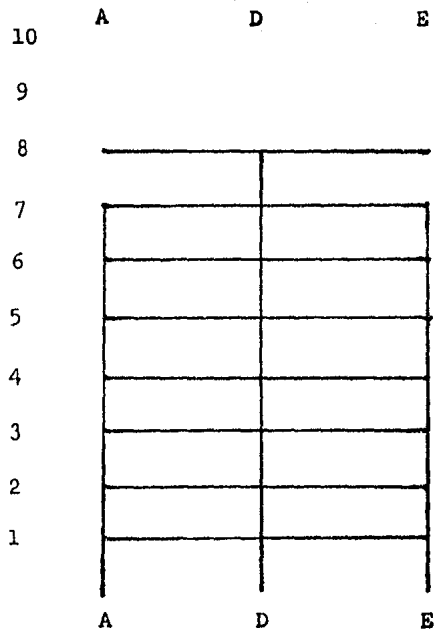


Fig. II.3.d. Eje 4+ A y E

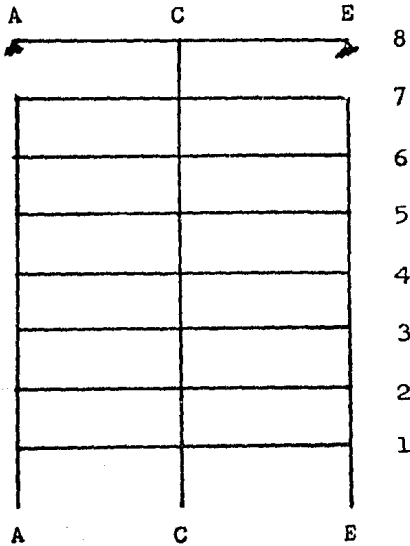


Fig.II.3.e. Eje 5+A y E

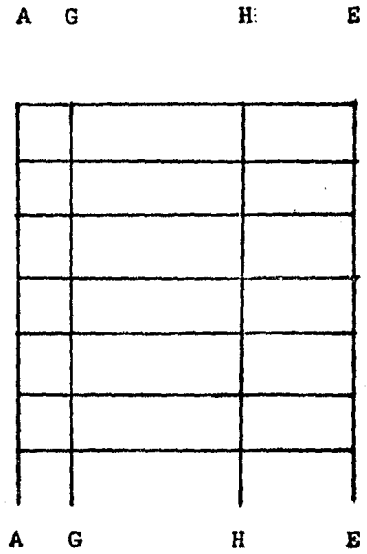


Fig.II.3.f. Eje 6+A y E

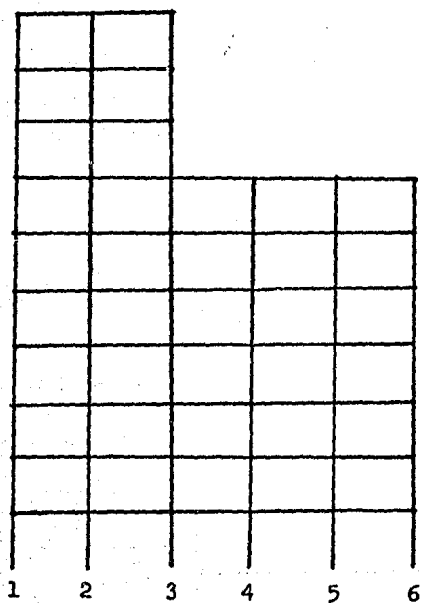


Fig. II.3.g. Eje A ÷ 1 y 6

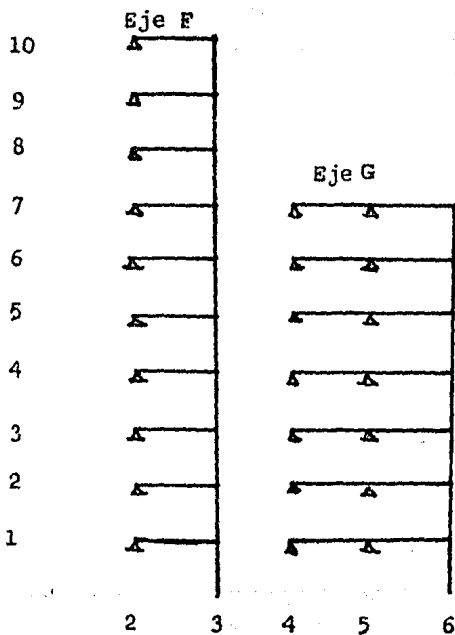
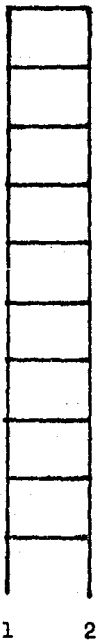


