

46
2ej.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE
TRES EDIFICIOS DAÑADOS A RAIZ
DE LOS SISMOS DE 1985**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
ROBERTO DURAN HERNANDEZ



México, D. F.

1988



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.

INDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	
1.2 Objetivos y Alcance	
2. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS	4
2.1 Estado original, antes de los sismos de 1985	
2.1.1 Edificio LM10-02	
2.1.2 Edificio LR11-02	
2.1.3 Edificio LR08-02	
2.2 Daños observados	
2.2.1 Edificio LM10-02	
2.2.2 Edificio LR11-02	
2.2.3 Edificio LR08-02	
3. CRITERIO DE ANALISIS Y DISEÑO SISMICO	13
3.1 Análisis estructural	
3.2 Diseño estructural	
4. ESTIMACIÓN DE LOS COEFICIENTES SISMICOS ASOCIADOS A LA FALLA	23
4.1 Estimación de cargas	
4.1.1 Edificio LM10-02	
4.1.2 Edificio LR11-02	
4.1.3 Edificio LR08-02	
4.2 Coeficientes sísmicos resistentes	
4.2.1 Edificio LM10-02	
4.2.2 Edificio LR11-02	
4.2.3 Edificio LR08-02	

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	32
6. REFERENCIAS	35
NOMENCLATURA	37
TABLAS, FOTOGRAFÍAS Y FIGURAS	39

1. INTRODUCCIÓN.

1.1 Antecedentes

El 19 de septiembre de 1985 la Ciudad de México fue sacudida por un severo sismo ($M_s=8.1$) que se originó en las costas de Michoacán a una distancia de 400 Km aproximadamente del epicentro y que causó grandes daños a las construcciones.

La zona limitada por el subsuelo del antiguo lago, en donde se tienen depósitos profundos de arcillas altamente deformables y con características dinámicas de vibración que ayudan a amplificar las ondas sísmicas, fue en donde se concentraron los daños graves y colapsos ocurridos. El suelo de esta zona presentó un movimiento casi armónico con periodos dominantes de 2 a 3.5 seg.

Los registros del movimiento del suelo obtenidos en la Ciudad de México varían según el tipo de terreno. En la zona de transición los registros indicaron aceleraciones máximas hasta de 0.04 g con un periodo dominante de 0.75 seg y ordenada espectral para un porcentaje de amortiguamiento crítico de 5% de 0.17 g. Para la zona compresible los valores fueron 0.2 g, 2 seg y 1 g respectivamente.

Dentro de las estructuras dañadas encontramos en su mayoría edificios de 5 a 15 niveles en donde los edificios que sufrieron daños o colapsos estaban construidos a base de concreto reforzado con sistema de piso de losa y trabes coladas monolíticas o con losa plana aligerada. Los modos de falla predominantes fueron por cortante y flexocompresión en columnas, teniendo el caso de deterioro progresivo en la resistencia del concreto ante el número tan grande de repeticiones de cargas cíclicas y originando en muchos casos la pérdida de capacidad de los elementos verticales para soportar cargas gravitacionales.

En algunos casos se tuvo falla por cortante en vigas y losas aligeradas así como también la falla total en las conexiones losa plana-columna por punzonamiento.

Por lo que se refiere a edificios construidos a base de elementos de acero, se puede decir que los daños fueron mínimos.

En las construcciones a base de muros de carga de mampostería su comportamiento fue excelente. En algunos casos hubo problemas de cimentación, teniéndose evidencias de rotaciones en la base, grandes asentamientos e inclusive volteos.

1.2 Objetivos y Alcance.

El presente trabajo forma parte de un proyecto de investigación a cargo del Instituto de Ingeniería de la UNAM, que tiene como finalidad realizar el estudio detallado y cuantitativo del comportamiento sismorresistente de estructuras cuando son sometidas a movimientos sísmicos.

En este trabajo, como parte integral del proyecto, solo se estudiaron analíticamente tres estructuras dañadas por el sismo de septiembre de 1985 ubicadas en la zona Metropolitana del Valle de México (fig. 1), con el objetivo de analizar la resistencia de estos edificios a raíz de dicho sismo y así determinar el porqué de las fallas estructurales en estos. Como resultado de los análisis se obtuvieron las fuerzas basales necesarias en función de los coeficientes sísmicos para los diferentes modos de falla ocurridos, y así comparar los resultados con lo visto en campo.

El criterio de elección de las estructuras se hizo en base a las siguientes consideraciones: son construcciones típicas de la Ciudad de México, no tienen estructuraciones demasiado complejas, cuentan con la información necesaria y confiable de las características estructurales, y además, la factibilidad del fácil acceso para realizar el levantamiento de daños. Se evitó que la respuesta al sismo hubiera estado influenciada por factores externos como pudo haber sido el choque con edificios adyacentes o problemas estructurales ya existentes antes del sismo.

Para la revisión de su seguridad se utilizó el reglamento de construcciones del Departamento del Distrito Federal (RDF) vigente del proyecto original y las Normas de Emergencia del D.F. (NEDF-85) que entraron en vigor en octubre de 1985; esto es, las revisiones se limitan a las consideraciones que presentan ambos códigos.

Para cada edificio, las actividades realizadas y metodología a seguir, fueron:

1. Recopilación de información completa y confiable.
2. Levantamiento exhaustivo de daños en campo, verificación de la información proporcionada por los planos estructu-

rales, y obtención de fotografías describiendo los principales daños tanto global como localmente.

3. Medición de periodos fundamentales en campo, mediante vibración por el medio ambiente.
4. Definición de sistemas estructurales y no estructurales, y cálculo de las propiedades de los modelos analíticos.
5. Cálculo de periodos de vibración analíticos considerando al edificio sin daño, y comparación con los periodos medidos en la estructura dañada.
6. Análisis elásticos por: cargas verticales (cargas muertas y cargas vivas sin reducir y reducidas para sismo), cargas laterales estáticas y dinámicas modales espectrales.
7. Cálculo de resistencias de diseño en elementos estructurales típicos, y comparación con los elementos mecánicos últimos (estado límite de falla).
8. Revisión de desplazamientos y deformaciones angulares de entrepiso con respecto a los valores permisibles según los códigos utilizados (estado límite de servicio).
9. Comparación de los cortantes sísmicos basales estáticos y dinámicos.
10. Cálculo de los coeficientes sísmicos resistentes asociados a los diferentes modos de falla.
11. Verificación del comportamiento observado apoyándose en el levantamiento de daños y resultados analíticos.

En ninguno de los casos se incluye el levantamiento de daños de la cimentación por el difícil acceso que se tiene a ésta, sobre todo después del sismo.

Cabe aclarar que las actividades y metodología descrita, fueron las que se llevaron a cabo dentro del proyecto y que para nuestros fines algunos puntos no sean de gran interés.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS.

2.1 Estado original, antes de los sismos de 1985.

2.1.1 Edificio LM10-02.

Este edificio (oficinas del Centro Administrativo del Sistema Colectivo) tiene las siguientes características (foto 1 y figs. 2 a 4).

- a) Un sótano + 10 niveles + dos niveles para cuartos de máquinas, de Área parcial sobre la azotea.
- b) Planta regular rectangular con cuatro claros de 9 m cada uno en la dirección longitudinal (E-W) y tres claros de 6 m en la dirección transversal (N-S).
- c) La dirección longitudinal cuenta con cuatro marcos; las columnas son rectangulares orientadas con su dimensión mayor paralela a dicha dirección.
- d) Los dos ejes exteriores de la dirección transversal están formados por un sistema de muro de cortante-marco, mientras que los restantes son únicamente marcos.
- e) El sistema de piso es con traveses y losa colada monolíticamente; el espesor de la losa es de 10 cm. La relación largo de las plantas es de 2.
- f) Su año de construcción fue entre 1970 y 1971 y el reglamento en que se apoyó su diseño original fue el RDF-66.
- g) La cimentación es semicompensada con un cajón de 3 m de profundidad; se tiene retícula de contratraveses y 87 pilotes de fricción de 22 m de longitud y sección transversal octogonal.
- h) La altura de la planta baja es de 4.95 m y el resto de 3.75 m, aproximadamente.
- i) Sobre el eje 1 (fachada norte) existen traveses a medio nivel, entre ejes C-D, debido a la ubicación de los baños.

- j) El concreto es nominalmente de $f'c=240 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero es de alta resistencia con $f_y \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$ (acero tipo Tor); algunos elementos estructurales (vigas principalmente) muestran a la vez acero de este tipo y con corrugación normal. lo que probablemente indica un cambio con respecto a lo especificado en el proyecto original en que se indicaba solo uso de acero de resistencia normal.
- k) Los armados de columnas (tabla 1) muestran diseños conservadores para las especificaciones del RDF-66. Los porcentajes de acero longitudinal varían de 1 al 4.5 % de la sección transversal. El refuerzo transversal parece adecuado para proporcionar suficiente resistencia al cortante así como para dar un buen confinamiento, tanto en la parte media como en los extremos en que la separación de los estribos es más reducida. Se tienen estribos de 2 y 3 series del #3, #4 y #5.
- l) El refuerzo transversal en los nudos muestra detalles y ejecución muy cuidadosa.
- m) Los cuatro muros de cortante (tabla 2) ubicados en los ejes de cabecera presentan armados sustanciosos tanto a nivel del alma como en los patines de los extremos. El espesor de estos varía desde 40 cm hasta 25 cm, con parrillas en los dos techos y varillas de #4.
- n) El acero longitudinal y transversal de las vigas (fig. 5) parece adecuado aunque no en cantidades tan generosas como ocurre con los elementos estructurales verticales. Todas las vigas, excepto las de los medios niveles de la cruzía C-D en el eje 1, tienen dimensiones iguales, 90 X 40 cm, incluyendo el espesor de la losa.
- o) En cuanto a cambios de rigidez y resistencia en las columnas, las exteriores son de sección 90 X 50 cm sin cambiar en toda la altura; las interiores empiezan con una sección de 90 X 50 cm y disminuyen en la dimensión mayor 10 cm cada dos niveles, quedando de 60 X 50 cm a partir del entrepiso 6-7. El acero longitudinal y transversal sufre cambios cada dos niveles.
- p) La estructura durante su proyecto original fue considerada como del grupo A, en donde se consideró un factor de seguridad adicional de 1.3 respecto a las del grupo B.

2.1.2 Edificio LR11-02.

Este edificio (comercios y talleres de costura) presenta las siguientes características (foto 10 y figs. 6 a 10).

- a) Un sótano + 11 niveles + 2 niveles para cuartos de servicio, ocupando un área parcial sobre la azotea.
- b) Presenta plantas prácticamente rectangulares, alargadas. Tiene cinco claros en la dirección longitudinal, de 8.30 metros los exteriores y 8.90 los centrales; la dirección transversal tiene solo tres claros de aproximadamente 6 m cada uno.
- c) Los dos ejes exteriores longitudinales tienen columnas cuadradas y el resto son circulares (tabla 7); las columnas circulares interiores son elementos robustos de 100 cm de diámetro hasta el tercer piso, inclusive.
- d) El sistema de piso es a base de losa plana aligerada con espesor de 40 cm y zona maciza muy pequeña en la dirección corta. La relación máxima de dimensión larga a corta de las plantas tipo es del orden de 2.5.
- e) El sistema estructural, en las dos direcciones, es a base de marcos con columnas y vigas equivalentes según el ancho con que participa la ayuda de la losa plana.
- f) Su año de construcción fue en 1971 y el reglamento en que se apoyó su diseño original es el RDF-66.
- g) La cimentación es semicompensada con un cajón (incluyendo la retícula de contrarabes) además del sótano, de 2.5 m de profundidad y 104 pilotes de punta de 32 m de longitud y sección transversal cuadrada de 35 X 35 cm.
- h) La primera planta (mezanine), por arriba del nivel de calle, no cuenta con tableros en la cruja 5-6 por lo que la dimensión de las columnas del eje 6 en dicha zona cuenta con doble altura, de 5m. El resto de las alturas de en trepisos es constante, de 2.5 m. La planta del nivel 10, sobre el nivel del mezanine, no cuenta con los tableros de las cruja exteriores, entre ejes 1-2 y 5-6.
- i) El concreto es de resistencia nominal de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, tanto en la estructura como en la cimentación; el acero de refuerzo es de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- j) Los armados en las columnas (tabla 7) muestran diseños que parecen ser nada conservadores para las especificaciones del RDF-66. Los porcentajes de acero longitudinal varían del 1.5 a 2.1 % de la sección transversal; este acero se encuentra distribuido de manera uniforme. El refuerzo transversal de todas las columnas consiste en E#4 @ 25 cm en la parte intermedia y a cada 12.5 cm en los extremos; en las columnas cuadradas se tiene 2E#4 @ 25 cm, E#3 y E#2 @ 25 cm y, a la mitad en los extremos. En general,

el refuerzo transversal parece proporcionar buen confinamiento al núcleo de concreto.