Fig.II.3.h. Eje F y G ÷ 2 y 6



10
9
8
7
6
5
4
3
2
1

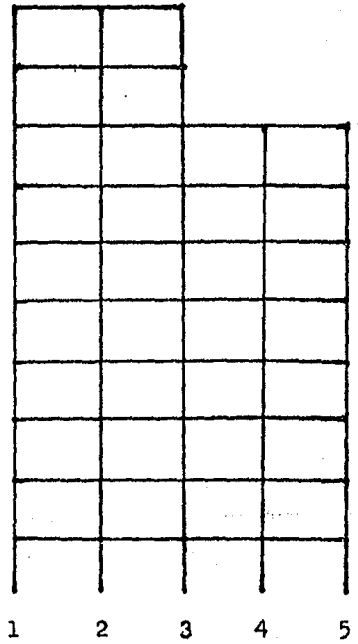


Fig.II.3.i. Eje B ÷ 1 y 2

Eje II.3.j. Eje c ÷ 1 y 5

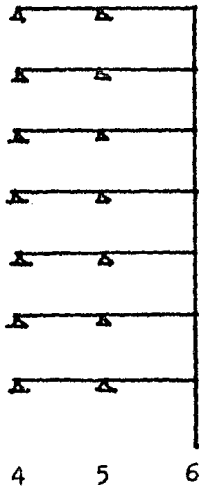


Fig.II.3.k. Eje H:4 y 6

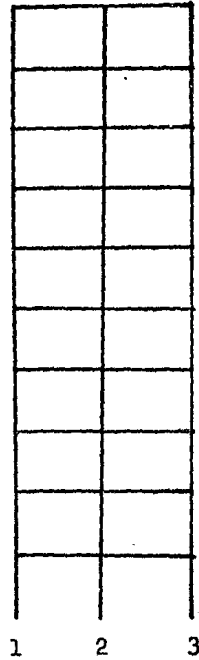


Fig.II.3.l. Eje D:1 y 3

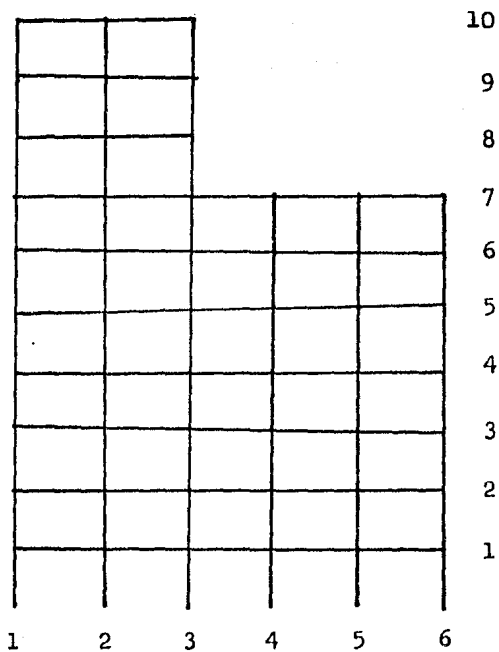


Fig. II.3.m. Eje E¹ y 6

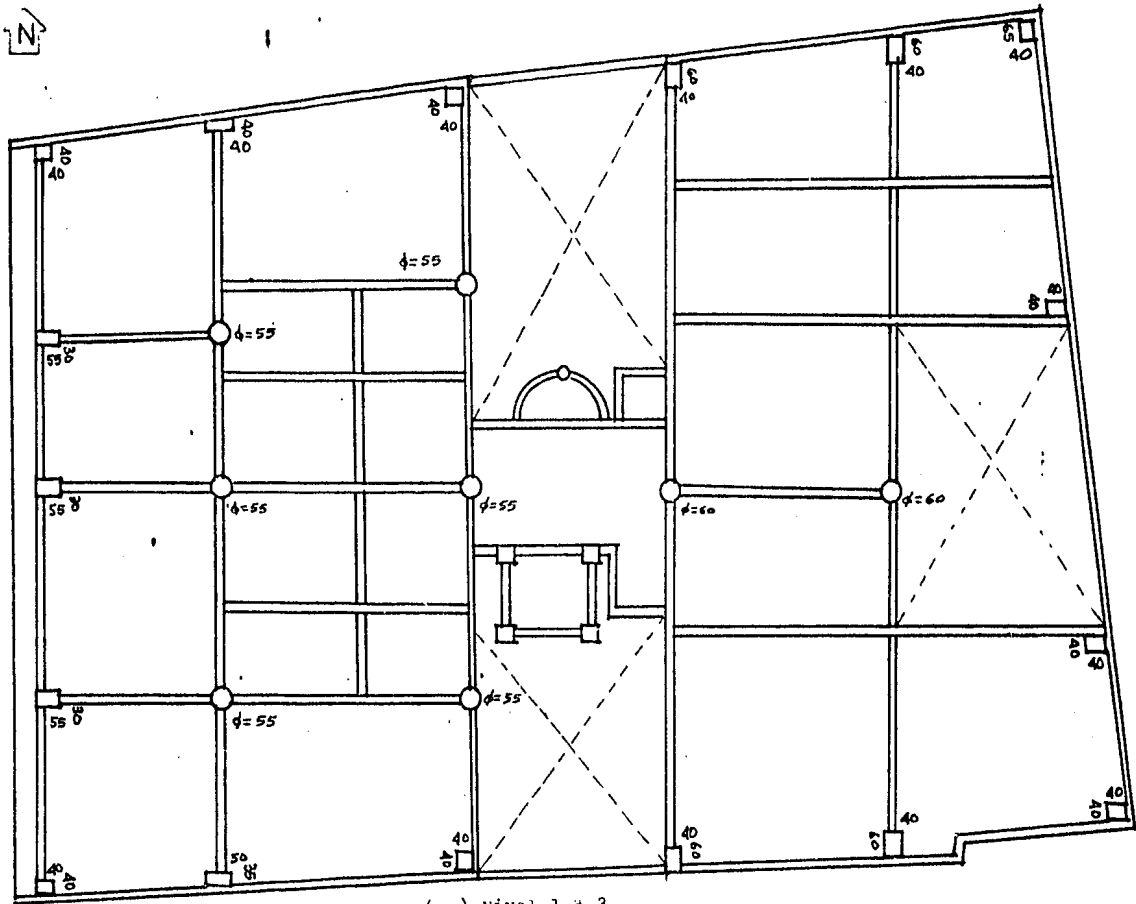


Fig.II.4.b Dimensiones de columnas (cm) Nivel 1 a 3

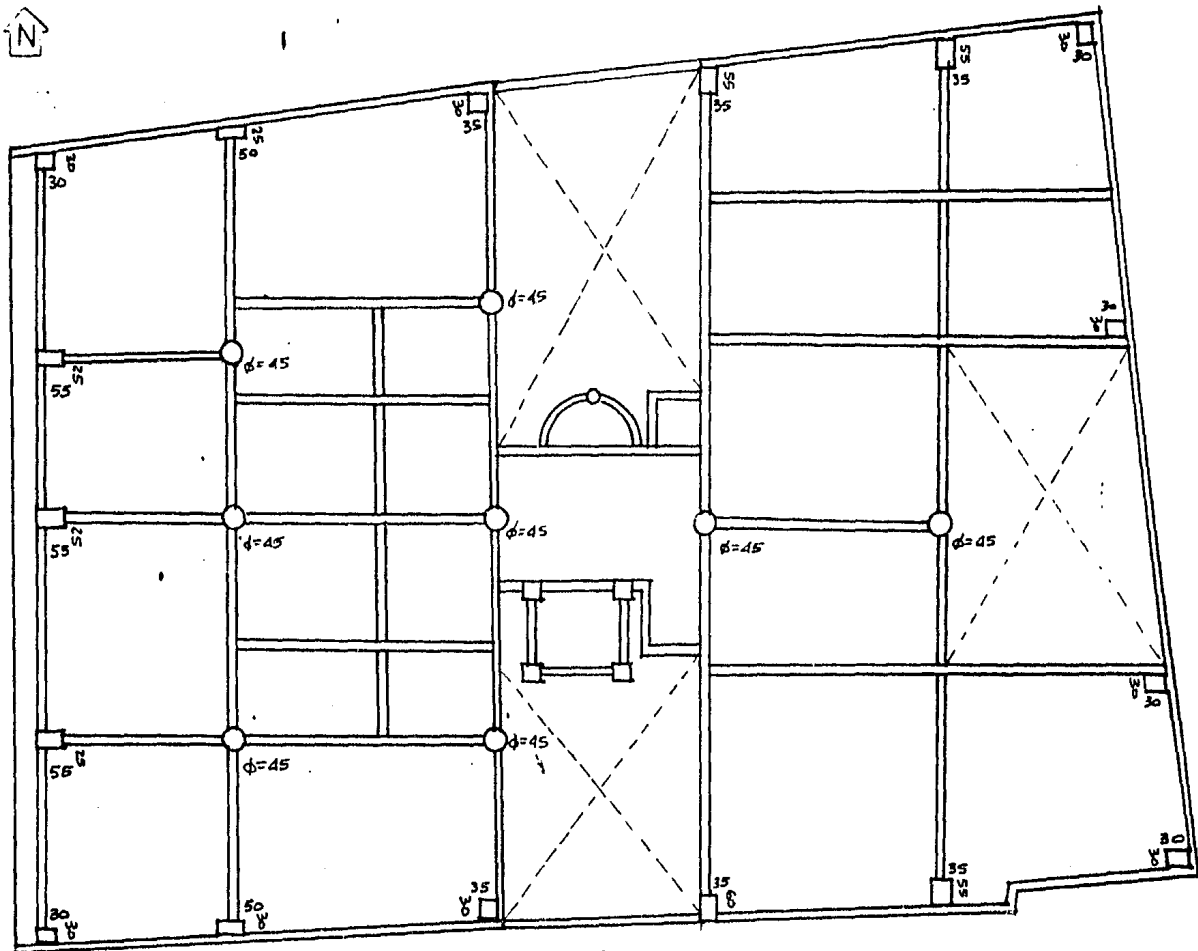


Fig.II.4.d Dimensión de columnas (cm) Nivel 6 y 7

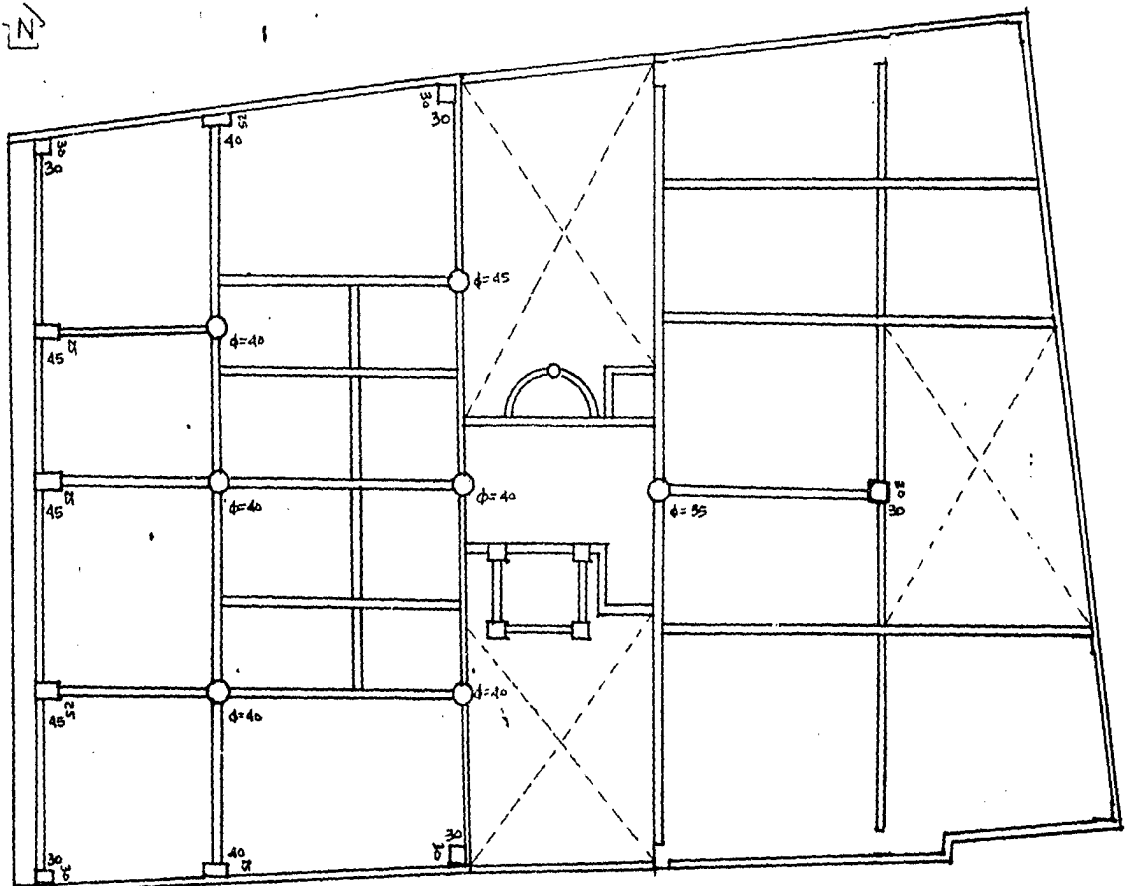


Fig.II.4.e Dimensiones de columnas (cm) nivel 8

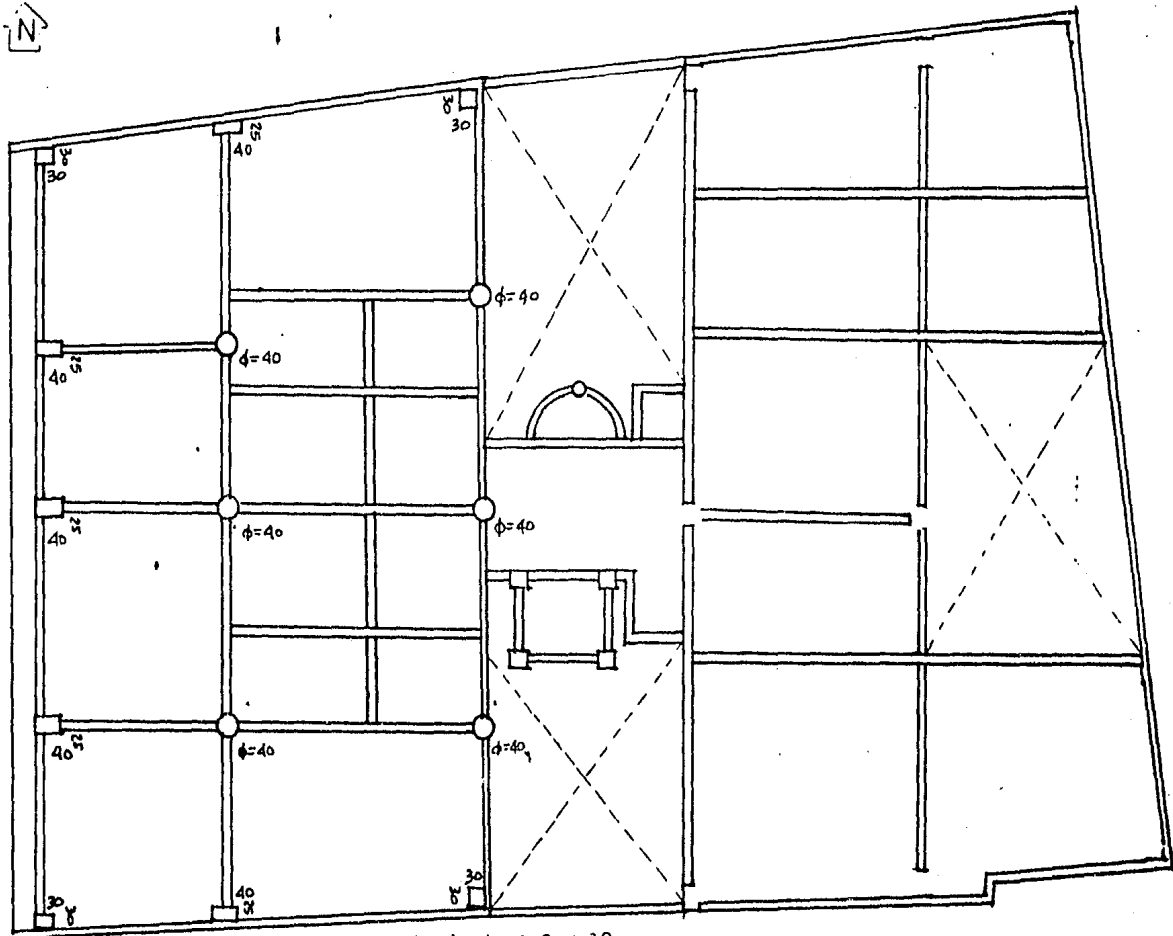
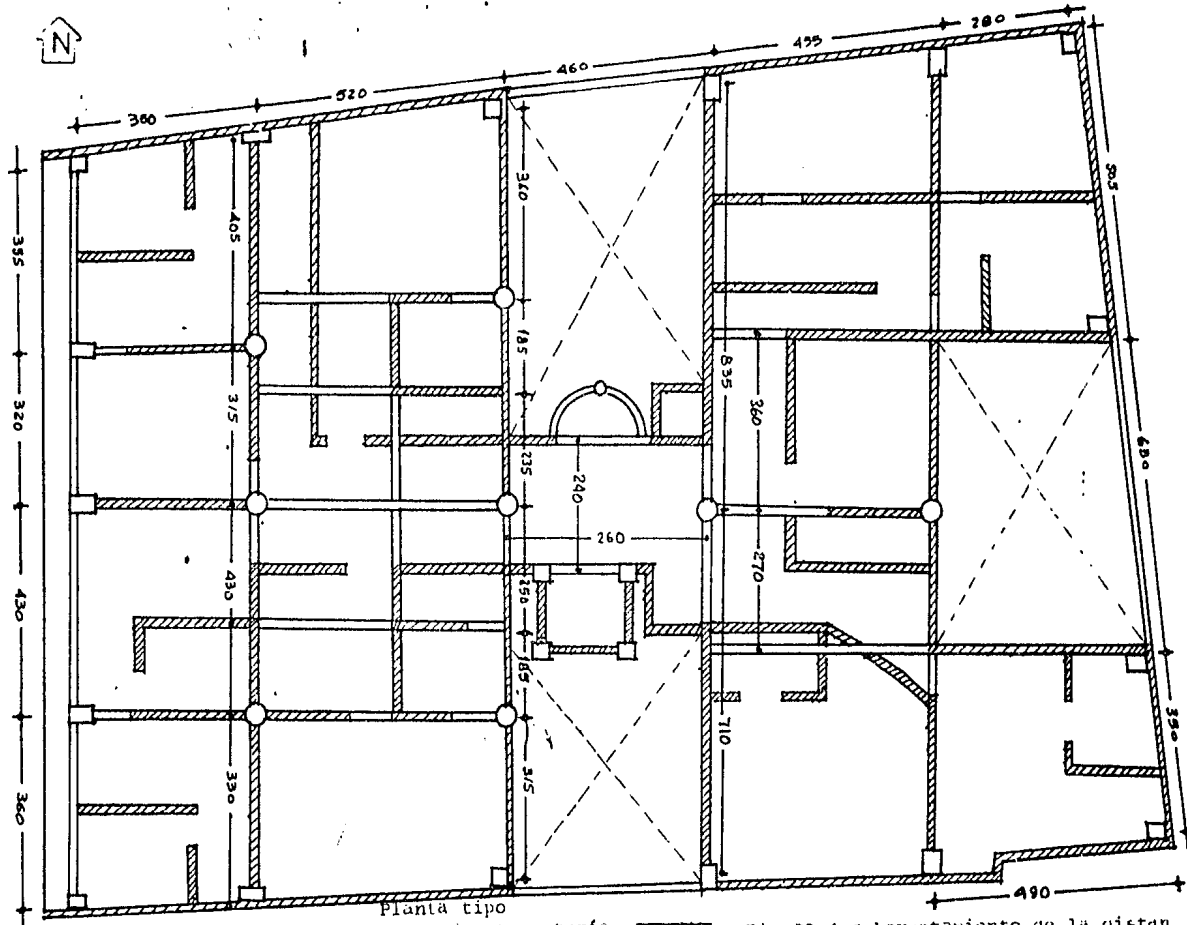


Fig.II.4.f Dimensión de columnas (cm) Nivel 9 y 10



Planta tipo
muros de mampostería

Fig.11.4.g Levantamiento de la distancia entre ejes (cm)

ESTRUCTURA REAL:

Tres dimensiones x, y, z .