- k) Los planos estructurales indicaban que sobre los ejes exteriores había muros de mampostería desligados. Sin embargo, durante la etapa de levantamiento de daños y medición de periodos ya no se encontraron, esto es, ya habían sido demolidos; esto indica que de haber existido su resistencia insuficiente permitió que hayan sido destruidos durante el sismo por no tener la separación suficiente como lo indicaba el proyecto original y que en algunos casos hayan sufrido falla por problemas de volteo. Lo anterior hizo que no se tomarán en cuenta en los análisis y sólo se consideraron los existentes entre los ejes 3-4 que pertenecen a los cubos de escaleras y elevadores.
- l) En los cambios de rigidez y resistencia en columnas, después de los primeros entrepisos (a partir del nivel de la calle), las dimensiones presentan una reducción considerable; las columnas cuadradas disminuyen 15 cm en ambas direcciones y las circulares con diámetros de 100 y 80 cm disminuyen a 85 y 75 respectivamente. Estos últimos se mantienen sin cambio los siguientes cuatro entrepisos, teniendo nuevamente en el entrepiso 6-7 (entrepiso 8 de la tabla 7) una reducción de 15 cm solamente en las secciones cuadradas; en las columnas circulares interiores se sufre una disminución de 15 cm en el diámetro y las exteriores continúan sin cambio.
- m) En lo que se refiere al refuerzo longitudinal, los cambios de resistencia ocurren de igual manera que lo observado en las dimensiones. El refuerzo transversal de las columnas circulares permanece sin variación en toda su altura; en las columnas cuadradas existen cambios según varían las dimensiones.
- n) El armado de la losa plana aligerada a nivel de las conexiones no parece totalmente adecuado (figs. 11 y 12). Se cuenta con armado especial dentro de la franja $c_2 + 3h$, pero en la dirección transversal la zona maciza resulta sumamente pequeña; no se observa que atraviese la columna una cantidad de refuerzo suficiente, a lo largo de la nervadura principal. La separación del refuerzo transversal de las nervaduras resulta muy distante.

2.1.3 Edificio LR08-02.

El edificio (condominios para uso habitacional) tiene las siguientes características (foto 11 y fig. 16).

- a) 8 niveles + 2 niveles para cuartos de servicio, ocupando

una área parcial sobre la azotea.

- b) Planta tipo irregular (rectangular con cubo de luz en la zona central y en la esquina sur-poniente). En la dirección transversal (N-S) tiene dos claros de 5.10 y 6.20 m; la dirección longitudinal (E-W, perpendicular a la calle) cuenta con seis claros de dimensión variable y longitud total de 28.50 m. Las columnas son rectangulares, orientadas con su dimensión mayor paralela a la dirección longitudinal; la dimensión menor es muy pequeña.
- c) Los ejes de colindancia (dirección E-W) tienen muros de tabique rojo recocido tipo diafragma en todos los niveles incluyendo la planta baja. Las dos direcciones cuentan con una alta densidad de muros; la planta baja en la dirección transversal, por necesidades de estacionamiento, prácticamente no tiene muros de mampostería. La orientación de las columnas y la escasez de muros en planta baja sobre la dirección corta, se combinan para dar lugar a un piso flexible ante carga del tipo lateral.
- d) El sistema de piso es de losa plana aligerada de espesor $h=33$ cm; alrededor de las columnas existe zona maciza. En ambas direcciones se tienen nervaduras principales de hasta 60 cm de ancho, el resto de las nervaduras son de 10 cm. En la azotea los cuartos de servicio están estructurados con muros de carga, desplantados sobre la losa reticular sin coincidir con los ejes de columnas, y losas macizas de concreto. La relación longitud máxima a dimensión corta es del orden de 2.5, la cual disminuye a 2.15 cuando la dimensión larga se reduce por el cubo de luz existente entre los ejes F-G y 1-2. Sobre el eje 1, entre los ejes C-D, existe una trabe de liga en todos los niveles. En el eje 2, entre los ejes C-D, no hay continuidad en la losa que va de un eje de columnas a otro.
- e) El sistema estructural sismorresistente para ambas direcciones es a base de marcos equivalentes con la ayuda de muros de mampostería. La participación de los muros de mampostería de los ejes 1 y 4 en todos los niveles, contribuyó de manera importante a rigidizar dicha dirección. Por el contrario, la dirección transversal solo contaba con gran densidad de muros divisorios en los entrepisos arriba de la planta baja, dando lugar que este primer entrepiso resultara sumamente flexible ante la casi total suspensión de dichos elementos rigidizantes. Por otro lado, se debe hacer mención, que el edificio presenta irregularidades en planta, que hace que la estructuración no sea del todo satisfactoria, en cuanto a problemas de torsión se refiere.
- f) La fecha probable de construcción fue 1979. El reglamento

del proyecto original es el RDF-76.

- g) La cimentación es semicompensada con un cajón de 2.0 m de profundidad, por debajo del nivel de la calle. Se tiene una retícula de contratraveses de 20 cm de ancho y además 31 pilotes de fricción de 17 m de longitud y 60 cm de diámetro. La losa de cimentación es de 20 cm de espesor y la de planta baja de 10 cm.
- h) La altura de los entrepisos es constante, de 2.65 m aproximadamente, siendo la relación altura total a dimensión corta del orden de 2.3.
- i) La resistencia nominal del concreto, según los planos del proyecto original, es de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$; pero de acuerdo a resultados obtenidos a base de corazones extraídos en columnas, la resistencia utilizada para fines de análisis resultó ser de 170 Kg/cm^2 ; los diferentes valores de resistencia indican alta variabilidad. Los núcleos fueron extraídos posteriormente a los sismos de 1985. El acero es de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- j) Los armados de columnas (tabla 14) no parece del todo inadecuado para el RDF-76; lo que no favorece es la orientación de las columnas. El acero longitudinal, en general, está uniformemente distribuido con porcentajes que varían desde 1.5 hasta 5 %. El refuerzo transversal consiste en E#2, E#2.5 y E#3 con separaciones en tramos intermedios que cambian de 15 a 20 cm; en los extremos la separación se reduce a la mitad. Solo las columnas tipo C-6 (sobre la intersección de los ejes C-1 y D-1) cuentan con paquetes de varillas colocadas en las esquinas; en estas, el confinamiento del núcleo proporcionado por los estribos disponibles no resulta satisfactorio.
- k) El refuerzo de la losa plana aligerada a nivel de las conexiones con las columnas (figs. 17 y 18) parece adecuado; se cuenta con armado adicional al del las nervaduras en ambos lechos y ambas direcciones. El acero, longitudinal y transversal, de las nervaduras principales presenta diseños razonables. Por el contrario, las nervaduras secundarias tienen poco acero, sobre todo del tipo transversal; los estribos en estas, consisten solo en E#2.5 @ 70 cm.
- l) La rigidez y resistencia de las columnas, en la dimensión de la dirección longitudinal tiende a reducirse de 5 a 10 cm cada 2 y hasta 4 niveles, empezando de 35 X 70 cm, 30 X 65 cm y 30 X 70 cm para terminar de 30 X 40 cm y de 30 X 50 cm. La resistencia a flexocompresión varía cada uno y dos entrepisos; el refuerzo transversal cambia relativamente poco con la altura.

Es probable que la orientación desfavorable de las columnas, uso de paquetes de varillas y el poco confinamiento disponible de algunas columnas, así como el cambio de rigidez lateral en la dirección transversal por haber suspendido los muros de mampostería a nivel de planta baja, son posiblemente las causas principales de que el nivel de daños observado se concentrara en el primer entrepiso y que la dirección transversal, por tanto, resultara más crítica.

2.2 Daños observados.

2.2.1 Edificio LM10-02.

Los daños sufridos en este edificio se resumen como sigue:

La mayor parte de los daños se concentra entre la planta baja y el nivel 6 (*foto 1*), y sobre la dirección longitudinal (E-W).

El nivel de daños presenta clara evidencia de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas de los marcos en la dirección indicada. El daño generalizado en trabes consiste en desprendimiento del concreto en el lecho inferior a paño con la columna, con exposición del acero y algunas veces pandeo del mismo (*ver fotografías 2, 3 y 6 a 9*).

En columnas el daño consiste en la aparición de algunas grietas diagonales sobre los entrepisos 3-4 y 5-6 en las caras de mayores esfuerzos de la dirección E-W, en la que el trabajo es esencialmente con marcos sin la ayuda de muros de cortante. Hay indicios de articulaciones en la base de las columnas a nivel de piso de la planta baja; se presentan en las columnas de esquina donde empiezan los muros de cortante (*ver fotografías 4 y 5*).

Existen daños importantes en las trabes colocadas a medio nivel sobre la crujía C-D del eje 1; en los casos extremos estuvieron a punto de desprenderse de las columnas en que se apoyaban.

Sobre la dirección transversal, dirección donde se localizan los cuatro muros de cortante, no se observaron daños.

No se detectan daños debido a hundimientos diferenciales, desplomes y desnivelaciones; asimismo tampoco problemas de columna corta, planta baja flexible, torsiones, apéndices, etc.

El edificio presenta características de diseño tales que

su rigidez y resistencia lateral así como su capacidad y forma de disipar la energía transmitida por el sismo del 19 de septiembre de 1985, lo llevaron a comportarse como una estructura de acuerdo al modelo de columna fuerte-viga débil que implícitamente, y no muy claro, señala el RDF según sus especificaciones. Por su regularidad y nivel de comportamiento en las dos direcciones de los diferentes sistemas estructurales, resulta ser un edificio que da bases para decidir acerca de la resistencia sismorresistente que debe proporcionarse a sistemas a base de marcos y muros de cortante.

2.2.2 Edificio LR11-02.

Los daños observados en este edificio los podemos resumir como sigue:

Los daños en el sistema de piso se concentraron entre los niveles segundo (por arriba de planta baja) y noveno, y los de columnas entre los entrepisos 3-4 a 8-9 y 3-4 a 7-8 para las direcciones N-S y E-W respectivamente; son más apreciables en la dirección transversal y se manifiestan mediante grietas inclinadas en las columnas de los marcos intermedios, predominantemente. En esta misma dirección, las losas presentan severo agrietamiento por cortante en las nervaduras inmediatamente fuera de la pequeña zona maciza disponible en dicha dirección.

En la dirección longitudinal las grietas en las columnas son del tipo horizontal y vertical con ligera inclinación, posiblemente debido al escaso recubrimiento de los estribos y presencia de la carga axial y cortante. En el sistema de piso, dirección longitudinal N-S en el que la longitud de las zonas macizas alrededor de cada columna era bastante grande, el agrietamiento no es tan acentuado.

Los entrepisos con máximos daños resultaron ser el 2-3 y 3-4 para la dirección N-S y E-W respectivamente.

Se observa un aplastamiento local generalizado del concreto en el perímetro de losa-columna, así como indicios de formación de líneas de fluencia por momento negativo en la dirección corta, y de pandeo en el refuerzo longitudinal del lecho inferior de la losa.

No se detectaron problemas por hundimientos diferenciales, desplomes, desniveles a nivel de pisos interiores; asimismo, tampoco problemas de columna corta, planta baja flexible, torsiones, apéndices, etc.

En cuanto a la ubicación en elevación de los daños principales, sobre todo en columnas, parece existir una cierta depen-

dencia con respecto a los cambios de rigidez y resistencia que la estructura presenta como resultado de su diseño original.

El edificio presenta características de diseño (por ejemplo: regularidad y simetría prácticamente; solo marcos equivalentes en ambas direcciones, entre otras) tales que analizarlo detalladamente incluyendo diferentes tipos de comportamiento inelástico, podría ayudar a dar pautas más firmes acerca de la resistencia sismorresistente que debería proporcionarse al tipo de construcciones con sistema de piso a base de losa plana aligerada, en caso de seguir utilizando dicha alternativa en diseños posteriores.

2.2.3 Edificio LR08-02.

La distribución y tipo de daños (ver fotografías 12 a 16) pueden resumirse como sigue:

La dirección transversal (N-S) es la que presenta los máximos daños. El daño más grave es en la planta baja, y se distribuye en los pisos superiores.

Los daños importantes en columnas se encuentran en los tres primeros entrepisos; los modos de falla parecen ser debido a efectos combinados de cortante y flexocompresión, sobre la dimensión corta de su sección transversal.

Las columnas del cubo de luz interior y en la esquina I-A, a nivel de planta baja, son las que resultaron seriamente dañadas.

La falla de los muros de mampostería en la dirección N-S fue de suma importancia; sufrieron graves agrietamientos y en algunos casos casi total destrucción. Los muros de la dirección longitudinal no tuvieron daños aparentes.

En las losas los daños fueron ligeros; estos se presentaron en los niveles 1,2 y 5 a 7, a nivel de algunas nervaduras intermedias. Las trabes de liga, sobre el eje I entre los ejes C-D, no mostraron daños.

No se observaron problemas de torsión, de columna corta, de apéndices, etc. El edificio presentó ligero desplome hacia la dirección poniente, poco significativo.

3. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO.

3.1 Análisis estructural.

Basandose en la información obtenida de los planos estructurales, en los principios básicos de la Ingeniería Sísmica, en los reglamentos correspondientes al diseño original de cada una de las estructuras, así como en las Normas de Emergencia del D.F. de octubre de 1985, se realizó la modelación de los edificios para obtener sus respuestas.

Los análisis realizados fueron del tipo sísmico estático, y dinámico modal espectral tridimensional, ambos mediante el programa de cómputo TABS-77 (ref 11).

A continuación se hará un breve resumen de las principales características de los dos tipos de análisis realizados y del programa de cómputo utilizado.

Análisis Sísmico Estático.

El Reglamento de Construcciones de D.F. permite, en su artículo 238 (ref 6), que el análisis sísmico de edificios con altura menor de 60 m se realice de acuerdo con el método estático. La aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

- a) Determinación del coeficiente sísmico reducido por efecto de ductilidad.

$$C_{s_r} = \frac{C}{Q}$$

- b) Cálculo de las fuerzas sísmicas para cada nivel.

$$F_i = W_i F \frac{C_{s_r} \sum W_i}{\sum W_i F_i}$$

las cuales pueden reducirse en función del periodo funda-

mental de vibración estimado, dependiendo del valor de este.

- c) Cálculo de las excentricidades de diseño para tomar en cuenta los efectos más desfavorables de las torsiones a nivel de piso.
- d) Distribución de las fuerzas cortantes y momentos torsionantes a los distintos elementos resistentes.

$$\text{Efecto directo} \quad V_{i,v} = V_{\text{TOT}} \frac{K_i}{\sum K_i}$$

$$\text{Efecto de torsión} \quad V_{i,T} = \frac{M_{\text{TOT}}}{J} \frac{K_{i,x}}{J}$$

donde $J = \sum K_i Y_{ix}^2 + \sum K_i X_{iy}^2$

- e) Cálculo de momentos de volteo para diseño de la cimentación.

$$M_i^k = \sum_{j=1}^n V_j^k h_j$$

donde

M_i^k - momento de volteo modal (en el modo k) ubicado en la base del piso i.

- f) Combinación de efectos en dos direcciones ortogonales.

$$\begin{aligned} &1.4 \text{ CG} \\ &1.1 (\text{CG} + 0.3S_x) \\ &1.1 (\text{CG} + 0.3S_y) \end{aligned}$$

donde

CG - carga gravitacional (carga muerta + carga viva).

S_x - carga debido a sismo en dirección X.

S_y - carga debido a sismo en dirección Y.

Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral.

El análisis sísmico dinámico, a diferencia del método estático, implica el uso de los conceptos de modos de vibrar y de espectros de diseño, de donde toma su nombre.

Para este método el Reglamento de Construcciones del D.F.

en su artículo 236 estipula que, cuando se aplique el análisis dinámico modal, se sigan las siguientes hipótesis:

- I) La estructura se comporta elásticamente.
- II) La ordenada del espectro, α , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones, donde c , α_0 , T_1 , T_2 y r son valores dados en dicho reglamento y que dependen de la zona en que se encuentre y del tipo de construcción.

$$\alpha = \alpha_0 + (c - \alpha_0) \frac{T}{T_1}, \text{ si } T \text{ es menor que } T_1$$

$$\alpha = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_1 \text{ y } T_2$$

$$\alpha = c \left[\frac{T_2}{T} \right]^r, \text{ si } T \text{ excede de } T_2$$

Aquí T es el periodo natural de interés. Para evaluar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre Q' , el cual se tomará igual a Q si T es mayor que T_1 , e igual a $1 + (Q - 1)T/T_1$, en caso contrario.

Por otro lado, para el cálculo de frecuencias y a su vez la obtención de periodos naturales de vibración, se utiliza el método matricial para resolver el problema de valores característicos, que parte de la siguiente expresión:

$$| K - \omega_n^2 M | = 0$$

donde: K = matriz de rigideces lateral
 ω_n^2 = frecuencias naturales circulares
 M = matriz de masas, diagonal

Desarrollando el determinante se obtiene una ecuación algebraica de grado n cuya incógnita es ω_n^2 , siendo n el número de grados de libertad y cuya solución conduce a n valores de ω_n^2 , es decir a n frecuencias de vibración ω_n , que corresponden a n otros tantos periodos naturales $2\pi/\omega_n$.

Los valores de ω_n^2 , son reales y positivos y sus raíces cuadradas son las frecuencias naturales de vibración del sistema en cuestión.

Programa de Cómputo TABS-77.

El programa TABS-77 (Three Dimensional Analysis of Building Systems, ref. 11) fue desarrollado para realizar el análisis estructural lineal de edificios a base de marcos y muros de cortante, sujetos a cargas sísmicas estáticas y dinámicas. El edificio es idealizado por un sistema de marcos y muros de cortante independientes, donde sus elementos están interconectados por medio de pisos diafragmas que son infinitamente rígidos en su propio plano.

Con esta herramienta de cómputo, como ya se mencionó, para cada una de las estructuras se elaboró un modelo para fines de análisis. En estos modelos se hicieron consideraciones que reflejan lo más aproximadamente posible las características de las estructuras reales a estudiar. Estas consideraciones son, para cada estructura, las siguientes:

Edificio LM10-02.

Según el proyecto original, la estructura se consideró empotrada en el nivel de calle. Al aplicar el RDF-66 fue considerada como estructura del grupo A, en que se incluye un factor de seguridad adicional de 1.3.

Para las NEDF-85, las cargas vivas utilizadas fueron las especificadas en el correspondiente artículo séptimo de las mig mas. En el cálculo de las cargas gravitacionales se incluyó la participación de la losa, vigas, instalaciones y plafones, firme de mortero, muros divisorios y el relleno e impermeabilizante en el caso de la azotea.

Para determinar las fuerzas horizontales sísmicas, estáticas o dinámicas, a las que fue sometida la estructura, se necesitó conocer el peso de los niveles. Para esto se consideró que los pesos de la estructura están concentrados en cada nivel; se calcularon como la suma del sistema piso más el de los elementos verticales estructurales que existan en la mitad de los entresijos adyacentes al nivel de interés.

En los muros de cortante transversales, para fines de contribución a la rigidez lateral, se utilizó el concepto de columna "ancha". Se consideró el efecto de las dimensiones finitas de los nudos en lo que se refiere a la rigidez. Los resultados del análisis incluyen los efectos de las deformaciones por flexión, cortante y axial en todos los elementos estructurales del edificio.

La tabla 3 muestra los valores de los conceptos necesarios para los análisis sísmico estático y dinámico; en esta se

presentan las fuerzas sísmicas estáticas para cada dirección y cada uno de los códigos utilizados. Para las NEDF-85 se utilizó un factor de reducción por ductilidad $Q=2$; en el RDF-66 los espectros de diseño ya implícitamente incluyen reducciones de este tipo, dependiendo del sistema estructural en una y otra dirección.

La idealización de la estructura real se hizo por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles.

Se incluyeron todos los elementos que se piensa contribuir a la respuesta de la estructura. La idealización se hizo por medio de un sistema de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes, y estos conectadas en cada nivel de piso por un diafragma que es rígido en su propio plano. Los efectos de torsión en planta fueron considerados implícitamente dentro de los análisis ejecutados por el programa de cómputo mencionado, en que se toma en cuenta, además de los cortantes directos, los originados por posibles torsiones existentes al no coincidir el centro de masas con el centro de rigideces.

De los análisis realizados dentro del proyecto, se obtuvieron los periodos de vibración, las deformaciones angulares y cortantes de entrepiso, y así como los elementos mecánicos últimos de elementos estructurales típicos. Aunque se aclara que para fines de este trabajo no se utilizó toda la información resultante de los análisis, solo se seleccionó aquella que correspondió a nuestros propósitos. Los periodos se compararon con los obtenidos en campo mediante vibración ambiental, posteriormente al sismo; las deformaciones angulares con los límites permisibles y las acciones últimas con las resistencias de diseño, para diferentes modos de falla. Estas comparaciones se realizan utilizando las especificaciones del RDF-66 y las NEDF 85; el nivel de daños observado en la estructura a raíz de los sismos 1985 sirve como apoyo a estas comparaciones. También se obtuvieron los coeficientes sísmicos resistentes (los cuales se explicaran con mayor detalle en el próximo capítulo), tratando de investigar que intensidad tuvo el sismo para alcanzar diversos posibles estados límites falla.

Cabe aclarar, que los resultados obtenidos dependen de las hipótesis hechas en lo que se refiere a la idealización de la estructura, a los criterios actuales de análisis y diseño sísmico, y a la información de los planos estructurales de que se dispuso. En el conjunto estructural se incluyeron los diversos sistemas y componentes que se identificaron para contribuir a la respuesta lateral del edificio y se consideró la posible participación en la respuesta de los modos superiores de vibrar, utilizando el criterio de superposición de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la respuesta de cada uno de los diversos modos participantes.

Edificio LR11-02.

La estructura se consideró empotrada, para fines de diseño, a nivel de planta baja. Los efectos de las cargas gravitacionales fueron incluidos. Se consideró la participación de todos los mismos efectos tomados en cuenta en los análisis del edificio anterior.

La tabla 8 muestra algunas de las propiedades necesarias para los análisis sísmicos tipo estático y dinámico. Para el RDF-66 se supuso una estructura tipo 1 con un coeficiente sísmico de 0.06, en ambas direcciones; según especificaciones de las NEDF-85, este edificio cumple con las condiciones para utilizar un factor de reducción por ductilidad $Q=2$ (en ambas direcciones), por lo que el coeficiente sísmico reducido para diseño viene a ser 0.2.

Para estructuras con sistema de piso del tipo losa plana aligerada, como el caso de este edificio, el RDF-66 y NEDF-85 permiten para el análisis ante cargas verticales y laterales el método de marco equivalente. Al utilizar dicho método, las NEDF 85 especifican que para análisis ante cargas verticales de estructuras regulares se asigne a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y para las vigas equivalentes se considerará un ancho a cada lado del eje de columnas igual a $0.5 \ell_2$ (ℓ_2 es el claro del tablero que se considere, en la dirección en que se mide el ancho equivalente); para análisis ante cargas laterales se considerará en las losas, vigas equivalentes con un ancho igual a $c + 3h$ (c es la dimensión de la columna en la dirección de ℓ_1 y h es el espesor de la losa), y en columnas las rigideces relativas se obtendrán a partir de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo. Para cargas verticales el RDF-66 resultaba muy similar, excepto que las rigideces de columnas se valuaban a partir de la sección bruta; para cargas laterales el ancho equivalente, a cada lado de ejes de columnas, se calculaba con la expresión:

$$\frac{0.5 \ell_2}{1 + 1.67 \frac{\ell_2}{\ell_1}} + 0.3c \leq 0.5 \ell_2$$

donde ℓ_2 es el claro del tablero que se considere, en la dirección en que se mide el ancho equivalente, y ℓ_1 es el claro en la dirección en que se analiza. Si no hay capital, c es la dimensión de la columna en la dirección de ℓ_1 . Si existe capital, c es el diámetro de la intersección, con la losa o el ábaco del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capital.

Las diferencias principales en el uso del método del marco equivalente al utilizar el RDF-66 y las NEDF-85 podrían resumirse en lo siguiente: a) con el ancho equivalente propuesto por el RDF-66 se obtienen momentos flexionantes erróneos bajo cargas verticales, particularmente en los claros extremos; b) bajo carga horizontal, utilizando el RDF-66, se sobrestima la rigidez lateral de la estructura, como lo que se obtienen deformaciones laterales menores que las reales.

La idealización del edificio se hizo adoptando los dos criterios establecidos a raíz de los sismos de 1985. Se modeló al edificio por medio de un sistema de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes, y conectados en cada nivel por un diafragma rígido en su propio plano.

Se determinaron los periodos de vibración, las deformaciones angulares, y fuerzas cortantes de entrepiso, así como los elementos mecánicos últimos de elementos estructurales típicos, utilizando, de igual manera que en el edificio anterior, solo aquellos resultados que fueran afines al presente trabajo. Los periodos, calculados según RDF-66 y NEDF-85 se compararon con los obtenidos en campo; se muestran las diferencias en periodos analíticos en cuanto al criterio anterior y al nuevo para el cálculo del ancho de la viga equivalente. Las deformaciones sirven para revisar el estado límite de servicio, y los elementos mecánicos últimos para compararlos con las resistencias disponibles. El nivel de daños observado sirve como apoyo a las comparaciones anteriores. Los coeficientes sísmicos asociados a los diferentes modos de falla se muestran en el próximo capítulo.