ESTRUCTURA EQUIVALENTE:

Para estudio ante sismo.

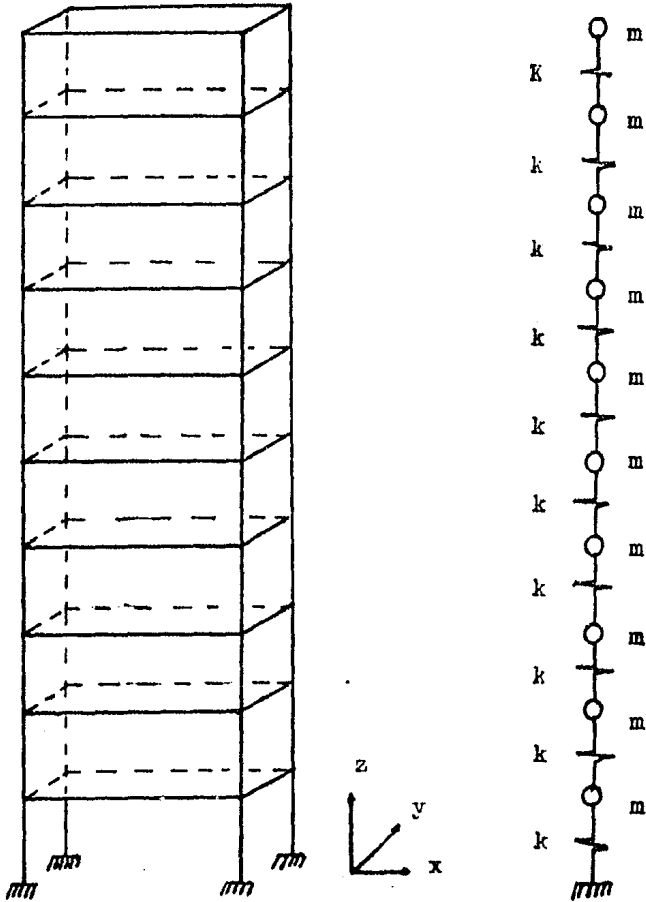


Figura III. 1 Modelo de idealización de la estructura.

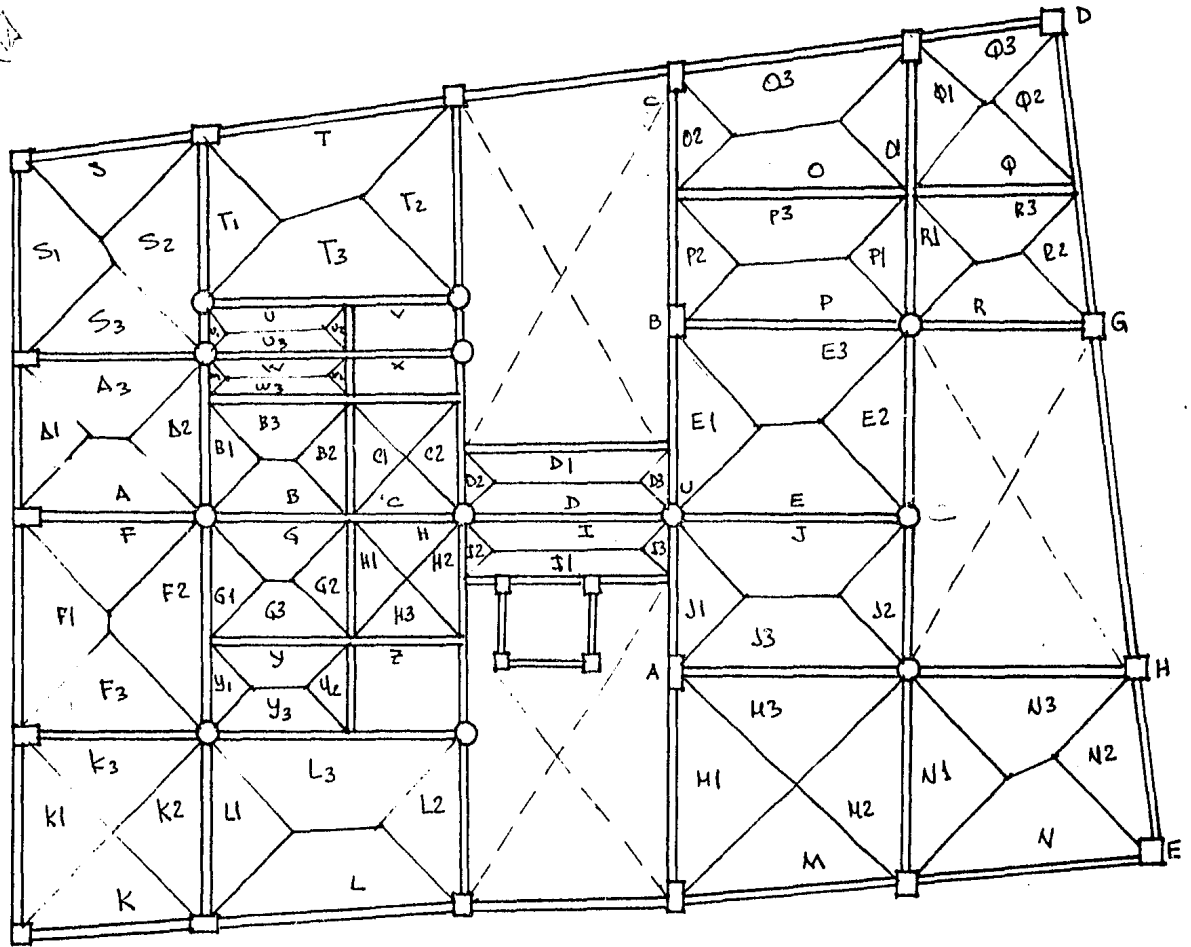


Fig.III.2. Areas tributarias por marcos.

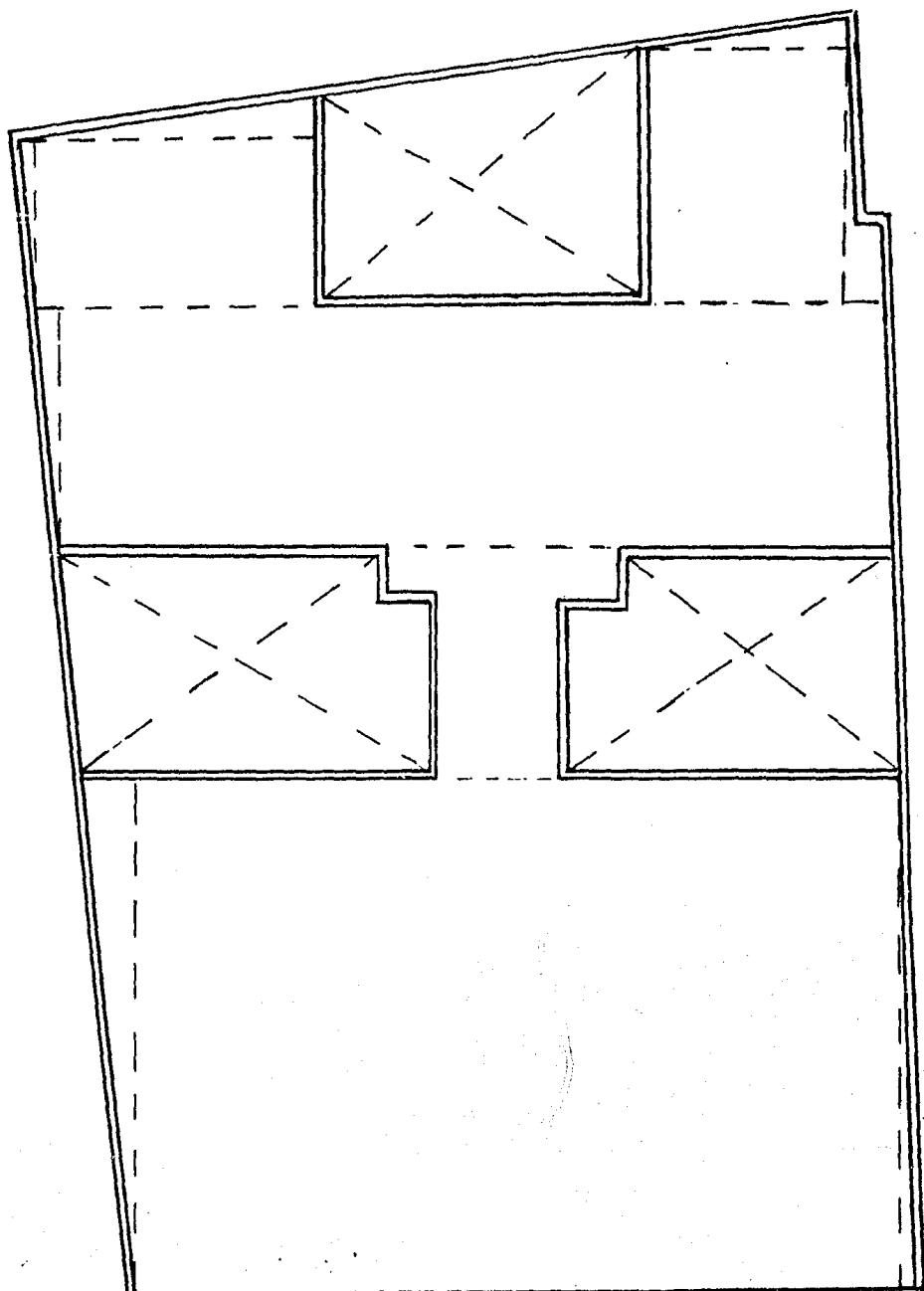
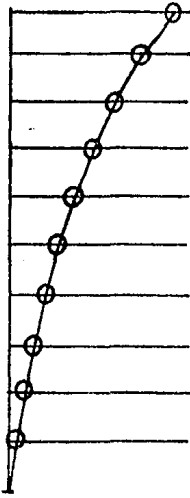


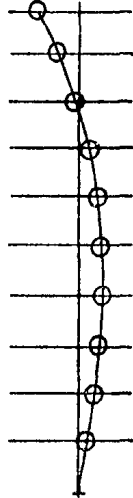
Figura III.3, Subdivisión del área, para su cálculo.

a.

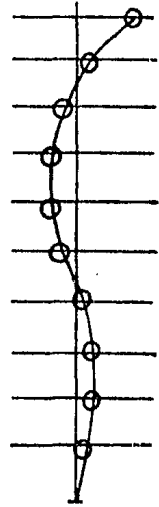
MODO 1



MODO 2



MODO 3



b.