Al igual que en el edificio anterior, todos los resultados están limitados por las hipótesis en que se basan los criterios actuales de análisis y diseño sísmico, y por la información del tipo estructural de que se dispuso.

Edificio LR08-02.

Las consideraciones hechas para la idealización de este edificio, son similares a las tomadas en el edificio anterior. En la tabla 15 se muestran algunos valores de propiedades importantes de los análisis sísmicos ejecutados en este estudio. El factor de reducción por ductilidad fue $Q=2$, para ambas direcciones. En los análisis se incluyó la participación de los efectos rigidizantes de todos los muros de mampostería existentes en ambas direcciones.

Las comparaciones, similares a las realizadas en los otros edificios, y conclusiones a las que se llegue son solo indicati

vas ante las limitaciones que presentan las hipótesis de los criterios actuales de análisis y diseño sísmico.

3.2 Diseño Estructural.

Lo que se pretende en este punto no es propiamente realizar el diseño estructural de los elementos, sino hacer la revisión de la seguridad estructural. La revisión se hizo basándose en el reglamento de construcciones original de cada estructura así como en las Normas de Emergencia del D.F. por lo que la revisión se limita a las consideraciones que hacen ambos reglamentos.

Para la resistencia a la flexión en vigas, incluyendo vigas equivalentes, se utilizaron las siguientes expresiones:

- Vigas rectangulares doblemente armadas.

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s) f_y (d - a/2) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

- Vigas T doblemente armadas.

$$M_R = F_R \left[A_{sp} f_y (d - t/2) + (A_s - A_{sp}) f_y (d - a/2) \right]$$

donde $F_R = 0.9$ (flexión)

Para la resistencia al cortante, se utilizaron las siguientes expresiones:

$$V_{cR} = 0.5 F_R \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S}$$

$$V_R = V_{cR} + V_{sR}$$

donde

V_{cR} = resistencia del concreto al cortante

V_{sR} = resistencia del refuerzo transversal

V_R = resistencia al cortante de la sección

$F_R = 0.8$ (cortante)

Para la revisión al cortante de las conexiones losa Plana columna se utilizaron las siguientes expresiones:

$$V_{u_{\text{máx}}} = \frac{1.1(V_{cg} + V_{v_s})}{Ac} + \frac{\alpha [1.1(M_{v_{cg}} + M_{v_s})] a_z}{J_c}$$

$$V_u = b d v_{u_{\text{máx}}}$$

$$M_{v_s} = \frac{\left[\frac{V_{v_s}}{1.1 b d} - \frac{V_{v_{cg}}}{Ac} - \frac{\alpha a_z}{J_c} M_{v_{cg}} - \frac{M_{v_s}}{l^0 Ac} \right]}{\left[\frac{1}{l^0 Ac} + \frac{\alpha a_z}{J_c} \right]} \quad (1)$$

Para calcular la resistencia de columnas a flexocompresión se tiene:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{R_x}} + \frac{1}{P_{R_y}} - \frac{1}{P_{R_o}}} \quad - - 1$$

$$\frac{M_{u_x}}{M_{R_x}} + \frac{M_{u_y}}{M_{R_y}} < 1.0 \quad - - 2$$

donde

- P_R = carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .
- P_{R_o} = carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$.
- P_{R_x} = carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría.
- P_{R_y} = carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

M_{u_x} y M_{u_y} = momentos últimos de diseño según los ejes X y Y.

M_{R_x} y M_{R_y} = momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

Cabe aclarar que las ecuaciones 1 y 2 son las expresiones generales aplicables a columnas para el problema de flexocompresión biaxial.

Resistencia de muros de mampostería.

- Cargas verticales

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

donde A_T = Área transversal bruta del muro.

f_m^* = resistencia nominal en compresión de la mampostería.

F_R = factor de reducción de resistencia, igual a 0.6.

F_E = factor reductor por excentricidad y esbeltez; $F_E = 0.7$ para muros interiores que soporten claros que no difieran en más de 50% y 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación carga viva a carga muerta de diseño > 1.0 .

- Cargas laterales.

$$V_R = F_R (0.7 v^* A_T)$$

donde A_T = Área transversal bruta del muro.

v^* = esfuerzo cortante nominal de la mampostería.

$F_R = 0.6$.

Las expresiones utilizadas para calcular la resistencia al cortante en muros de concreto, son idénticas a las utilizadas para vigas.

4. ESTIMACIÓN DE LOS COEFICIENTES SISMICOS ASOCIADOS A LA FALLA.

Para llegar a calcular los valores de los coeficientes sísmicos resistentes en los diferentes modos de falla de los tres edificios, se hizo lo siguiente:

Determinar las cargas muertas de diseño que fueron utilizadas en los análisis sísmicos estático y dinámico explicados en el punto 3.1 de este trabajo. Obtener los elementos mecánicos últimos y las resistencias de los diferentes elementos estructurales que componen a las estructuras, para lo que fue necesario el conocimiento de las cantidades y distribuciones de refuerzo de dichos elementos; y finalmente hacer una comparación cuantitativa de las fuerzas últimas actuantes y resistencias de diseño disponibles en estos, considerando los factores de seguridad parciales contemplados en los códigos; esto es, el F_R y F_C .

4.1 Estimación de cargas.

A continuación se presentan los diferentes conceptos que se tomaron en cuenta para determinar las cargas, según los reglamentos en uso.

4.1.1 Edificio LM10-02.

Cargas muertas.

Planta tipo

losa de concreto, h=10 cm	$0.10 \times 2.4 = 0.240$	T/m ²
carga muerta adicional por losa firme de mortero de cemento	0.020	"
carga adicional por firme recubrimiento, loseta vinílica	0.020	"
plafones e instalaciones	0.005	"
ventanería	0.020	"
muros divisorios	0.050	"
	0.100	"
	<hr/>	
	0.475	T/m ²

Azotea.

losa de concreto, h=10 cm	$0.10 \times 2.4 = 0.240 \text{ T/m}^2$
carga muerta adicional por losa	0.020 "
relleno e impermeabilización	0.150 "
instalaciones y plafones	0.040 "
	<hr/>
	0.450 T/m^2

Cargas vivas instantáneas (W_a).

	RDF - 66	NEDF - 85
Planta tipo	0.110 T/m^2	0.180 T/m^2
Azotea (con pendiente < 5%)	0.070 T/m^2	0.140 T/m^2

Carga muerta + Carga viva instantánea

	RDF - 66	NEDF - 85
Planta tipo	0.585 T/m^2	0.655 T/m^2
Azotea	0.490 T/m^2	0.590 T/m^2

En la obtención de las masas por nivel se tomaron los pesos volumétricos siguientes: concreto de 2.4 T/m^3 , y 1.8 T/m^3 para muros de mampostería. Estos valores multiplicados por el volumen del elemento considerado, según sea el caso, nos permite obtener su contribución con respecto al peso de cada nivel; se recuerda que el peso de cada nivel es la suma del sistema de piso (más la mitad del peso de los elementos verticales estructurales adyacentes a dicho nivel. Los pesos se muestran en la tabla 3.

4.1.2 Edificio LR11-02.

Cargas muertas sobre losa aligerada (niveles 1 al 10).

Planta tipo

losa	0.640 T/m ²
carga muerta adicional por losa	0.020 "
firmes mortero de cemento, 3 cm	0.066 "
carga muerta adicional por firme	0.020 "
recubrimiento de piso	0.005 "
instalaciones y plafones	0.035 "
muros divisorios	0.100 "
	<hr/>
	0.886 T/m ²

Azotea (nivel 11).

losa	0.640 T/m ²
carga muerta adicional por losa	0.020 "
relleno e impermeabilización	0.150 "
instalaciones y plafones	0.040 "
	<hr/>
	0.850 T/m ²

Cargas muertas sobre losa maciza (nivel 12 y 13)

Planta tipo

losa (tipo 1, h=10 cm)	0.240 T/m ²
carga muerta adicional por losa	0.020 "
firmes mortero de cemento, 3 cm	0.066 "
carga muerta adicional por firme	0.020 "
recubrimiento de piso	0.005 "
instalaciones y plafones	0.035 "
muros divisorios	0.100 "
	<hr/>
	0.486 T/m ²

losa (tipo 2, h=15 cm)	0.360 T/m ²
carga muerta adicional por losa	0.020 "
firmes mortero de cemento, 3 cm	0.066 "
carga muerta adicional por firme	0.020 "
recubrimiento de piso	0.005 "
instalaciones y plafones	0.035 "
muros divisorios	0.100 "
	<hr/>
	0.606 T/m ²

Azotea

losa (tipo 1)	0.240 T/m ²
carga muerta adicional por losa	0.020 "
relleno e impermeabilización	0.150 "
instalaciones y plafones	0.040 "
	<hr/>
	0.450 T/m ²

losa (tipo 2)	0.360 T/m ²
carga muerta adicional por losa	0.020 "
relleno e impermeabilización	0.150 "
instalaciones y plafones	0.040 "
	<hr/>
	0.570 T/m ²

Carga muerta por muros

tabique rojo	$\gamma_c = 1.5 \text{ T/m}^3$
altura considerada	2.5 m

Carga muerta por ventanería

0.050 T/m²

Cargas vivas

	RDF - 66	NEDF - 85
Planta tipo	0.110 T/m ²	0.180 T/m ²
Azotea (con pendiente < 5%)	0.070 T/m ²	0.140 T/m ²

Carga muerta + Carga viva

- En losa aligerada

	RDF - 66	NEDF - 85
Planta tipo	0.996 T/m ²	1.066 T/m ²
Azotea	0.920 T/m ²	0.990 T/m ²

- En losa maciza

	RDF - 66	NEDF - 85
Planta tipo 1	0.596 T/m ²	0.666 T/m ²
Planta tipo 2	0.716 T/m ²	0.786 T/m ²
Azotea tipo 1	0.520 T/m ²	0.590 T/m ²
Azotea tipo 2	0.640 T/m ²	0.710 T/m ²

Los pesos por nivel se obtuvieron utilizando el mismo criterio empleado en el edificio anterior. Estos se muestran en la tabla 8.

4.1.1 Edificio LR08-02.

Carga muerta sobre losa aligerada (nivel 1 al 7).

Planta tipo

losa plana	0.645 T/m ²
carga muerta adicional por losa	0.020 "
firmes mortero, 3 cm	0.066 "
piso (loseta vinílica)	0.010 "
instalaciones y plafones	0.035 "
muros divisorios	0.100 "
	<hr/>
	0.886 T/m ²

Azotea

losa plana	0.645 T/m ²
carga muerta adicional por losa	0.020 "
firmes mortero, 3 cm	0.060 "
carga adicional por firme	0.020 "
instalaciones y plafones	0.035 "
relleno e impermeabilización	0.150 "
muros divisorios	0.100 "
	<hr/>
	1.030 T/m ²

Carga muerta sobre losa maciza

losa maciza azotea, h = 8 cm	0.400 T/m ²
losa maciza azotea, h = 10 cm	0.450 "
losa maciza azotea, h = 20 cm	0.690 "

Cargas vivas

	RDF - 66	NEEF -85
Planta tipo y nivel 8	0.090 T/m ²	0.180 T/m ²
Azotea	0.070 T/m ²	0.100 T/m ²

La tabla 15 muestra los valores correspondientes a los pesos por nivel obtenidos a partir del análisis de cargas realizado. La metodología para obtener estos es similar a la de los edificios anteriores.

4.2 Coeficientes sísmicos resistentes.

El coeficiente sísmico resistente se obtiene con el fin de investigar la intensidad sísmica que hubiera sido necesaria para provocar los diferentes modos de falla observados en una estructura, aprovechando toda la información disponible (levantamiento de daños, geometrías, armados, análisis por carga vertical y los datos del análisis dinámico modal espectral tridimensional); se procede a calcular las resistencias de diseño (utilizando factores de reducción por resistencia) de todos los elementos tipo, y se compara con las acciones últimas (utilizando factores de carga). Dependiendo de estas comparaciones, se procedía a escalar el espectro de diseño hacia arriba o hacia abajo con la carga vertical presente, hasta que las diferencias entre resistencias y acciones últimas fueran prácticamente nulas (tablas 5-6, 10-13, 17-22), para un coeficiente sísmico basal dado.

Como índice de la acción sísmica de diseño se empleó el coeficiente sísmico "c", que fue el que sirvió de base para la construcción del espectro utilizado en los cálculos; cabe aclarar que la forma del espectro y las diferentes especificaciones utilizadas para fines del coeficiente sísmico fueron las reglamentadas por las Normas de Emergencia del Departamento del D.F. de 1985.

4.2.1 Edificio LM10-02

La tabla 4 muestra los valores de los coeficientes sísmicos resistentes determinados para las dos direcciones, diferentes modos de falla y elementos estructurales. Para la dirección longitudinal (dirección de daños) se verifica que el modo de falla que rige corresponde con lo observado, esto es, un gran número de extremos de vigas de los niveles 1 al 7 alcanzan su

fluencia a la flexión cuando el coeficiente sísmico resulta ser de 0.10. Este coeficiente necesario para producir la falla por flexión de las vigas de los marcos longitudinales está afectado por F_c (que en este caso fue de 1.1), por F_a (0.9 para flexión) y de un cierto comportamiento inelástico global que el reglamento define por factor de ductilidad Q . Tratar de asociarle a esta estructura, con este modo de falla, un valor determinado del factor de ductilidad Q para obtener finalmente el valor de un coeficiente sísmico "elástico", resulta en un problema sin respuesta ante el desconocimiento de la demanda real de ductilidad global que se tuvo que desarrollar durante el evento tan severo como lo fue el sismo del 19 de septiembre de 1985. Sin embargo, cabe aclarar que este edificio desde el punto de vista de diseño, solo cumplía, aún con sus buenos armados y detalles de proyecto original, para las recomendaciones especificadas para un $Q=2$ en las NEDF-85. La idea de presentar lo anterior básicamente es para hacer notar la gran importancia que en el diseño sismorresistente viene a ser lo del factor de reducción por ductilidad Q ; es un factor que por su extraordinaria importancia amerita que se le estudie con más detalle.

Para la misma dirección longitudinal, el coeficiente de cortante basal necesario para producir el modo de falla por cortante en las columnas resultó del orden de 0.11. La resistencia de que disponían las vigas y las columnas para cortante y flexocompresión respectivamente, resultó bastante buena con respecto a los modos de falla obtenidos anteriormente.

Analizando la dirección transversal, se encuentra que el coeficiente necesario para producir la falla por flexocompresión de los muros de concreto es de solo 0.073; de acuerdo a este resultado y al nivel de daños nulos observados en tales muros de cortante, todo parece indicar que sobre la base de los muros no llegaron a transmitirse fuerzas de la magnitud aquí calculadas, considerando empotramiento en su base, sino que seguramente resultaron menores. La resistencia de los muros al cortante, en cambio, es tal que el coeficiente sísmico necesario para producir falla de este tipo, debió ser de 0.19.

4.2.2 Edificio LR11-02.

La tabla 9 muestra los valores obtenidos en ambas direcciones, diferentes modos de falla y elementos estructurales.

Estudiando la dirección transversal, observamos que los modos de falla que regían son por flexión positiva y negativa en la losa aligerada; cortante en columnas y en la conexión losa columna, lo que verifica los daños observados. Para flexión positiva se tiene que la fluencia ocurre cuando el coeficiente sísmico toma el valor de 0.142; en flexión negativa el coefi-

ciente sísmico es de 0.105; el cortante en columnas y en la conexión losa-columna es de 0.130 y 0.040 respectivamente.

Para la dirección longitudinal los modos de falla que se revisaron fueron solamente para flexión positiva y negativa a nivel de la losa aligerada, siendo los valores de los coeficientes sísmicos de 0.163 y de 0.107 respectivamente.

Los valores obtenidos, concuerdan con los daños observados e indicados en el capítulo de descripción de daños; en la dirección longitudinal los mayores daños ocurrieron en el entrepiso 2-3 y en la dirección transversal en el entrepiso 3-4.

El cálculo de las resistencias de vigas equivalentes se hizo considerando el armado que se encuentra en un ancho de $c + 3h$ y de $l/2$ a cada lado del eje considerado, siendo l la longitud de las crujeas adyacentes a dicho eje. Los valores de los coeficientes sísmicos corresponden a la que se consideró más crítica.

Para la conexión losa-columna se revisaron las conexiones típicas, interiores y exteriores, resultando ser las conexiones exteriores las más desfavorables; los valores se pueden observar en la tabla 13.

4.2.3 Edificio LR08-02.

La tabla 16 muestra los valores de los coeficientes sísmicos obtenidos para los diferentes modos de falla en elementos estructurales y para ambas direcciones.

Analizando la dirección transversal (dirección de máximos daños) se comprueba lo observado, es decir, la gran mayoría de los muros de mampostería fallaron por resistencia al cortante cuando el coeficiente sísmico estimado es de solo 0.03; las columnas alcanzan su resistencia al cortante cuando el coeficiente sísmico toma el valor de 0.09; la resistencia a la flexión negativa y positiva en vigas equivalentes se alcanza para un coeficiente de 0.08 y 0.09 respectivamente. En la conexión losa plana-columna el coeficiente sísmico necesario para que hubiera fallado por punzonamiento es de 0.05.

En la dirección longitudinal se tienen valores ligeramente mayores de coeficientes que los obtenidos para la dirección corta, como se esperaba. Para los muros de mampostería se tiene falla por cortante con un coeficiente igual a 0.06; la falla por cortante en columnas se tiene para un coeficiente de 0.10; en la losa la falla por flexión negativa y positiva ocurre al llegar el coeficiente sísmico al valor de 0.09 y 0.10 respectivamente. Cabe aclarar que no se llevó a cabo la revisión por

cortante de las conexiones losa plana-columna en esta dirección por no ser críticos los efectos en tal dirección.

Al igual que en los edificios anteriores, se realizaron las revisiones de todos y cada uno de los elementos estructurales que la componen, presentando los resultados solo para aquellos elementos o conexiones que se consideraron críticos.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Como ya se mencionó, de los análisis realizados dentro del proyecto solo se seleccionó la información que fuera necesaria para la realización de este trabajo; basandose en esta nos damos cuenta que los edificios resultaron ser demasiado flexibles en al menos una dirección. Esta flexibilidad se puede atribuir al daño sufrido en los elementos estructurales, a la falta de rigidez lateral que se tenía en su proyecto original ya que los sistemas que se destinaron para resistir cargas laterales resultaron insuficientes.

Los muros de mampostería (con y sin diagonales) resultaron ser extraordinariamente importantes, evitando mayores daños y hasta posibles colapsos. Estos elementos resultaron demasiado dañados e incluso presentaron destrucción total, pero fueron los que ayudaron a disipar gran parte de la energía que el sismo transmitió a las estructuras.

Entre otros factores que pudieron contribuir a la flexibilidad de los edificios pueden ser los siguientes: doble altura del primer entrepiso; cambios bruscos en las dimensiones de las columnas; densidad de muros de mampostería escasa o nula en una dirección; omisión total de muros en planta baja con lo que se tienen plantas flexibles.

También se observa que al utilizar estructuras a base de marcos equivalentes (columnas y losa plana aligerada) sin la ayuda de elementos rigidizantes adicionales, esta se vuelve muy flexible. Las estructuras formadas básicamente de marcos (columnas, vigas y losas monolíticas) resultan ser más rígidas que las anteriores. Por lo tanto para ayudar a las estructuras en su rigidez es necesario colocar un gran número de muros de mampostería y/o contar con algunos muros de cortante distribuidos adecuadamente.

Por lo que respecta a las deformaciones angulares, en todos los edificios la dirección de máximos daños coincide con la dirección de máximas deformaciones angulares. Un punto que se debe mencionar, es que no en todos los edificios el entrepiso más dañado coincide con el de máximas deformaciones, pero sí los entrepisos más dañados resultan ser los más flexibles.

La falla común en todos los edificios fue la falla por cor

tante, manifestandose en aquellos elementos en donde su refuerzo transversal no fue suficiente y por lo tanto tuvieron daños importantes.

Por lo que respecta a los coeficientes sísmicos resistentes asociados a cada uno de los modos de falla, se observa que estos en general son bajos. La magnitud y secuencia en los diferentes modos de falla muestran buena concordancia con los daños observados a raíz de los sismos de septiembre de 1985.

Para la dirección longitudinal del edificio LM10-02 se observó que el modo de falla predominante corresponde con la presencia de un gran número de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, el coeficiente sísmico obtenido resultó de solo 0.100. Un hecho interesante en este edificio, es que mientras el coeficiente sísmico obtenido para producir la falla por flexocompresión en los muros de cortante, en la dirección transversal, resultó ser de 0.073, éstos no presentaron daños, y es que seguramente existió rotación en la base ya que de haber obrado las fuerza calculadas estos hubieran sufrido daños; es decir, es probable que los efectos de flexocompresión en los muros hayan sido inferiores a los calculados, según la hipótesis de empotramiento de la base supuesta.

En el edificio LR11-02, los coeficientes sísmicos resistentes asociados con los modos de falla, mostraron buena relación con los daños ocurridos en este edificio, predominando la falla por flexión negativa y positiva de la losa aligerada y falla en la conexión losa-columna de la dirección transversal en donde los coeficientes sísmicos resistentes resultaron ser de 0.1050, 0.1415 y 0.0401 respectivamente. Este último se puede atribuir a la escasa zona maciza con que contaba el capitel en esta dirección.

En cuanto al edificio LR08-02, este resultó con mayores daños en la dirección transversal y lo comprueban los resultados de los coeficientes sísmicos obtenidos. El coeficiente sísmico que provocó la falla por cortante de los muros de mampostería resultó ser de 0.03; la falla por cortante en columnas se presentó para un coeficiente de 0.09; en flexión positiva y negativa en la losa plana, los coeficientes sísmicos fueron de 0.09 y 0.07 respectivamente; la conexión losa-columna, en esta dirección, tuvo un coeficiente de solo 0.05 pero no presentó daños; la falla prematura de los muros de mampostería, la ayuda de los elementos no estructurales, la influencia del efecto de interacción suelo-estructura y la posible pequeña intensidad del sismo en la zona a la que pertenece el edificio, pudieron haber sido entre otros factores determinantes para que no ocurrieran mayores daños.

Por otra parte, es importante destacar que este tipo de evaluaciones, sobre el sistema estructural no dañado sirve para

identificar posibles daños que en un futuro pudieran presentarse en la estructura, según los diferentes modos de falla.

Así también, se considera necesario ampliar más los estudios sobre estructuras reales con análisis estructurales más sofisticados como podría ser el análisis inelástico paso a paso. Se deben realizar estructuraciones que cuenten con un número suficiente de defensas, y evitar el inicio de fallas, en caso de ocurrir, con modos de falla frágil.

Por último es necesario estudiar con más profundidad la verdadera participación en la respuesta sísmica global de los elementos que etiquetamos como "no estructurales" ya que estos tuvieron gran participación en la respuesta ante el sismo de septiembre de 1985. Los problemas de la interacción suelo estructura debe considerarse en las investigaciones actuales.

6. REFERENCIAS.

1. Instituto Internacional de Mampostería de Concreto, EAU "Informe sobre el sismo de septiembre de 1985", revista IMCYC No. 176 vol. 23, diciembre 1986.
2. Rosenblueth y Meli, "El sismo del 19 de septiembre de 1985, sus efectos en la Ciudad de México", revista IMCYC No. 180 vol.24, mayo 1986.
3. "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Título cuarto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con comentarios.RDF-76", Instituto de Ingeniería UNAM, Publ. No. 400, México, D.F., 1977.
4. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos. RDF-76", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 401, México, D.F., 1977.
5. "Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con comentarios y Ejemplos. RDF-76", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. 403, México, D.F., 1977.
6. "Manual de Diseño por Sismo. Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. RDF-76", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 406, México, D.F., 1977.
7. "Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con comentarios", Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., enero 1986.
8. E. Bazan y R. Meli, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", LIMUSA, México, D.F., 1984.
9. R. Meli, "Diseño Estructural", LIMUSA, México,D.F., 1985.
10. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", - Diario Oficial, México, D.F., 1966.

11. Wilson, E., Dovey, H. H., "Three Dimensional Analysis of Building Systems - TABS". Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, EECR 77-8, Berkeley. 1977
12. J. Avila y R. Meli, "Respuesta de Edificios Típicos ante los Sismos de 1985. Primera etapa". Informe para CONACYT, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, julio 1987.
13. J. Avila, "Respuesta de Edificios Típicos ante los Sismos de 1985. Segunda Etapa", Informe interno en preparación, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, agosto 1988.
14. R. Meli y J. Avila, "El Temblor de San Salvador, octubre 1986", revista IMCVC, México, junio 1988.

NOMENCLATURA.

A_s : Area del acero longitudinal colocado en la zona de tensión.

A'_s : Area del acero longitudinal colocado en la zona de compresión.

C_r : Coeficiente sísmico reducido por efecto de ductilidad.

E_s : Diámetro de estribo.

f'_c : Resistencia nominal del concreto.

f_y : Esfuerzo nominal de fluencia del acero.

f_m^* : Resistencia nominal en compresión de la mampostería.

F_c : Factor de carga.

F_e : Factor reductivo por excentricidad y esbeltas.

F_l : Fuerza sísmica en el nivel l .