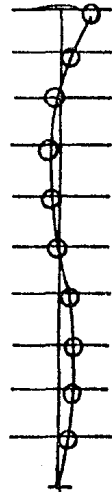
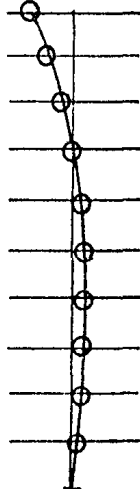
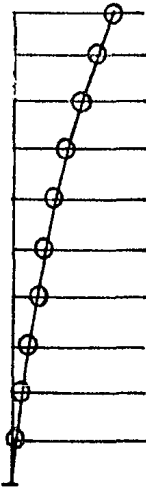
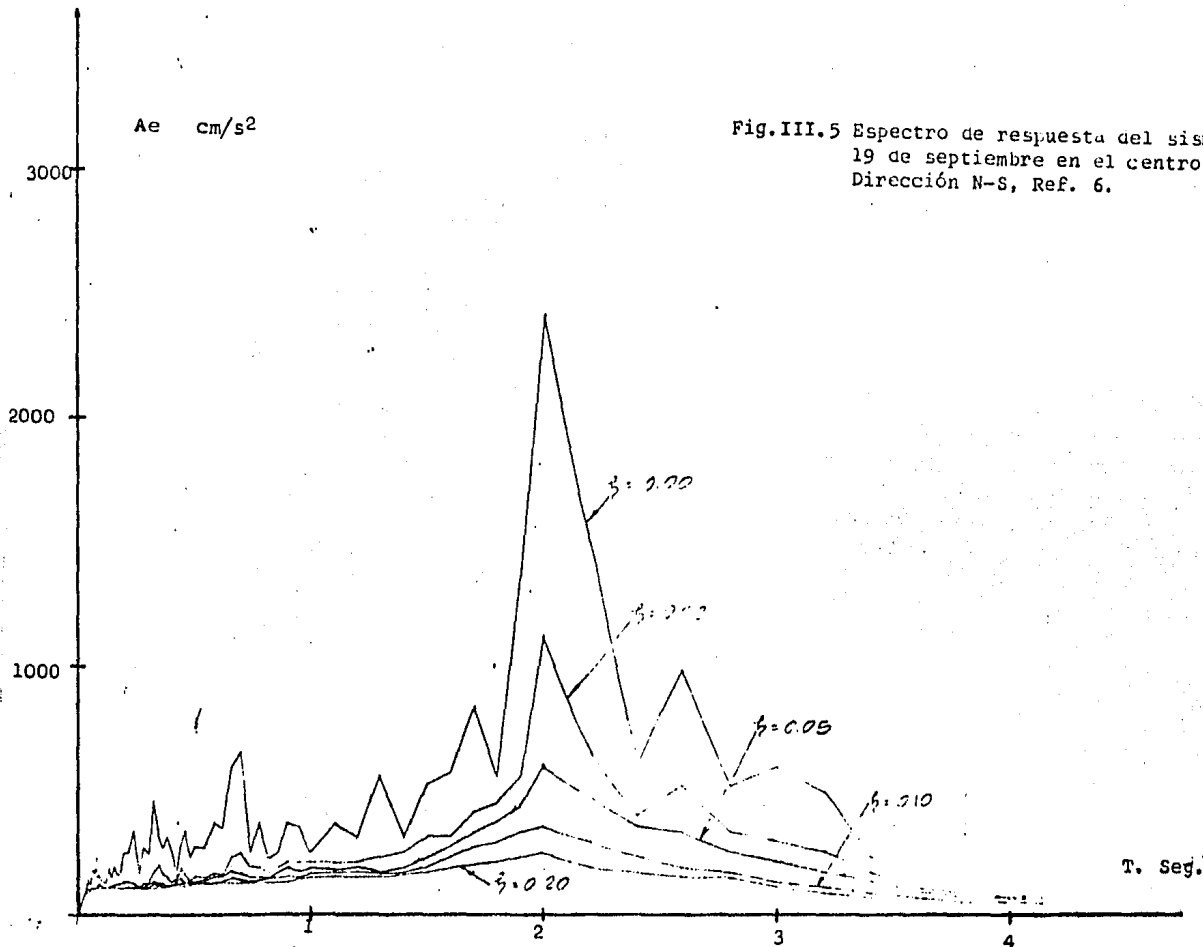


Figura III.4, Configuraciones modales.

a.) Dirección N-S

b.) Dirección E-W.



Ae cm/s²

Fig.III.5 Espectro de respuesta del sismo del 19 de septiembre en el centro SCOP. Dirección N-S, Ref. 6.

T. Seg.

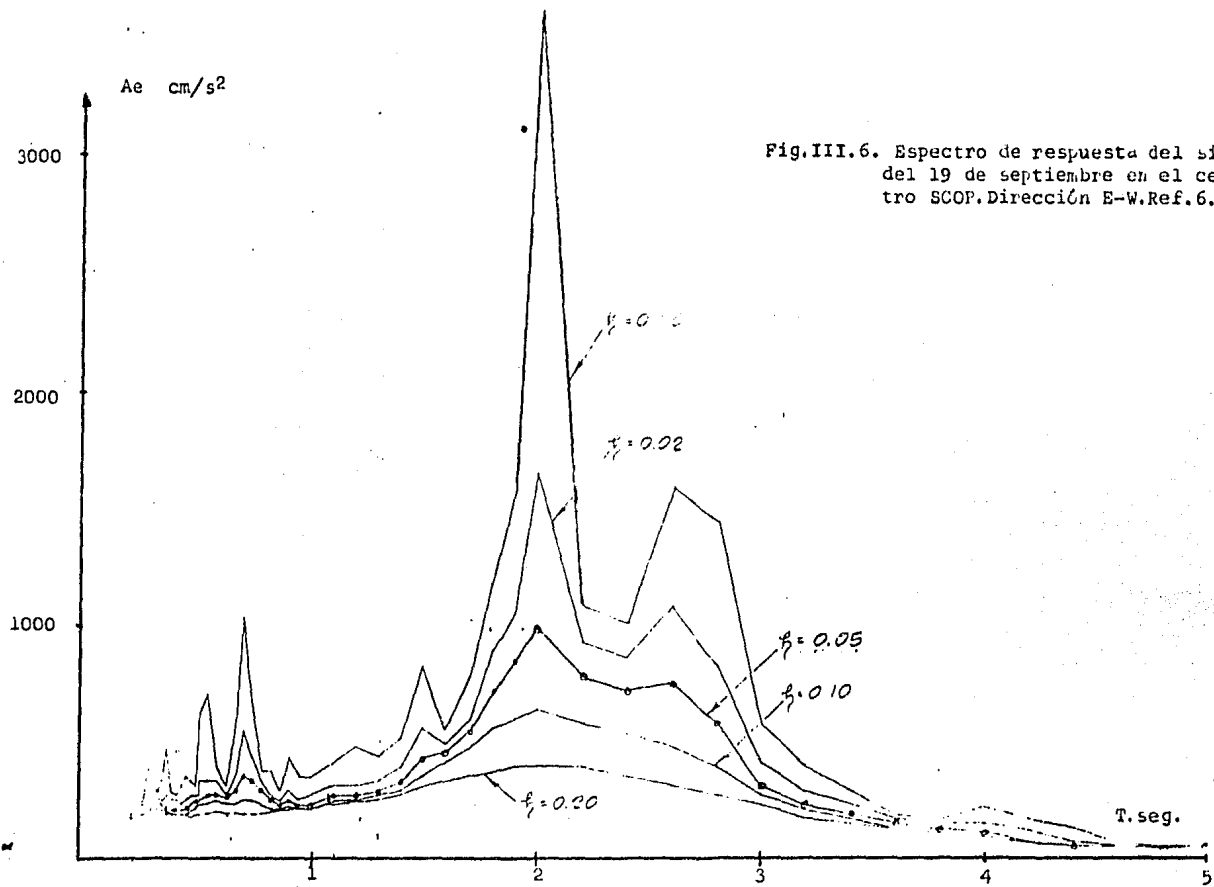


Fig.III.6. Espectro de respuesta del sismo del 19 de septiembre en el centro SCOP. Dirección E-W. Ref. 6.

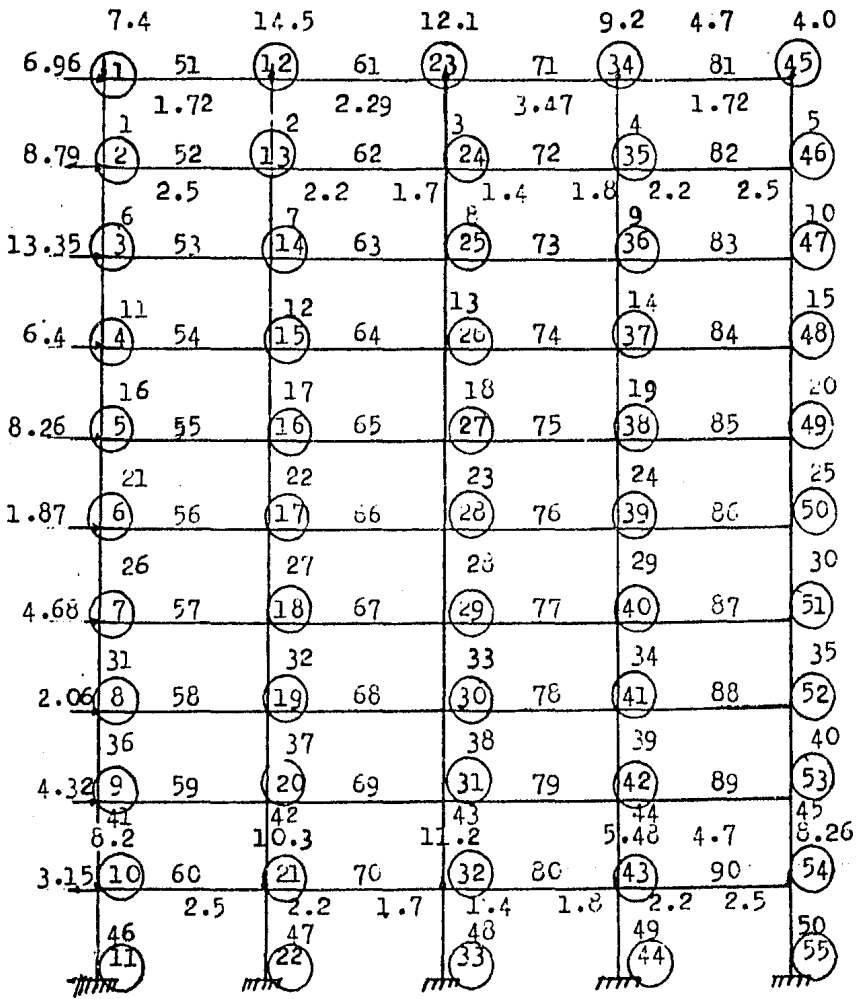


Figura III.7 marco 2, con sus respectivas cargas y la numeración de sus elementos.

Simbología : (x) número de nudo, $|x$ número de columna,
 \cdot número de trabe
 $\frac{\quad}{x}$ carga uniformemente distribuida.
 $x \cdot x$ carga concentrada.

	1.35	1.85	3.33	3.6	2.94	2.84	2.41	1.79
1.35		1.47		1.65		0.43		1.79
1.22		1.29		0.76		0.02		1.66
1.27	2.49	2.1	5.19	4.7	2.44	3.96	4.21	3.51
		1.8		1.5		0.28		1.85
1.25		1.68		1.36		0.23		1.6
1.19	2.44	2.09	5.28	4.81	2.28	3.92	0.18	3.51
		1.51		1.17		0.18		1.71
1.13		1.41		1.09		0.19		1.65
1.26	2.39	2.17	5.42	4.8	2.21	3.92	4.42	3.54
		1.85		1.5		0.31		1.9
1.2		1.7		1.38		0.28		1.82
1.13	2.34	2.24	5.54	4.8	2.14	3.9	4.51	3.58
		1.6		1.28		0.32		1.76
1.09		1.58		1.3		0.37		1.76
0.98	2.08	2.55	5.64	4.71	2.19	3.89	4.60	3.4
		1.57		1.21		0.39		1.64
0.87		1.38		1.12		0.33		1.5
1.17	2.05	2.71	5.8	4.65	2.17	3.83	4.74	3.56
		1.72		1.35		0.57		2.06
1.04		1.48		1.24		0.52		1.89
0.91	1.96	2.84	5.99	4.56	2.13	3.81	4.8	3.66
		1.67		1.20		0.45		1.77
0.90		1.52		1.02		0.472		1.75
0.91	1.82	2.95	5.93	4.63	2.17	3.79	4.97	3.49
		1.48		1.24		0.714		1.74
0.90		1.43		1.41		0.78		1.64
0.72	1.63	3.14	5.91	4.63	2.3	3.76	5.24	3.12
		1.34		0.91		0.69		1.20
0.91		0.30		0.60		0.203		0.714

Figura III.8. Resultados del análisis estructural por carga vertical del marco 2 (momentos).