F_R : Factor de reducción por resistencia.

M_R : Momento resistente a la flexión.

M_u : Momento último de diseño.

M_s : Magnitud del sismo en la escala de Richter.

P_R : Carga nominal resistente de diseño.

Q : Factor de reducción por ductilidad para diseño sísmico.

V^* : Esfuerzo cortante nominal de la mampostería.

$V_{u\text{máx}}$: Esfuerzo cortante máximo.

V_u : Fuerza cortante de diseño.

V_{c_r} : Resistencia del concreto al cortante.

V_o : Resistencia del refuerzo transversal.

V_R : Resistencia al cortante de la sección.

W_c : Peso del nivel i .

γ_c : Peso volumétrico del material.

RDF-66 : Reglamento de Construcciones del Distrito Federal,
versión 1966.

RDF-76 : Reglamento de Construcciones del Distrito Federal,
versión 1976.

NEDF-85 : Normas de Emergencia para el Distrito Federal,
puestas en vigor a partir de octubre de 1985.

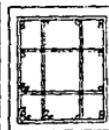
**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

TABLAS, FOTOGRAFÍAS

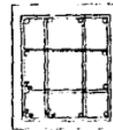
Y

FIGURAS

EPISO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
12				50 x 60 8B10 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 4 x 40
11				50 x 60 8B10 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 4 x 40
10	50 x 60 4B10+4B8 2 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 8B10 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 2 series # 4 x 40
9	50 x 60 4B10+4B8 2 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 8B10 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 4 x 40
8	50 x 60 8B10 2 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 12B10 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 4 x 40
7	50 x 60 8B10+4B8 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 12B10 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 4 x 40
6	50 x 60 8B10+4B8 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 12B10 3 series # 5 x 40	50 x 90 4B10+4B8 3 series # 4 x 40
5	50 x 90 8B10+4B8 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 90 12B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 12B12+4B10 3 series # 5 x 40	50 x 90 8B10+4B8 3 series # 4 x 40
4	50 x 90 8B10+4B8 3 series # 4 x 40	50 x 90 4B2+8B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 12B6 3 series # 3 x 30	50 x 60 12B12+4B10 3 series # 5 x 40	50 x 90 8B10+4B8 3 series # 4 x 40
3	50 x 90 4B12+1B10 3 series # 4 x 40	50 x 90 12B6 3 series # 3 x 30	50 x 90 4B10+12B6 3 series # 3 x 30	50 x 90 12B12+8B10 3 series # 5 x 40	50 x 90 12B12+8B10 3 series # 4 x 40
2	50 x 90 4B12+1B10 3 series # 4 x 40	50 x 90 12B6 3 series # 3 x 30	50 x 90 4B10+12B6 3 series # 3 x 30	50 x 90 12B12+8B10 3 series # 5 x 40	50 x 90 12B12+8B10 3 series # 4 x 40



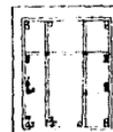
16 Varillas



12 Varillas



8 Varillas



20 Varillas

APROXIMADA



LOCALIZACION

TABLA 1. ARMADO Y TIPO DE COLUMNAS. EDIFICIO LM10-02.

* SEPARACION DE LOS
ESTRIBOS SE REDUCE
EN LOS EXTREMOS

FAJAS DE ORIGEN

ENTREPISO	PATINES	E X T R E M O S		ANCHO	A R M A D O
		ACERO VERTICAL	ACERO TRANSVERSAL		
10	VER COLUMNA C - 2	3#8 . Cada cara	grapas #3 @ 10	25	Varilla #4 @ 25 en ambos lechos y direcciones.
9	VER COLUMNA C - 2	3#8 . Cada cara	grapas #3 @ 10	25	Varilla #4 @ 25 en ambos lechos y direcciones.
8	VER COLUMNA C - 2	3#8 . Cada cara	grapas #3 @ 10	30	Varilla #4 @ 25 en ambos lechos y direcciones.
7	VER COLUMNA C - 2	3#8 . Cada cara	grapas #3 @ 10	30	Varilla #4 @ 25 en ambos lechos y direcciones.
6	VER COLUMNA C - 2	5#10 . Cada cara	grapas #3 @ 10	35	Varilla #4 @ 20 en ambos lechos y direcciones.
5	VER COLUMNA C - 2	5#10 . Cada cara	grapas #3 @ 10	35	Varilla #4 @ 20 en ambos lechos y direcciones.
4	VER COLUMNA C - 2	10#10 . Cada cara	grapas #3 @ 10	40	Varilla #4 @ 20 en ambos lechos y direcciones.
3	VER COLUMNA C - 2	10#10 . Cada cara	grapas #3 @ 10	40	Varilla #4 @ 20 en ambos lechos y direcciones.
2	VER COLUMNA C - 2	10#10 . Cada cara	grapas #3 @ 10	40	Varilla #4 @ 20 en ambos lechos y direcciones.
1	VER COLUMNA C - 2	10#10 . Cada cara	grapas #3 @ 10	40	Varilla #4 @ 20 en ambos lechos y direcciones.

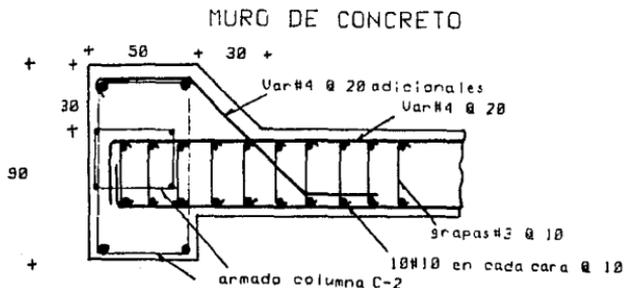


TABLA 2. ARMADO DE MUROS, EDIFICIO LM10-02.

NIVEL	H _i (m)	W _i (tons)	m _{1r} (tons-seg ² -m)	RDF-66		NEDF-85
				V _{ix} (tons)	V _{iy} (tons)	V _{ix} = V _{iy} (tons)
12(C-2)	45.25	105(105)	10454(10454)	16.72	22.29	42.90
11(C-1)	41.50	119(119)	11870(11870)	34.13	45.50	87.37
10(Azo- toa)	39.05	635(694)	873550(955294)	121.19	161.58	331.11
9	35.35	780(821)	1073243(1130463)	218.02	290.69	592.22
8	31.60	786(827)	1081404(1138624)	305.23	406.97	827.32
7	27.85	791(833)	1088835(1146055)	382.62	510.16	1035.87
6	24.10	798(840)	1098138(1155358)	450.16	600.21	1217.80
5	20.35	805(846)	1107413(1164633)	507.67	676.89	1372.66
4	16.60	811(853)	1116716(1173936)	554.98	739.97	1500.00
3	12.85	818(860)	1125991(1183211)	591.91	789.21	1599.33
2	9.10	830(871)	1141995(1199216)	618.43	824.57	1670.63
1	4.95	836(878)	1150858(1208078)	632.97	843.96	1709.70
E = 8115(8549)				C _B ⁺ = 0.078	C _B ⁺ = 0.104	C _B ⁺ = 0.20

() NEDF85

*estructura tipo 1 (marcos, grupo A)

**estructura tipo 1 (muros, grupo A)

*Q = 2.0

TABLA 3. PROPIEDADES PARA ANALISIS SISMICO. EDIFICIO LM10-02.

DIRECCION	TIPO DE FALLA	TIPO DE ELEMENTO	COEF. SISMICO RESISTENTE
LONGITUDINAL (MARCOS)	FLEXION (POSITIVA Y NEGATIVA)	V I G A	0.100
	CORTANTE	C O L U M N A	0.110
TRANSVERSAL (MUROS DE CORTANTE)	FLEXOCOMPRESION	M U R O	0.073
	CORTANTE	M U R O	0.190

TABLA No. 4. COEFICIENTES SISMICOS RESISTENTES PARA DIFERENTES TIPOS DE FALLA. EDIFICIO LM10-02.

EJE	NIVEL	CRUJIA	EXTREMO	M_U (T-m)	M_C (T-m)
1	1	B-C	C	78.87	78.90
	2	A-B	A	76.79	78.90
	3	D-E	D	77.72	78.90
	4	A-B	A	62.94	62.80
	5	B-C	C	64.71	62.80
2	3	A-B	A	62.22	62.40
	3	B-C	C	59.26	62.40
	4	B-C	B	54.31	54.16
	4	B-C	C	52.64	53.86
	4	D-E	D	57.03	54.16
3	3	A-B	B	63.89	63.40
	3	D-E	D	63.71	63.40
	4	B-C	C	53.39	53.86
	4	C-D	C	53.41	53.86
4	1	D-E	D	76.55	78.90
	2	A-B	B	77.40	78.90
	4	A-B	A	63.47	62.80
	4	D-E	E	63.45	62.80
	5	B-C	C	60.70	62.80

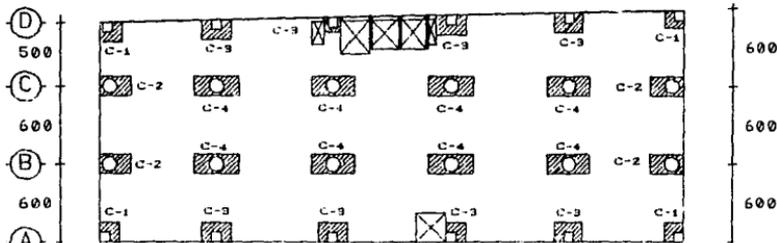
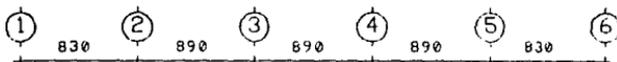
EJE	NIVEL	CRUJIA	EXTREMO	M_U (T-m)	M_R (T-m)
1	1	A-B	A	106.87	106.20
	2	B-C	B	105.07	106.20
	3	B-C	C	106.10	106.20
	5	B-C	B	88.18	90.80
	5	D-E	E	90.21	62.80
2	4	B-C	B	87.48	89.89
	4	D-E	D	84.01	89.89
	5	A-B	A	89.49	90.80
	5	D-E	E	88.68	90.80
3	4	B-C	B	88.42	89.89
	4	C-D	D	88.43	89.89
	5	A-B	A	89.35	90.80
	5	D-E	E	89.36	90.80
4	1	A-B	A	105.59	105.21
	2	D-E	E	104.64	105.21
	4	B-C	B	90.70	90.80
	4	C-D	D	90.71	90.80

TABLA No. 5 COMPARACION DE MOMENTOS FLEXIONANTES ULTIMOS Y RESISTENCIAS DE DISEÑO EN VIGAS. DIRECCION LONGITUDINAL. EDIFICIO LM10-02.

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	V_u (Ton)	V_R (Ton)
1	1-2	1-C	72.75	72.40
	1-2	1-D	72.83	72.40
	3-4	1-D	60.45	50.00
2	4-5	1-B	41.96	43.80
	5-6	1-B	41.28	43.80
3	4-5	1-B	42.21	43.80
	5-6	1-B	41.56	43.80
4	2-3	1-B	53.93	58.00

TABLA No. 6. COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES ULTIMAS Y RESISTENCIAS DE DISEÑO EN COLUMNAS. DIRECCION LONGITUDINAL. EDIFICIO LM10-02.

ENTREPISO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4
11			50 - 50 4810+48c ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025
10	50 - 50 4810+48c ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025	50 - 50 4810+48c ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025
9	50 - 50 4810+48c ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025	50 - 50 4810+48c ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025
8	50 - 50 4810+48c ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025	50 - 50 4810+48c ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025
7	65 - 65 4812+4810+48c 2ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025	65 - 65 4812+4810+48c 2ER4025, ER2, 5025	1+85 3812 ER4025
6	65 - 65 4812+4810+48c 2ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025	65 - 65 4812+4810+48c 2ER4025, ER2, 5025	1+85 3812 ER4025
5	65 - 65 4812+4810+48c 2ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025	65 - 65 4812+4810+48c 2ER4025, ER2, 5025	1+85 3812 ER4025
4	65 - 65 4812+4810+48c 2ER4025, ER2, 5025	1+70 3810 ER4025	65 - 65 4812+4810+48c 2ER4025, ER2, 5025	1+85 3812 ER4025
3	80 - 80 3812+48c 2ER4025, ER3 025	1+80 3812 ER4025	80 - 80 3812+48c 2ER4025, ER3 025	1+100 12812 ER4025
2	80 - 80 3812+48c 2ER4025, ER3 025	1+80 3812 ER4025	80 - 80 3812+48c 2ER4025, ER3 025	1+100 12812 ER4025
1	80 - 80 3812+48c 2ER4025, ER3 025	1+80 3812 ER4025	80 - 80 3812+48c 2ER4025, ER3 025	1+100 12812 ER4025



* ESTRIBOS A LA MITAD
EN LOS EXTREMOS.

/// ZONA MACIZA
○ □ COLUMNAS
— MURO DE MAMPOSTERÍA

TABLA 7. ARMADO Y TIPO DE COLUMNAS, EDIFICIO LR11-02.

NIVEL	H _i (m)	W _i (tons)	m _{1r} (tons-seg ² -m)	RDF-66		NEDF-85	
				V _{ix} = (tons)	V _{iy} (tons)	V _{ix} = (tons)	V _{iy} (tons)
13(C-2)	32.50	44(46)	4019(4179)	5.86		20.22	
12(C-1)	30.0	107(111)	26339(27479)	18.91		65.70	
11(Azo- tea)	27.5	430(435)	404740(418831)	67.14		228.94	
10	25.0	778(819)	1102593(1450868)	146.57		508.28	
9	22.50	824(874)	1379284(1548322)	222.27		776.54	
8	20.0	824(874)	1379284(1548322)	289.56		1015.00	
7	17.5	836(886)	1398532(1568647)	349.26		1226.40	
6	15.0	846(897)	1416257(1587408)	401.08		1409.76	
5	12.5	846(897)	1416257(1587408)	444.26		1562.56	
4	10.0	846(897)	1416257(1587408)	478.00		1684.80	
3	7.5	861(911)	1440476(1613118)	505.15		1777.96	
2	5.0	875(925)	1464695(1638654)	523.01		1841.06	
1(Mar- nine)	2.5	724(763)	764084(800518)	530.39		1867.08	
I = 8840(9335)				C _s [*] = 0.06	C _s [*] = 0.2		

(I NEDP85

* estructura tipo 1 (marcos)
* Q = 2.0

TABLA B. PROPIEDADES PARA ANALISIS SISMICO, EDIFICIO LR11-02.

DIRECCION	TIPO DE FALLA	TIPO DE ELEMENTO	COEFICIENTE SISMICO RESISTENTE
TRANSVERSAL (MARCOS EQUIVALEN- TES)	FLEXION POSITIVA	LOSA ALIGERADA	0.1415
	FLEXION NEGATIVA	LOSA ALIGERADA	0.1050
	CORTANTE	CONEXION LOSA-COLUMNA	0.0401
	CORTANTE	COLUMNAS	0.1300
LONGITUDINAL (MARCOS EQUIVALEN- TES)	FLEXION POSITIVA	LOSA ALIGERADA	0.1628
	FLEXION NEGATIVA	LOSA ALIGERADA	0.1065

Nota:

Se considera

F_c = 1.1

F_r = 0.9 (flexión), 0.8 (cortante),
0.85 (flexocompresión).

TABLA No. 9. COEFICIENTES SISMICOS RESISTENTES PARA DIFERENTES MODOS DE FALLA. EDIFICIO LR11-02.

LÍNEA	NIVEL	CUBIJA	EXTREMO	RESISTENCIAS		MEDY-85 (C _u = 0.2)		M _u ¹ (Ton-m)	C _u ¹	M _u ² (Ton-m)	C _u ²
				M _u ¹ (Ton-m)	M _u ² (Ton-m)	M _u ¹ (Ton-m)	M _u ² (Ton-m)				
1	H - 2	C - D	C	73.42	48.72	1.116.21+71.101+85.04	1.11-6.21+71.101+71.36	60.54	0.1703	50.50	0.1421
	H - 4	C - D	C	67.23	44.90	1.115.71+63.67+76.32	1.11-5.71+63.67+63.76	55.50	0.1743	46.53	0.1462
	H - 2	C - D	D	66.24 (54.16)	57.83 (43.72)	1.1111.51+73.121+93.09	1.11-11.51+73.121+67.77	50.53 (37.73)	0.1382 (0.1032)	64.00 (51.26)	0.1753 (0.1402)
	H - 4	C - D	D	61.43 (50.86)	47.59 (36.77)	1.112.82+65.71+86.38	1.11-12.82+65.71+58.18	43.03 (33.42)	0.1310 (0.1017)	56.00 (46.25)	0.1707 (0.1408)
2	H - 2	C - D	D	86.34 (54.74)	69.76 (43.91)	1.1116.34+93.31+120.62	1.11-16.34+93.31+84.68	62.15 (33.42)	0.1332 (0.0716)	79.76 (56.26)	0.1710 (0.1206)
	H - 4	C - D	D	72.19 (43.79)	59.59 (36.89)	1.1117.53+82.36+109.80	1.11-17.53+82.36+71.31	48.10 (25.92)	0.1168 (0.0629)	71.70 (51.07)	0.1741 (0.1240)
	H - 7	C - D	D	69.84 (47.50)	59.43 (20.65)	1.1112.31+51.311+69.90	1.11-12.31+51.311+42.90	51.18 (30.87)	0.1995 (0.1203)	66.34 (31.08)	0.2586 (0.1212)
	H - 2	C - D	C	92.84	64.07	1.1112.52+92.61+115.64	1.11-12.52+92.61+88.09	71.88	0.1552	70.77	0.1520
3	H - 2	A - B	A	87.41 (53.28)	79.97 (43.89)	1.1122.83+82.72+116.11	1.11-22.83+82.72+65.89	56.62 (25.61)	0.1369 (0.0619)	95.53 (62.73)	0.2310 (0.1517)
	H - 4	A - B	A	76.91 (47.80)	63.04 (36.89)	1.1124.52+76.791+111.44	1.11-24.52+76.791+57.50	45.40 (18.93)	0.1182 (0.0493)	81.83 (58.06)	0.2131 (0.1512)
	H - 4	C' - C"	C'	47.29	37.06	1.110.49+48.23+53.57	1.11-0.49+48.23+52.47	42.50	0.1762	34.19	0.1417
	H - 4	C' - D	D	57.96 (41.96)	47.35 (33.21)	1.1110.01+52.051+68.27	1.11-10.01+52.051+46.24	42.70 (28.14)	0.1641 (0.1081)	53.06 (40.20)	0.2039 (0.1545)
4	MED	A - B	A	60.85 (31.54)	63.76 (24.94)	1.1114.93+46.63+67.72	1.11-14.93+46.63+34.87	40.39 (13.74)	0.1732 (0.0589)	72.89 (36.69)	0.3126 (0.1574)
	H - 4	A - B	A	61.15 (41.86)	51.74 (33.21)	1.1120.19+64.901+93.60	1.11-20.19+64.901+49.18	35.40 (17.86)	0.1091 (0.0551)	67.23 (50.38)	0.2072 (0.1552)
	H - 2	C' - D	D	79.11 (53.71)	67.46 (43.46)	1.1115.10+74.151+98.17	1.11-15.10+74.151+64.96	56.82 (33.73)	0.1533 (0.0910)	76.43 (54.61)	0.2061 (0.1473)
	H - 4	C' - D	D	60.46 (46.81)	48.87 (36.45)	1.1117.30+70.191+96.24	1.11-17.30+70.191+58.17	37.66 (25.25)	0.1073 (0.0702)	61.73 (50.44)	0.1759 (0.1437)
5	H - 2	C - D	D	88.06 (54.37)	77.24 (43.91)	1.1120.04+92.25+124.18	1.11-20.04+92.25+78.74	60.14 (28.79)	0.1304 (0.0624)	90.86 (60.56)	0.1970 (0.1313)
	H - 4	A - B	D	73.97 (47.78)	61.42 (36.89)	1.1121.98+86.80+119.33	1.11-21.98+86.80+71.63	45.57 (21.76)	0.1050 (0.0501)	77.52 (55.22)	0.1786 (0.1272)
	H - 2	B - C	B	95.42	69.08	1.1119.95+94.80+126.01	1.11-19.95+94.80+82.12	66.80	0.1412	82.75	0.1749
	H - 4	B - C	C	86.34	65.70	1.1121.53+90.55+123.29	1.11-21.53+90.55+75.92	56.96	0.1258	81.26	0.1795
6	H - 1	C - D	D	86.13 (57.78)	71.45 (43.04)	1.1114.29+107.27+133.72	1.11-14.29+107.27+103.28	65.83 (36.24)	0.1227 (0.0713)	79.24 (54.14)	0.1477 (0.1010)
	H - 2	C - D	D	70.15 (56.06)	55.92 (41.99)	1.1115.12+66.84+92.14	1.11-15.12+66.84+58.87	45.85 (35.24)	0.1044 (0.1044)	65.96 (53.29)	0.1922 (0.1559)
	H - 4	C - D	D	63.41 (35.13)	45.77 (35.13)	1.1116.15+62.27+86.26	1.11-16.15+62.27+50.73	41.50 (31.77)	0.1333 (0.1020)	57.76 (48.09)	0.1855 (0.1544)
	H - 1	C - D	C	100.23	66.82	1.1111.22+101.73+124.25	1.11-11.22+101.73+99.57	79.90	0.1571	71.97	0.1415

FALLA DE CARGA

M_u y M_u en Ton - m.

TABLA No. 10. COMPARACION DE MOMENTOS FLEXIONANTES ULTIMOS Y RESISTENCIAS DE DISEÑO EN VIGAS EQUIVALENTES, DIRECCION TRANSVERSAL. EDIFICIO LR11-02.

EJE	NIVEL	CUBIJA	EXTENSO	RESISTENCIAS		MED-85 (C _b = 0.2)					
				M ⁺ M _R (Ton-m)	M ⁻ M _R (Ton-m)	M ⁺ M _U (Ton-m)	M ⁻ M _U (Ton-m)	M ⁺ M _R (Ton-m)	C _b ⁺	M ⁺ M _R (Ton-m)	C _b ⁻
A	N - 4	5 - 6	6	61.46 (39.3b)	46.18 (31.41)	1.1(19.65+4.44)=24.09	1.1(-19.65+4.44)=-20.17	36.22 (16.13)	0.1668 (0.0743)	61.63 (48.20)	0.2836 (0.2219)
	N - 2	5 - 6	5	79.93	35.12	1.1(17.75+7.82)=25.57	1.1(-17.75+7.82)=-13.08	54.91	0.2297	49.66	0.2076
	N - 4	1 - 2	2	60.63	32.90	1.1(18.87+3.05)=21.92	1.1(-18.87+3.05)=-15.82	36.25	0.1664	48.76	0.2266
	N - 4	4 - 5	4	59.96	42.71	1.1(21.70+0.07)=21.77	1.1(-21.76+0.07)=-21.69	34.75	0.1635	60.59	0.3424
B	MED	1 ⁺ - 2	1 ⁺	43.06	34.70	1.1(12.64+3.59)=16.23	1.1(-12.64+3.59)=-9.05	26.51	0.1416	44.19	0.2027
	N - 2	1 ⁺ - 2	2	34.76	48.25	1.1(32.77+9.15)=41.92	1.1(-32.77+9.15)=-23.62	53.38	0.1134	76.63	0.1668
	N - 4	1 ⁺ - 2	2	83.71	44.11	1.1(33.52+6.46)=40.00	1.1(-33.52+6.46)=-27.06	42.58	0.0985	73.62	0.1765
	N - 7	1 ⁺ - 2	2	68.61	41.62	1.1(33.69+57.48)=91.17	1.1(-33.69+57.48)=23.79	28.68	0.0988	71.53	0.2489
C	N - 2	1 ⁺ - 2	2	94.81	48.25	1.1(30.40+81.48)=111.88	1.1(-30.40+81.48)=51.08	55.79	0.1469	74.26	0.1823
	N - 4	1 - 1 ⁺	1	84.12 (50.47)	57.62 (33.26)	1.1(27.00+75.09)=102.09	1.1(-27.00+75.09)=48.09	47.47 (18.88)	0.1318 (0.0503)	79.38 (57.24)	0.2114 (0.1524)
	N - 4	5 - 5 ⁺	5	83.64	44.11	1.1(32.74+72.78)=105.52	1.1(-32.74+72.78)=40.04	43.30	0.1190	72.84	0.2092
	N - 7	1 ⁺ - 2	1 ⁺	32.90	19.12	1.1(12.64+3.43)=16.07	1.1(-12.64+3.43)=-9.21	17.27	0.1065	30.02	0.1851
D	N - 2	3 - 4	3	65.57	34.99	1.1(4.51+54.16)=58.67	1.1(-4.51+54.16)=49.65	55.10	0.2035	36.32	0.1341
	N - 4	3 - 4	4	39.36	32.63	1.1(5.36+45.72)=51.08	1.1(-5.36+45.72)=40.36	30.42	0.1321	35.62	0.1532

M_R y M_U en Ton - m.

TABLA N.º 11. COMPARACION DE MOMENTOS FLEXIONANTES ULTIMOS Y RESISTENCIAS DE DISEÑO EN VIGAS EQUIVALENTES, DIRECCION LONGITUDINAL. EDIFICIO LR11-02.