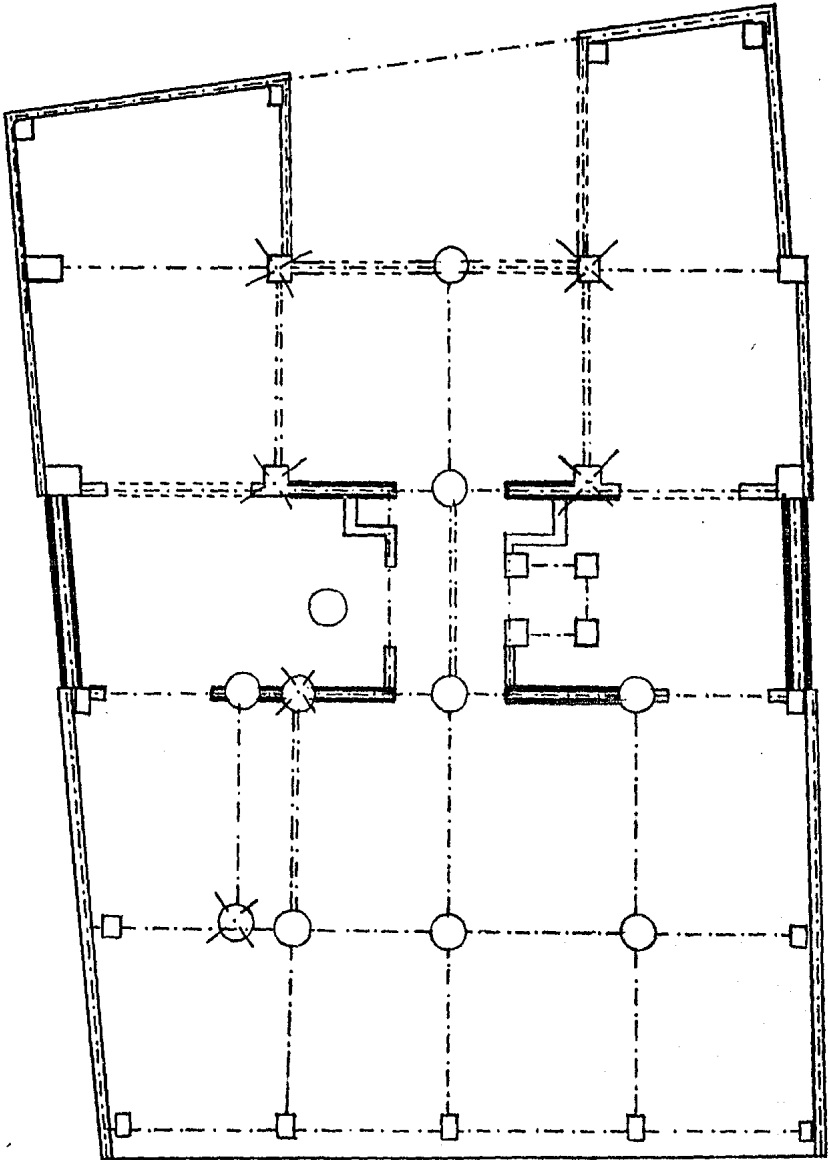


Fig. IV. 1 Refuerzo y reestructuración, soluciones A y B,

simbología en la página siguiente.

Simbología de la figura IV.1 :

----- Trabe.

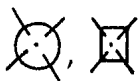
==== Trabe de refuerzo.

===== Muro de mampostería.

===== Trabe sobre muro de mampostería.

----- Trabe sobre ventaneria.

===== Trabe sobre muro de concreto .



Columna de refuerzo.

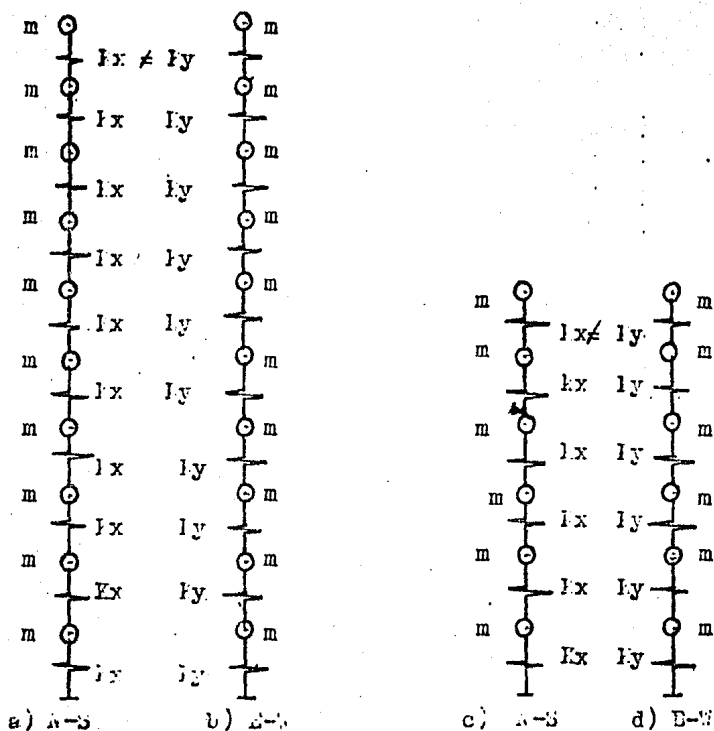


Fig.-IV.2. Idealización de la estructura para estudiar su comportamiento ante cargas accidentales (sismo).

a,b) Modelo de la propuesta A en las direcciones

N-S y E-W.

c,d) Modelo de la propuesta B direcciones N-S y E-W.

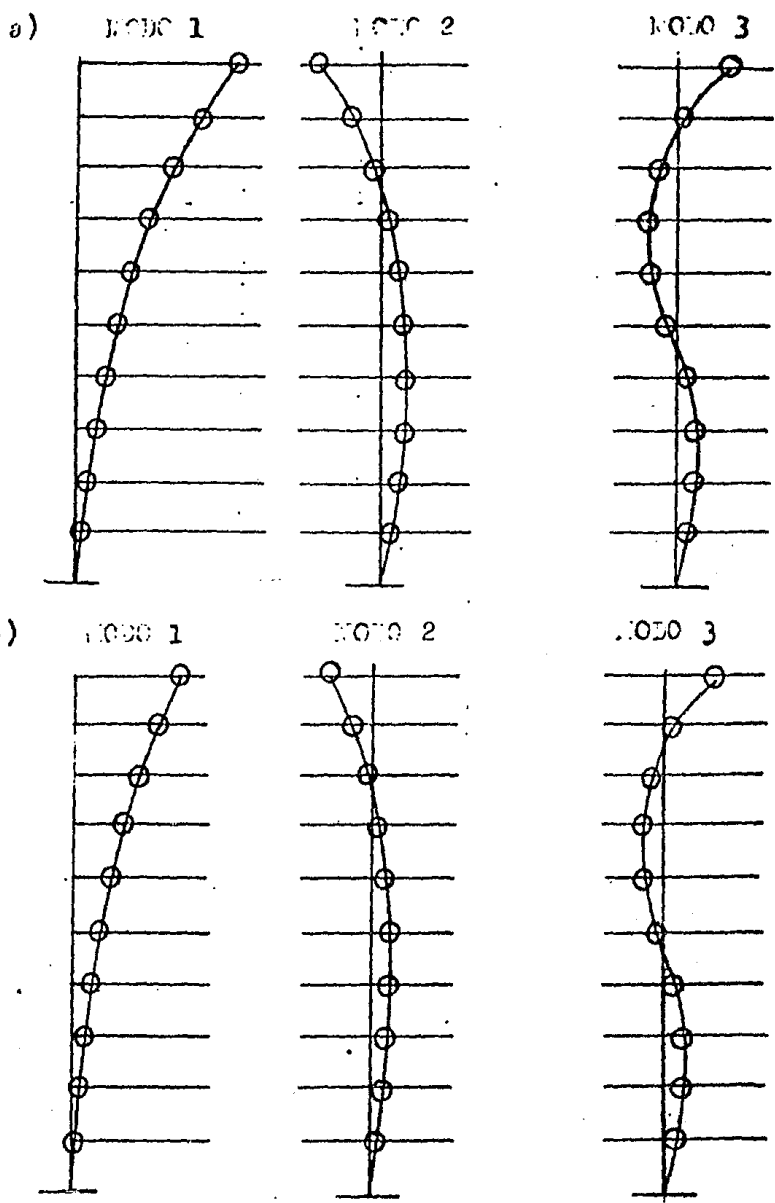
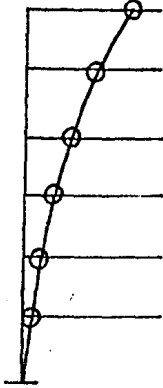


Fig. IV.3 Configuraciones modales de la solución.

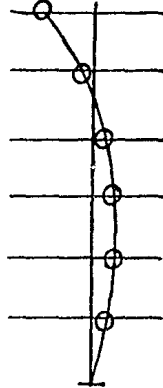
a) Dirección N-S

b) Dirección E-W

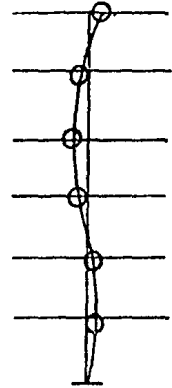
a) MODO 1



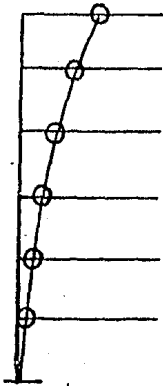
MODO 2



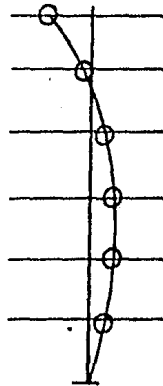
MODO 3



b) MODO 1



MODO 2



MODO 3

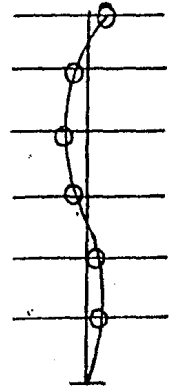


Fig. IV.4 Configuraciones modales solución 3.

a) Dirección N-S b) Dirección E-W

ANEXO III.1

Listado y resultados del marco

2 (N - S) .

2	68	19	30
3	69	20	31
4	70	21	32
5	71	23	34
6	72	24	35
7	73	25	36
8	74	26	37
9	75	27	38
10	76	28	39
11	77	29	40
12	78	30	41
13	79	31	42
14	80	32	43
15	81	33	45
16	82	35	46
17	83	36	47
18	84	37	48
19	85	38	49
20	86	39	50
21	87	40	51
22	88	41	52
23	89	42	53
24	90	43	54
25	COMUNIDADES DE LAS JUNTAS (1)		
26	1	0	27
27	2	0	24.3
28	3	0	21.0
29	4	0	18.9
30	5	0	16.2
31	6	0	13.5
32	7	0	10.8
33	8	0	8.1
34	9	0	5.4
35	10	0	2.7
36	11	0	0
37	12	3.45	27
38	13	3.45	24.3
39	14	3.45	21.0
40	15	3.45	18.9
41	16	3.45	16.2
42	17	3.45	13.5
43	18	3.45	10.8
44	19	3.45	8.1
45	20	3.45	5.4
46	21	3.45	2.7
47	22	3.45	0
48	23	7.75	27
49	24	7.75	24.3
50	25	7.75	21.0
51	26	7.75	18.9
52	27	7.75	16.2
53	28	7.75	13.5
54	29	7.75	10.8
55	30	7.75	8.1
56	31	7.75	5.4
57	32	7.75	2.7
58	33	7.75	0
59	34	10.92	27
60	35	10.92	24.3
61	36	10.92	21.0
62	37	10.92	18.9
63			

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63

2	46	2.6823E-03	-4.3900E-03	1.0028E-03
3	47	2.3339E-03	-8.9405E-03	5.7405E-04
4	48	1.9059E-03	-8.3390E-03	5.5990E-04
5	49	1.6212E-03	-7.6007E-03	7.5440E-04
6	50	1.2810E-03	-6.8025E-03	7.6160E-04
7	51	9.3005E-04	-5.5221E-03	1.5951E-04
8	52	6.7659E-04	-4.3772E-03	1.1518E-04
9	53	3.7543E-04	-3.1011E-03	3.0200E-04
10	54	1.4537E-04	-1.6347E-03	1.6791E-04
11	55	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APUIOS
 APUIO DES-A DES-B GIPU-A

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS BARRAS

BARRA	ORDEN	AXIAL	COEFICIENTE	MOVIMIENTO
1	1	10.2	-0.949	-1.35
2	2	-10.2	0.949	-1.22
3	3	-22.0	-1.04	-1.47
4	4	-22.0	1.02	-1.29
5	5	22.0	0.576	0.058
6	6	-22.0	-0.520	0.707
7	7	10.3	0.109	9.433
8	8	-16.3	-0.109	2.224E+02
9	9	7.30	1.28	1.74
10	10	-7.30	-1.28	1.60
11	11	22.0	-0.931	-1.27
12	12	-22.0	0.931	-1.25
13	13	44.5	-1.29	-1.00
14	14	-44.5	1.29	-1.08
15	15	22.0	1.00	1.39
16	16	-22.0	-1.00	1.30
17	17	38.0	-0.191	-0.262
18	18	-38.0	0.191	-0.233
19	19	20.9	1.35	1.05
20	20	-20.9	-1.35	1.00
21	21	35.5	-0.600	-1.17
22	22	-35.5	0.600	-1.13
23	23	66.5	-1.00	-1.51
24	24	-66.5	1.00	-1.41
25	25	63.1	0.638	1.17
26	26	-63.1	-0.638	1.09
27	27	59.0	-0.141	-0.107
28	28	-59.0	0.141	-0.193
29	29	34.5	1.24	1.11
30	30	-34.5	-1.24	1.05
31	31	48.0	-0.917	-1.20
32	32	-48.0	0.917	-1.20
33	33	88.0	-1.31	-1.05
34	34	-88.0	1.31	-1.10
35	35	63.3	1.07	1.50
36	36	-63.3	-1.07	1.38
37	37	78.4	-0.220	-0.310
38	38	-78.4	0.220	-0.208
39	39	48.0	1.30	1.00

1	1	0.949	2.82	1.35
2	12	-0.949	3.11	-1.05
3	51	-1.782E-02	2.42	-2.49
4	52	-1.782E-02	2.70	-2.10
5	53	-7.120E-02	2.21	-2.39
6	54	7.120E-02	2.21	-2.09
7	54	4.33	4.33	-2.19
8	54	-5.240E-02	4.25	-2.17
9	55	-8.772E-02	4.31	-2.34
10	55	8.772E-02	4.28	-2.24
11	56	-1.131	3.17	-2.05
12	56	0.136	4.15	-2.55
13	57	0.135	4.12	-2.05
14	57	-0.135	4.50	-2.71
15	58	-0.145	3.00	1.90
16	58	0.145	4.57	-2.04
17	59	-4.035E-03	3.99	1.82
18	59	4.035E-03	4.64	-2.45
19	60	-0.294	3.83	1.03
20	60	0.294	4.75	-3.14
21	61	-1.97	1.00	3.33
22	61	1.97	1.99	-3.00
23	62	0.244	7.52	5.19
24	62	-0.244	5.02	-4.70
25	63	-0.260	7.51	5.20
26	63	0.260	5.02	-4.81
27	64	0.286	7.55	5.82
28	64	-0.286	5.59	-4.90
29	65	-0.224	7.38	3.54
30	65	0.224	5.56	-4.80
31	66	-0.246	7.02	5.61
32	66	0.246	5.51	-4.71
33	67	0.253	7.07	5.69
34	67	-0.253	5.46	-4.65
35	68	-0.151	7.74	5.44
36	68	0.151	5.40	-4.50
37	69	-0.106	7.71	5.35
38	69	0.106	5.42	-4.03
39	70	-0.735	7.40	5.01
40	70	0.735	5.44	-4.63
41	71	1.45	5.53	-2.94
42	71	-1.45	5.47	-2.84
43	72	-0.284	3.35	2.44
44	72	0.284	0.03	-3.96
45	73	-0.096E-02	3.41	2.23
46	73	0.096E-02	0.00	-3.92
47	74	-5.50E-02	3.30	2.21
48	74	5.50E-02	0.09	-3.92
49	75	-0.112	3.39	2.14
50	75	0.112	0.10	-1.90
51	76	-0.153	3.34	2.19
52	76	0.153	0.06	-3.89
53	77	-0.157	3.43	2.17
54	77	0.157	6.07	-3.83
55	78	-8.722E-02	3.34	2.13
56	78	8.722E-02	0.08	-3.81
57	79	-0.192	3.41	2.17
58	79	0.192	0.06	-3.79
59	80	-0.324	3.47	2.31
60	80	0.324	0.61	-3.79
61	81	1.20	3.47	2.31
62	81	-1.20	3.47	2.31

1					
2					
3	81	45	-1.28	3.46	-1.79
4	82	35	-7.659E-02	8.80	-4.71
5	82	46	-7.659E-02	5.31	-3.51
6	83	46	-0.111	8.93	-4.34
7	84	47	0.111	5.28	-4.31
8	84	37	0.135	8.94	-4.42
9	84	48	-0.135	5.25	-3.54
10	85	38	-7.463E-02	8.85	-4.51
11	85	49	-7.463E-02	5.25	-3.58
12	86	39	-0.142	8.93	-4.66
13	86	50	0.142	5.17	-3.40
14	87	40	0.302	8.91	-4.74
15	87	51	-0.302	5.19	-3.56
16	88	41	-0.159	8.90	-4.60
17	88	52	0.159	5.23	-3.69
18	89	42	-7.107E-02	8.94	-4.97
19	89	53	-7.107E-02	5.12	-3.44
20	90	43	-0.588	9.13	-5.24
21	90	54	0.588	4.96	-3.12

EQUILIBRIO DE LOS NUDOS
 NUDO F-X F-Y N-Z

22					
23					
24					
25					
26					
27	1	0.0000	0.0000	0.0000	
28	2	0.0000	0.0000	0.0000	
29	3	0.0000	0.0000	0.0000	
30	4	0.0000	0.0000	0.0000	
31	5	0.0000	0.0000	0.0000	
32	6	0.0000	0.0000	0.0000	
33	7	0.0000	0.0000	0.0000	
34	8	0.0000	0.0000	0.0000	
35	9	0.0000	0.0000	0.0000	
36	10	0.0000	0.0000	0.0000	
37	12	0.0000	0.0000	0.0000	
38	13	0.0000	0.0000	0.0000	
39	14	0.0000	0.0000	0.0000	
40	15	0.0000	0.0000	0.0000	
41	16	0.0000	0.0000	0.0000	
42	17	0.0000	0.0000	0.0000	
43	18	0.0000	0.0000	0.0000	
44	19	0.0000	0.0000	0.0000	
45	20	0.0000	0.0000	0.0000	
46	21	0.0000	0.0000	0.0000	
47	23	0.0000	0.0000	0.0000	
48	24	0.0000	0.0000	0.0000	
49	25	0.0000	0.0000	0.0000	
50	26	0.0000	0.0000	0.0000	
51	27	0.0000	0.0000	0.0000	
52	28	0.0000	0.0000	0.0000	
53	29	0.0000	0.0000	0.0000	
54	30	0.0000	0.0000	0.0000	
55	31	0.0000	0.0000	0.0000	
56	32	0.0000	0.0000	0.0000	
57	34	0.0000	0.0000	0.0000	
58	35	0.0000	0.0000	0.0000	
59	36	0.0000	0.0000	0.0000	
60	37	0.0000	0.0000	0.0000	
61	38	0.0000	0.0000	0.0000	
62	39	0.0000	0.0000	0.0000	
63					

U.S.A.A.

INGENIERIA

DEPARTAMENTO

CE.C.R.F.I.

C. RAMOS

RESULTADOS

EDIT MARPLA.DAT

CARGAS EN LAS JUNTAS

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NODO	DEG-A	DEG-Y	DEG-Z
1	-0.1127	-2.3762E-03	1.8861E-03
2	-0.1028	-2.3692E-03	2.2681E-03
3	-9.2088E-02	-2.2363E-03	1.8348E-03
4	-8.6549E-02	-2.1633E-03	1.0100E-03
5	-8.3753E-02	-2.0548E-03	1.7151E-03
6	-7.7835E-02	-1.9338E-03	2.3036E-03
7	-6.8437E-02	-1.7402E-03	4.3763E-03
8	-6.1295E-02	-1.4854E-03	4.8022E-03
9	-2.1669E-02	-1.1918E-03	4.7273E-03
10	-3.1183E-03	-5.8744E-04	2.0629E-03
11	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
12	-0.1123	1.7835E-04	2.1255E-03
13	-0.1025	1.6051E-04	1.9607E-03
14	-9.2357E-02	1.4450E-04	1.7978E-03
15	-8.6633E-02	1.3167E-04	9.4474E-04
16	-8.3604E-02	1.3189E-04	1.0606E-03
17	-7.7797E-02	1.4262E-04	2.9737E-03
18	-6.9902E-02	1.4901E-04	4.0674E-03
19	-4.1100E-02	1.3622E-04	5.0278E-03
20	-2.1609E-02	1.1135E-04	5.9119E-03
21	-1.2661E-03	0.4403E-05	3.3521E-03
22	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
23	-0.1118	-0.1161E-04	2.3817E-03
24	-0.1023	-0.0817E-04	1.8621E-03
25	-9.2567E-02	-5.4711E-05	1.6913E-03
26	-8.6603E-02	-5.7720E-05	9.1814E-04
27	-8.3655E-02	-5.6327E-05	1.1191E-03
28	-7.6488E-02	-5.4657E-05	2.4301E-03
29	-6.9756E-02	-5.0722E-05	4.0075E-03
30	-4.1120E-02	-4.3837E-05	5.2231E-03
31	-2.1638E-02	-3.2067E-05	5.0136E-03
32	-5.0979E-03	-1.7622E-04	3.0157E-03
33	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
34	-0.1115	0.9445E-04	1.9361E-03
35	-0.1023	7.0669E-05	1.8583E-03
36	-9.2600E-02	6.9944E-05	1.7315E-03
37	-8.6656E-02	6.7773E-05	1.0336E-03
38	-8.3367E-02	6.5769E-05	1.4231E-03
39	-7.7409E-02	6.3180E-05	2.7415E-03
40	-6.9656E-02	5.7671E-05	4.7078E-03
41	-1.1663E-02	4.9339E-05	5.2474E-03
42	-2.1663E-02	3.6621E-05	5.0145E-03
43	-5.1312E-03	1.9692E-04	3.0476E-03
44	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
45	-0.1115	2.6291E-05	1.8646E-03

40	-0.4583E-02	-6.7107E-03	1.9914E-03
41	-1.4404E-02	-5.3022E-03	3.5419E-03
42	-2.3410E-02	-4.7140E-03	5.3437E-03
43	-3.8341E-03	-1.9531E-03	3.1446E-03
44	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
45	-0.1196	-6.2899E-03	3.3126E-03
46	-0.1095	-4.1413E-03	3.3270E-03
47	-9.9417E-02	-7.7756E-03	2.8522E-03
48	-9.3402E-02	-7.1007E-03	2.0123E-03
49	-8.9412E-02	-6.4729E-03	2.6505E-03
50	-8.2347E-02	-6.5739E-03	3.6072E-03
51	-6.4540E-02	-6.5089E-03	5.3451E-03
52	-4.4449E-02	-3.5227E-03	5.7539E-03
53	-2.3432E-02	-2.4444E-03	5.9039E-03
54	-5.0001E-03	-1.2873E-03	3.7315E-03
55	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APYOS
 APOYO ULS-X ULS-Y GIRO-Z

ELEMENTOS RELATIVOS EN LAS BARRAS
 BARRA NÚM. AXIAL TANGENTE PERPEND.

1	1	12.6	-2.84	-4.01
2	2	-12.6	-2.84	-3.67
3	12	23.7	-3.97	-5.10
4	13	-23.7	3.97	-5.33
5	23	25.1	-1.62	-1.71
6	24	-25.1	1.62	-7.66
7	34	70.7	-7.01	-3.27
8	35	-70.7	2.61	-3.79
9	45	0.61	-0.415	-0.563
10	46	-0.61	0.415	-0.557
11	3	23.7	-3.49	-4.66
12	7	-23.7	3.49	-4.64
13	13	47.8	-7.11	-9.03
14	14	-47.8	7.11	-9.74
15	24	46.0	-4.80	-0.39
16	25	-46.0	4.80	-6.56
17	35	42.1	-5.55	-7.43
18	36	-42.1	5.55	-7.00
19	46	19.2	-0.767	-0.966
20	47	-19.2	0.767	-1.16
21	3	46.1	-1.74	-2.15
22	11	-46.1	1.74	-2.56
23	14	72.3	-3.42	-1.00
24	15	-72.3	3.42	-1.18
25	25	70.0	-1.71	-1.75
26	26	-70.0	1.71	-2.08
27	36	63.4	-2.52	-2.49
28	37	-63.4	2.52	-3.91
29	17	31.8	0.241	0.555
30	18	-31.8	-0.241	9.655E-02
31	3	60.7	-1.02	-1.39
32	16	-60.7	1.02	-1.35
33	17	97.3	-2.11	-3.00

1					
2	17	16	-97.5	2.11	-2.63
3	18	26	92.9	0.102	-2.497E-02
4	18	27	-92.9	-0.102	6.309
5	19	37	95.5	-0.972	-1.55
6	19	38	-85.5	0.972	-1.57
7	20	48	48.5	1.09	1.46
8	20	49	-48.5	-1.09	1.47
9	21	58	75.3	-1.00	-2.14
10	21	59	-75.3	1.00	-1.36
11	22	169	123.	-3.16	-0.49
12	22	17	-123.	3.16	-2.05
13	23	27	115.	-1.67	-4.51
14	23	28	-115.	1.67	-0.522
15	24	38	107.	-3.03	-6.03
16	24	39	-107.	3.03	-2.17
17	25	49	58.9	-3.906E-02	-0.177
18	25	50	-58.9	3.906E-02	0.585
19	26	6	93.7	-5.81	-8.89
20	26	7	-93.7	5.81	-7.06
21	27	17	147.	-12.6	-19.6
22	27	18	-147.	12.6	-15.1
23	28	26	139.	-10.7	-16.6
24	28	27	-139.	10.7	-12.4
25	29	39	127.	-11.4	-17.5
26	29	40	-127.	11.4	-13.4
27	30	50	89.7	-3.12	-4.81
28	30	51	-89.7	3.12	-3.03
29	31	7	116.	-7.55	-10.5
30	31	8	-116.	7.55	-9.81
31	32	18	170.	-13.7	-20.0
32	32	19	-170.	13.7	-17.0
33	33	29	166.	-13.6	-19.4
34	33	30	-166.	13.6	-16.7
35	34	40	145.	-14.2	-20.2
36	34	41	-145.	14.2	-17.2
37	35	51	97.5	-4.49	-6.41
38	35	52	-97.5	4.49	-5.09
39	36	8	140.	-7.38	-10.9
40	36	9	-140.	7.38	-8.67
41	37	19	192.	-10.4	-23.0
42	37	20	-192.	10.4	-21.4
43	38	30	193.	-13.8	-18.4
44	38	31	-193.	13.8	-17.0
45	39	41	163.	-15.0	-19.9
46	39	42	-163.	15.0	-20.7
47	40	52	84.3	-3.74	-6.50
48	40	53	-84.3	3.74	-6.84
49	41	9	165.	-9.19	-11.0
50	41	10	-165.	9.19	-13.4
51	42	20	214.	-19.7	-20.1
52	42	21	-214.	19.7	-33.1
53	43	31	219.	-13.8	-19.3
54	43	32	-219.	13.8	-22.1
55	44	42	161.	-14.7	-16.4
56	44	43	-161.	14.7	-23.2
57	45	53	91.3	-4.45	-4.87
58	45	54	-91.3	4.45	-7.11
59	46	19	185.	-9.906E-02	-1.63
60	46	11	-185.	9.906E-02	-1.30
61	47	21	238.	-0.283	-6.35
62	47	22	-238.	0.283	-7.59

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62

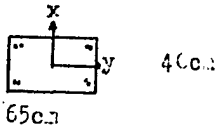
1				
2	32	0,0000	0,0000	0,0000
3	34	0,0000	0,0000	0,0000
4	35	0,0000	0,0000	0,0000
5	36	0,0000	0,0000	0,0000
6	37	0,0000	0,0000	0,0000
7	38	0,0000	0,0000	0,0000
8	39	0,0000	0,0000	0,0000
9	40	0,0000	0,0000	0,0000
10	41	0,0000	0,0000	0,0000
11	42	0,0000	0,0000	0,0000
12	43	0,0000	0,0000	0,0000
13	45	0,0000	0,0000	0,0000
14	46	0,0000	0,0000	0,0000
15	47	0,0000	0,0000	0,0000
16	48	0,0000	0,0000	0,0000
17	49	0,0000	0,0000	0,0000
18	50	0,0000	0,0000	0,0000
19	51	0,0000	0,0000	0,0000
20	52	0,0000	0,0000	0,0000
21	53	0,0000	0,0000	0,0000
22	54	0,0000	0,0000	0,0000

REACCIONES

RFU10	F-X	F-Y	F-Z
11	-0,0091	184,1351	-1,3004
22	-0,2032	237,3742	-7,3852
33	2,0087	243,9546	-8,1362
44	3,7585	200,2340	-10,0695
55	0,8281	101,1368	-3,2710

TIEMPOS DE EJECUCION:
 DESARROLLO 175,430 SEGS.
 CPU 12,30 SEGS.

=====



$$A_c = 2600 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\rho = 0.00476$$

Del análisis estructural se tiene :

$$q = 0.147$$

Dirección	Cargas	Axial	Cortante	Momento	
				S	I
N-S	C.V.	117	1.72	4.83	-0.166
	Sismo	26.0	5.35	8.7	5.83
	C.V.S.	153.0	7.81	14.9	6.21
E-W	C.V.	95.5	-1.24	-1.37	-1.47
	Sismo	4.82	14.6	7.05	32.4
	C.V.S.	110.0	14.7	5.69	34.0

Nota: C.V. y Sismo sin factor de carga, C.V.S. con factor de carga.

Los elementos mecánicos de revisión son :

$$P_u = 110 \text{ Ton} \quad M_{uy} = 34 \text{ Tm} \quad M_{ux} = 14.9(0.3) = 4.47 \text{ Tm}$$

e) Revisión de los efectos de esbeltez: sentido y

$$\phi_1 = 4.3 \quad \phi_2 = \frac{3390 + 2333}{1540.9} = 3.69 \quad I = 2.0$$

$$\frac{H}{r} = \frac{2(270)}{0.3(65)} = 27.69 > 22 \quad \therefore \text{si hay efectos de esbeltez.}$$

Anexo III.2 Cálculo del índice de resistencia de la columna común a los marcos E y S, K₂.

Calculo del factor de amplificación :

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_c}} ; \quad EI = 0.4 \frac{1414 \times 1(915300)}{1 + \frac{2.4(1.4)}{14.5}} = 1.05 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{3.14^2 (1.05 \times 10^{11})}{{(2(270))^2} } = 3553069.9 \text{ kg} ; \quad \delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{110}{3553} \right)} = 1.03$$

∴ los elementos mecánicos finales de revisión son :

$$P_u = 110 \text{ Ton} ; \quad M_{uy} = 34 (1.03) = 35.15 ; \quad M_u = 4.6 \text{ tm}$$

$$e_{ux} = \frac{4.6}{110} = 0.042 ; \quad \frac{e}{h} = \frac{0.042}{0.65} = 0.064 ; \quad \frac{d}{h} = \frac{62}{65} = 0.95$$

$$e_{uy} = \frac{35.15}{110} = 0.319 ; \quad \frac{e}{h} = \frac{0.319}{0.40} = 0.79 ; \quad \frac{d}{h} = \frac{36}{40} = 0.90$$

de los nomogramas ref.8. :

$$I_x = 1.0 \quad P_{ux} = 1.0(0.75)(40)(0.65)(170) = 331500 \text{ kg.}$$

$$I_y = 0.25 \quad P_{uy} = 0.25(0.75)(40)(65)(170) = 82875 \text{ kg.}$$

$$P_o = Fr (A_{cf}'c + A_{sfy}) = 0.75((2600(170) + (12(4200)))$$

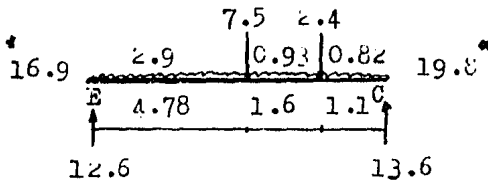
$$P_o = 369300 \text{ kg}$$

$$Pr = \frac{1}{331.5} + \frac{1}{82.87} - \frac{1}{369.3} = 80.8 \text{ Ton.}$$

$$I_{RS} = \frac{80.8}{100} = 0.80 ; \quad I_{RF} = \frac{80.8}{110} = 0.73$$

Revisión de la trabe del marco 5, la cual tiene a los extremos los marcos E y C, está trabe es del nivel uno.

Condición de carga vertical :



*momentos obtenidos del análisis estructural.

si $0 \leq x \leq 4.78$

$$M = -16.9 + 12.6(x) - \frac{2.9x^2}{2} ;$$

$$x = 0 \quad M = -16.9 \text{ T.m}$$

$$x = 2.39 \quad M = 4.93 \text{ T.m}$$

$$x = 4.78 \quad M = 10.19 \text{ T.m}$$

si $4.78 \leq x \leq 6.38$

$$M = -16.9 + 12.6(x) - 2.9(4.78)(x - \frac{4.78}{2}) - 7.5(x - 4.78) - 0.93 \dots$$

$$(x - 4.78)^2 =$$

$$x = 4.78 \quad M = 10.19 \text{ T.m}$$

$$x = 5.58 \quad M = 2.89 \text{ T.m}$$

si $6.38 \leq x \leq 7.48$

$$M = -16.9 + 12.6(x) - 2.9(4.78)(x - \frac{4.78}{2}) - 7.5(x - 4.78) -$$

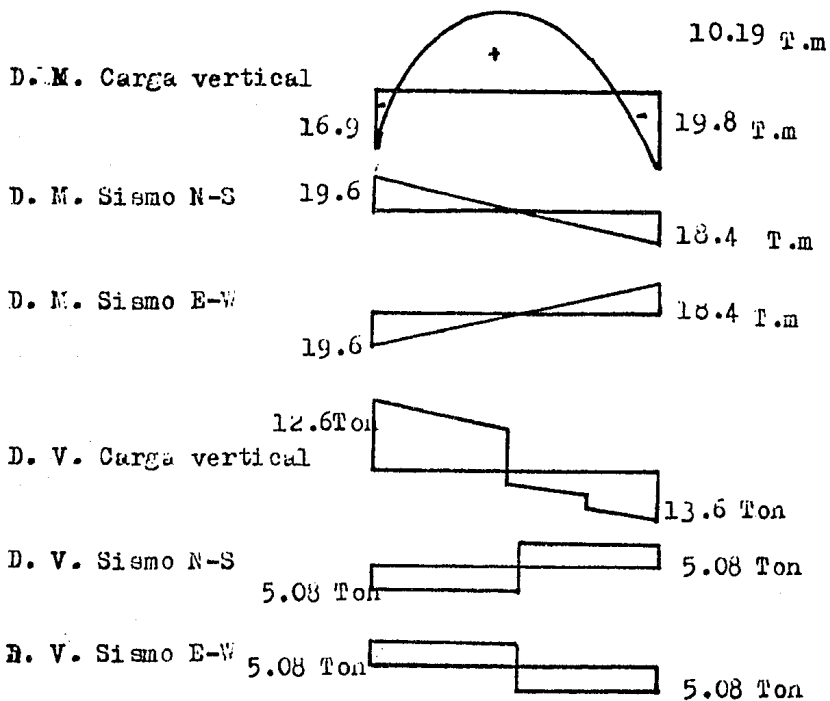
$$0.53(1.6)(x - 5.58) - 2.4(x - 6.38) - 0.82(\frac{x - 6.38}{2})^2$$

Anexo III.3. Ejemplo del cálculo del índice de resistencia de la trabe del marco 5, la cual está empotrada con los marcos E y C, está trabe corresponde al nivel uno.

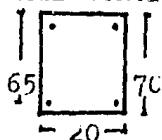
si $x = 6.36$ $N = -5.01$ T.m

$x = 6.93$ $M = -12.9$ T.m

$x = 7.48$ $M = -19.4$ T.m



Resistencia a flexión :



$$A_s = 2 \text{ del } \# 5 = 3.95 \text{ cm}^2 = A_s'$$

$$p = 0.0030 \quad q = 0.07 \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

por ser igual $A_s = A_s'$; la resistencia es :

$$M_R = FRbd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.9 (20)(65)^2 (170) (0.07) (1 - 0.5(0.07)) = 870000 \text{ kg.cm}$$

$$M_R = 8.7 \text{ T.m}$$

Resistencia a cortante :

$$V_R = 0.5 b d FR / f_c = ; V_R = 0.5(20)(65)(0.8)/200 = 3222 \text{ kg}$$

Indices de resistencia :

Flexión :

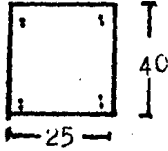
$$I.R.S = \frac{8.7}{36.2} = 0.22 ; I.R.F = \frac{8.7}{42.02} = 0.20$$

Cortante :

$$I.R.S = \frac{8.2}{18.68} = 0.43 ; I.R.F = \frac{8.2}{20.54} = 0.40$$

Revisión de la columna común a los marcos 2 y E ,
correspondiente al nivel 8.

Características :



$$A_s = 4 \text{ del } \# 4 = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$p = 0.0055$$

$$q = 0.13 ; f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Del análisis estructural se tiene :

Dirección	Cargas	Axiel	Cortante	Momento	
				S	I
N-S	C. vert.	23.5	0.327	0.46	0.44
	Sismo	0.41	0.22	0.32	0.29
	C.V+ S.	118.9	0.50	0.72	
E-W	C. Vert.	24.6	0.84	1.18	1.17
	Sismo	1.4	6.01	8.39	8.43
	C.V+ S.	20.8	7.25	10.1	10.2

• • los elementos mecánicos de revisión son :

$$P_u = 20.8 \text{ Ton.} ; M_u = 10.16 \text{ T.m}$$

a) Revisión de los efectos de esbeltes :

$$\phi_s = \frac{476(2)}{216 + 257} = 2.03 ; \phi_i = \frac{1116 + 476}{216 + 252} = 3.4$$

Apéndice IV.1 desarrollo del índice de resistencia de
la columna común a los marcos E y 2.

$$k = 1.7 \quad \frac{I_1}{r} = \frac{1.7(280)}{0.3(40)} \quad 34 - 12\left(-\frac{10.16}{10.2}\right)$$

39.6 45.9 . . . no hay efectos de esbeltes (locales)
 pero como $\frac{h_1}{r} < 22$ si hay efectos de esbeltes por
 movimiento general.

Calculo del factor de amplificación :

$$EI = 0.4 \frac{(134396)(13300)}{1 + \frac{0.6}{10.18}} = 6.75 \times 10^{10}$$

$$P_c = \frac{3.14^2(6.75 \times 10^{10})}{(1.7(280))^2} = 294 \text{ Ton}; \quad = \frac{1}{1 - \frac{20.8}{294}} = 1.07$$

. . . los elementos mecanicos finales de revisión :

$$P_u = 20.8 \text{ Ton.}; \quad M_u = 1.0 \text{ T.m}$$

$$e = \frac{10.9}{20.8} = 0.52 \quad e_a = 0.05(0.40) = 0.02; \quad e_d = 0.54$$

$$e = \frac{0.54}{0.40} = 1.35; \quad \frac{d}{h} = \frac{26}{40} = 0.9$$

Utilizando los diagramas de interacción :

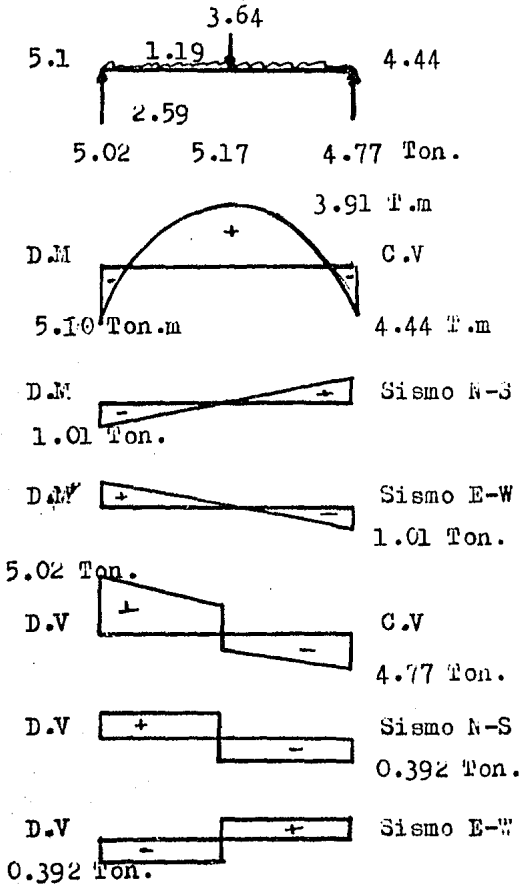
$$K = 0.1 \quad PR = 0.1(0.5)(25)(40)(170) = 8.5 \text{ Ton.}$$

$$R = 0.125 \quad MR = 0.125(0.5)(25)(40)^2(170) = 4.25 \text{ T.m}$$

Indices de resistencia :

$$I.R.S = \frac{8.5}{18.9} = 0.45; \quad I.R.F = \frac{8.5}{20.8} = 0.40$$

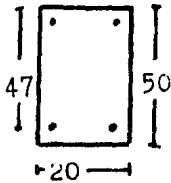
Revisión de la trabe del marco C, cuyos extremos están empotrados con los marcos 2 y 3, esta trabe corresponde al nivel uno.



Apéndice IV. 2. Desarrollo del índice de resistencia de la trabe, empotrada en los marcos 2 y 3 perteneciente al marco C, nivel uno.

M max. (+) = 3.91 T.m ; M max. (-) = 5.11 T.m
 V max. = 5.02 Ton.

Características de la sección :



$$A_s = 2 \# 5 = 3.95 \text{ cm}^2 = A's$$

$$p = \frac{3.95}{47(20)} = 0.003$$

$$q = 0.10$$

$$M_R = FR b d^2 f'c q (1 - 0.5 q)$$

$$M_R = 0.9(20)(47)(170)(0.10)(1 - 0.5(0.10)) = 6.42 \text{ T.m}$$

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(20)(47) 200 = 5.31 \text{ Ton.}$$

contribución del acero :

$$V_s = \frac{FR A_s f_y d}{s} = \frac{0.8(0.63)(2000)(47)}{50} = 0.92 \text{ Ton.}$$

$$V_{rt} = 6.26 \text{ Ton.}$$

Indices de resistencia :

flexión :

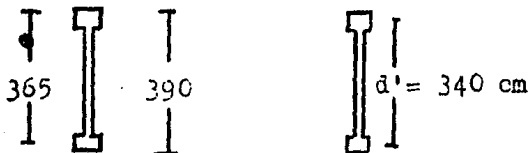
$$I.R.S = \frac{6.42}{4.64} = 1.38 \quad ; \quad I.R.F = \frac{6.42}{5.11} = 1.25$$

cortante :

$$I.R.S = \frac{6.26}{3.58} = 1.75 \quad ; \quad I.R.F = \frac{6.26}{5.02} = 1.25$$

Calculo del acero de refuerzo de un muro.

Características del muro:



Del análisis estructural se obtiene :

CARGAS	AXIAL	CORTEANTE	MOMENTOS	
			S	I
C.V	58	0.14	-0.6	0.24
Sismo	13.9	48.2	175	310
C.V+S.	79.0	52.8	193	314

. . los elementos de revisión son :

$$P_u = 79 (1.2) = 94.8 \text{ Ton} ; M_u = 314 (1.2) = 409 \text{ T.m}$$

Primera aproximación :

$$M_u = FR \left(A_s f_y d' + 0.5 P_u L \left(1 - \frac{P_u}{L t f' c} \right) \right)$$

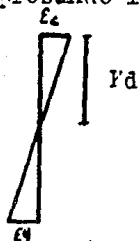
$$A_s = \frac{M_u / FR - 0.5 P_u L (1 - P_u / L t f' c)}{f_y d'}$$

$$A_s = \frac{(409 \times 10^5 / 0.5) - 0.5 (94800) (390) (1 - (94800 / 390 (20) (170))}{4200 (340)}$$

$$A_s = 45.2 \text{ cm}^2$$

Apéndice IV.3. Desarrollo del calculo del refuerzo del muro del nivel uno, perteneciente al marco 1 de la solución 3.

Comprobando la resistencia con este refuerzo :



Como los refuerzos son iguales
y estan fluyendo:

$$P_u = 0.5(30(50) + 20(0.81d - 50)) 170$$

como $P_u = 94800$ $1d = 38.45 \text{ cm}$

$$\frac{0.003}{38.45} = \frac{\epsilon_y}{365 - 38.45} ; \epsilon_y = 0.025$$

Tomando momentos respecto al eje neutro :

$$C_1 = \text{compresión en el acero } A_s' = 45(4200) = 189000 \text{ kg}$$

$$C_2 = \text{compresión en el concreto} = 0.8(38.45)(30)(170) =$$

$$C_2 = 156876 \text{ kg}$$

$$T = \text{tensión en el acero } A_s = 45(4200) = 189000 \text{ kg}$$

FUERZA (Ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (T.m)
$C_1 = 189$	0.134	25.42
$C_2 = 156$	0.192	30.15
$T = 189$	3.265	617.0
		672.5

$$M_u = FR (672.5) = 0.85(672.5) = 571 > 409 \text{ . . . excedido}$$

Reduciendo el acero de refuerzo por estar excedido :

$$\text{Contribución del } A_s ; 409 - 30.15 = 405.85 \text{ T.m}$$

$$A_s f_y d' = 405.85 \times 10 / 0.85 ; A_s = \frac{405.85 \times 10}{4200(0.85)(340)} = 33.4 \text{ cm}^2$$

. . . $A_s = 7$ del # 8.

Revisando la cuantía del acero de refuerzo en los extremos.

$$p = \frac{35}{30(50)} = 0.0233 ; p_{\min} = 0.0047 ; p_{\max} = 0.08$$

como $p_{\min} < p < p_{\max}$. . . esta correcta.

Revisando el refuerzo especial por confinamiento :

$$p' = 0.45 \left(\frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$p' = 0.45 \left(\frac{30(50)}{45(25)} - 1 \right) \frac{250}{4200} = 0.0089$$

$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} = 0.00714$$

$$p' = A_s / (0.5 L_n s_h) ; \text{utilizando } E \# 3 ; L_n = 30 - 8 = 22 \text{ cm.}$$

$$s_h = 0.71 / (0.5(22)(0.0089)) ; s_h = 7.25 \text{ cm} . . . E \# 3 \quad 7 \text{ cm}$$

2) Revisión por fuerza cortante :

$$V_u = 1.2(52.8) = 63.36 \text{ Ton.} ; v_u = \frac{63360}{(0.8(390)(20))} = 10.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{cr} = 0.5(0.8) 200 = 5.65 \text{ kg/cm}^2 ; v_u - v_{cr} = 10.15 - 5.65 = 4.49$$

$$p_h = \frac{4.49}{0.8(4200)} = 0.0013 < 0.0025 p_{\min}$$

$$\text{como } p_h = \frac{A_s}{t s} ; . . . s = \frac{A_s}{t p_h} = \frac{2(0.71)}{20(0.0025)} = 28.4 \text{ cm}$$

. . . $s = 25 \text{ cm}$; $E \# 3$ 25cm en las dos direcciones

REFERENCIAS

1. "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", Diario Oficial de la Federación, 15/Dic/1976.
2. "NORMAS DE EMERGENCIA DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL 1985", Diario Oficial de la Federación, 19/Oct/1985.
3. BAZAN, ENRIQUE, MELI, ROBERTO, "MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS", Instituto de Ingeniería -- UNAM, Publicación D-18, Septiembre 1983.
4. TRIGOS JOSE LUIS, "NOTAS DE LA CLASE INGENIERIA -- SISMICA", Facultad de Ingeniería UNAM, Octubre -- 1985.
5. RAMOS CARLOS, PONCE MIGUEL, "ANALISIS ESTRUCTURAL POR COMPUTADORA", Facultad de Ingeniería UNAM, -- 1985.
6. MENA E., QUAAS R., PRINCE J., Y OTROS, "ACELEROGRAMA EN EL CENTRO SCOP DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985", Instrumentación Sísmica, Instituto de Ingeniería, UNAM. INFORME IPS-10B, Septiembre 21 1985.
7. "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO -- DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL", Instituto de Ingeniería UNAM, Publicación 401, 15/-- Abril/1977
8. MELI ROBERTO, RODRIGUEZ MARIO, "GRAFICAS PARA DISEÑAR COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO", Instituto de Ingeniería UNAM, Serie No. 428, Septiembre 1980.

9. PARK R., PAULAY T, "ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO", Editorial Limusa, 1980.
10. IGLESIAS JESUS, ROBLES FRANCISCO, DE LA CERA JOSE, GONZALEZ OSCAR, "REPARACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERIA, UAM, 1985.
11. MELI ROBERTO, "DISEÑO ESTRUCTURAL", Editorial Limusa, 1985.