EJE	ENTREPISO	COLUMNA	V _u (Ton)	V _R (Ton)
1	N2-N3	1-B	40.35	44.53
	N2-N3	1-C	43.63	44.53
2	N2-N3	2-B	52.31	59.74
	N2-N3	2-C	57.40	59.74
3	N2-N3	3-B	54.17	59.74
	N2-N3	3-C	56.53	59.74
4	N2-N3	4-B	57.65	59.74
	N3-N4	4-C	58.98	59.74
5	N2-N3	5-B	60.43	59.74
	N2-N3	5-C	60.61	59.74
6	N1-N2	6-B	46.24	44.53
	N1-N2	6-C	46.62	44.53

TABLA No. 12. COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES ULTIMAS Y RESISTENCIAS DE DISEÑO EN COLUMNAS. EDIFICIO LR11-02.

FALLA DE ORIGEN

LIX	NIVEL	CRUJIA	EXTREMO	Av nervadura principal		Vs _R nervadura principal (Ton)	Vc _R (Ton)	Vs _R capitel (Ton)	V _R (Ton)	l ^m (m)	Vvcg (Ton)	Mvcg (Ton-m)	M _D (Ton-m)	Mvs (Ton-m)	Cs
				estribo	ancho										
1	2	C - D	D	2.5Ø15	24.5	8.12	21.90	5.30	35.32	4.200	11.44	11.51	73.12	41.87	0.1145
	4	C - D	D	2.5Ø15	24.5	8.12	19.10	5.30	32.52	4.325	11.44	12.82	65.71	31.78	0.0967
	7	C - D	D	2.5Ø15	24.5	8.12	16.29	5.30	29.71	4.460	12.59	10.04	44.57	24.45	0.1097
2	2	C - D	D	2.5Ø15	36.0	8.12	21.90	5.30	35.32	4.400	20.69	16.34	93.32	32.89	0.0705
	4	C - D	D	2.5Ø15	36.0	8.12	19.10	5.30	32.52	4.525	20.45	17.53	82.36	23.16	0.0562
	7	C - D	D	2.5Ø15	36.0	8.12	16.29	5.30	29.71	4.600	20.64	12.31	51.31	18.45	0.0719
3	2	A - B	A	2.5Ø15	34.5	8.12	21.90	5.30	35.32	5.200	25.52	22.83	82.73	26.37	0.0638
	4	A - B	A	2.5Ø15	34.5	8.12	19.10	5.30	32.52	5.325	25.60	24.52	76.79	15.40	0.0401
	7	A - B	A	2.5Ø15	34.5	8.12	16.29	5.30	29.71	5.400	26.76	18.66	50.03	10.58	0.0423
4	2	C ^m - D	D	2.5Ø15	34.5	8.12	21.90	5.30	35.32	1.910	15.71	15.10	74.15	26.50	0.0715
	4	C ^m - D	D	2.5Ø15	34.5	8.12	19.10	5.30	32.52	1.985	16.89	17.30	70.19	18.89	0.0536
	7	C ^m - D	D	2.5Ø15	34.5	8.12	16.29	5.30	29.71	2.060	16.12	14.24	45.55	15.00	0.0658
5	2	C - D	D	2.5Ø15	30.5	8.12	21.90	5.30	35.32	5.000	23.75	20.65	92.24	28.90	0.0627
	4	C - D	D	2.5Ø15	30.5	8.12	19.10	5.30	32.52	5.125	24.25	21.68	86.80	18.38	0.0423
	7	C - D	D	2.5Ø15	30.5	8.12	16.29	5.30	29.71	5.200	24.52	15.91	55.06	13.93	0.0506
6	1	C - D	D	2.5Ø15	28.0	8.12	21.90	5.30	35.32	5.200	14.23	14.29	107.27	40.58	0.0757
	2	C - D	D	2.5Ø15	19.5	8.12	19.10	5.30	35.32	5.200	13.78	15.12	68.64	40.30	0.1174
	4	C - D	D	2.5Ø15	19.5	8.12	16.29	5.30	32.52	5.325	13.92	16.15	62.27	29.45	0.0946

Fuerzas cortantes en Ton.
 Momentos Flexionantes en Ton - m.

TABLA N. 13. CONEXIONES LOSA-COLUMNA REVISADAS PARA LA OBTENCION DE LA FUERZA CORTANTE BASAL NECESARIA PARA PRODUCIR LA FALLA POR CORTANTE EN DICHA CONEXION. EDIFICIO LR11-02.

Estructura	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7
10							
9							15 25 18A ER 1 15
8	30 x 70 12R ER 2.5 H 20						
7	30 x 70 12R ER 2.5 H 20						
6	30 x 70 12R ER 2.5 H 20						
5	30 x 70 12R ER 2.5 H 20						
4	30 x 70 12R ER 2.5 H 20						
3	30 x 70 12R ER 2.5 H 20						
2	30 x 70 12R ER 2.5 H 20						
1	30 x 70 12R ER 2.5 H 20						

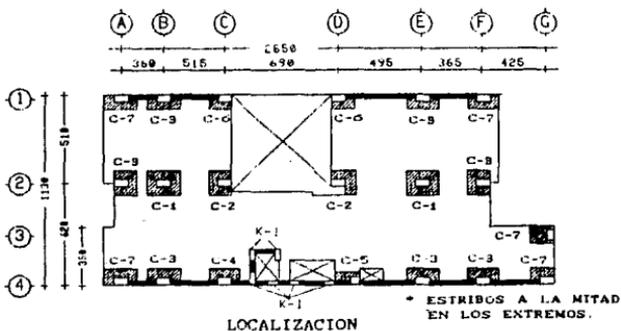


TABLA 14. ARMADO Y TIPO DE COLUMNAS, EDIFICIO LR08-02.

NIVEL	H ₁ (M)	W ₁ (TON)	W ₁ (10 ⁶ KG ^M)	DEF-76		NEOP-84	
				V ₁ (CM)	V ₂ (CM)	V ₁ (CM)	V ₂ (CM)
10 (C-2)	28.52	17	21	2.92		4.30	
9 (C-3)	23.65	152	32289	25.78		42.98	
8 (ARCO- LWAL)	21.22	323	274050	71.32		152.20	
7	20.55	328	259536	147.86		246.40	
6	15.92	321	242282	274.42		327.68	
5	13.75	321	240583	237.30		335.50	
4	11.42	322	241376	219.55		449.92	
3	7.95	324	342930	294.58		490.97	
2	5.37	324	344544	312.10		518.50	
1	2.45	288	233515	328.39		530.65	
		$\Sigma = 2853$		$\Sigma = 2.03$		$\Sigma = 6.20$	

$\Sigma = 2.03$
 $\Sigma = 2.03$

TABLA 15. PROPIEDADES PARA ANALISIS SISMICO.
 EDIFICIO LR08-02.

DIRECCION	TIPO DE FALLA	TIPO DE ELEMENTO	COEFICIENTE SISMICO RESISTENTE
TRANSVERSAL (MARCOS EQUIVALENTES)	CORTANTE	MUROS (MAMPOSTERIA, TABIQUE ROJO RECOCIDO)	0.03
	CORTANTE	COLUMNAS	0.09
	FLEXION NEGATIVA	LOSA PLANA ALIGERADA	0.07
	FLEXION POSITIVA	LOSA PLANA ALIGERADA	0.09
	PUNZONAMIENTO	CONEXION LOSA-COLUMNA	0.05
LONGITUDINAL (MARCOS EQUIVALENTES)	CORTANTE	MUROS (MAMPOSTERIA, TABIQUE ROJO RECOCIDO)	0.06
	CORTANTE	COLUMNAS	0.10
	FLEXION NEGATIVA	LOSA PLANA ALIGERADA	0.09
	FLEXION POSITIVA	LOSA PLANA ALIGERADA	0.10

TABLA No. 16. COEFICIENTES SISMICOS RESISTENTES PARA DIFERENTES MODOS DE FALLA. EDIFICIO LR08-02.

DIR	EJE	ENTRE- PISO	V _R (Ton)	V _U (Ton) $1.1(V_{Co} - V_s)$	V _U -V _R (Ton)	$V_s = \frac{V_R}{F_c} - V_{Co}$	$C_s = \frac{0.2 V_s}{V_s}$	
T R A N S V E R S A L	A	N3-N4	5.39	15.28=1.1(0.80+13.09)	9.89	4.10	0.0626	
	B	N1-N2	4.37	24.35=1.1(0.15+21.99)	19.98	3.82	0.0347	
	C	N1-N2	1.72	6.61=1.1(0.85+5.16)	4.89	0.71	0.0275	
	C'	PB-N1	3.12	5.45=1.1(0.05+4.90)	2.33	2.79	0.1139	
	C''	V _R > V _U . en todos los casos						
	D	N1-N2	2.81	12.43=1.1(0.43+10.87)	9.62	2.12	0.0390	
	E	N1-N2	4.37	20.15=1.1(0.01+18.31)	15.78	3.96	0.0433	
	F	N1-N2	4.61	12.78=1.1(2.48+9.14)	8.17	1.71	0.0374	
G	V _R > V _U . en todos los casos							
LON GI TU DI NAL	1	N1-N2	9.37	13.30=1.1(0.80+11.29)	3.93	7.72	0.1368	
	2	D-F	N1-N2	10.47	26.28=1.1(3.99+19.90)	15.81	5.53	0.0556
	3		V _R > V _U . en todos los casos					
	4	N2-N3	14.06	33.07=1.1(1.80+28.26)	19.01	10.98	0.0777	

TABLA N.º 17. COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES ULTIMAS Y RESISTENCIAS DISPONIBLES EN MUROS. EDIFICIO LRO8-02.

COLUMNA	NIVEL	V_{R_x}	$V_{U_x} = 1.1(V_{Co} + V_s^*)$	$V_{U_x} - V_{R_x}$	$V_s = \frac{V_{R_x}}{F_c} - V_{Co}$	$C_s = \frac{0.2 V_s}{V_s}$
B - 1	4	12.31	25.16=1.1(0.80+22.97)	12.85	10.29	0.0941
E - 2	4	12.31	27.06=1.1(0.67+23.93)	14.75	10.52	0.0879
3 - C'	1	11.65	24.24=1.1(0.01+21.44)	12.59	10.58	0.0987
4 - C'	1	11.65	24.40=1.1(0.15+21.44)	12.75	10.44	0.0974
E - 4	4	11.61	18.39=1.1(4.78+11.94)	6.78	5.77	0.0967

Fuerza cortantes en Ton.

TABLA N.º 18. COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES ULTIMAS Y RESISTENCIAS DISPONIBLES EN COLUMNAS, DIRECCION TRANSVERSAL. EDIFICIO LR08-02.

COLUMNA	NIVEL	V_{R_y}	$V_{U_y} = 1.1(V_{Co} + V_s^*)$	$V_{U_y} - V_{R_y}$	$V_s = \frac{V_{R_y}}{F_c} - V_{Co}$	$C_s = \frac{0.2 V_s}{V_s}$
B - 4	4	17.85	18.12=1.1(1.71+14.76)	0.270	14.52	0.1967
C - 2	3	13.77	14.26=1.1(1.75+1.16)	0.430	0.77	0.1328
C - 4	1	24.65	24.79=1.1(1.29+21.02)	0.140	21.12	0.2010
4 - C'	1	4.21	8.40=1.1(0.24+7.32)	4.19	3.59	0.0981

TABLA N.º 19. COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES ULTIMAS Y RESISTENCIAS DISPONIBLES EN COLUMNAS, DIRECCION LONGITUDINAL, EDIFICIO LR08-02.

EJE	NIVEL	CRUJIA	EXTREMO	RESISTENCIAS		MEDF-85 (Cs = 0.2)					
				M _r ⁽⁻⁾ (Ton-m)	M _r ⁽⁺⁾ (Ton-m)	M _u ⁽⁻⁾ (Ton-m)	M _u ⁽⁺⁾ (Ton-m)	RS ⁽⁻⁾ (Ton-m)	CS ⁽⁻⁾	RS ⁽⁺⁾ (Ton-m)	CS ⁽⁺⁾
A	1	1 - 1'	1 (E)	27.29	25.70	1.1(-1.80+30.82)=35.88	1.1(-1.80+30.82)=31.92	23.01	0.1443	25.16	0.1611
	1	2 ^m - 3	3 (E)	28.77	19.67	1.1(5.44+27.86)=36.63	1.1(-5.44+27.86)=24.66	20.71	0.1487	23.32	0.1674
	3	2 ^m - 4	4 (E)	28.80	19.66	1.1(5.06+28.90)=37.36	1.1(-5.06+28.90)=26.22	21.12	0.1462	22.93	0.1587
B	1	1 - 1'	1 (E)	30.52	23.04	1.1(4.05+30.11)=37.58	1.1(-4.05+30.11)=26.67	23.70	0.1574	25.00	0.1660
	1	2 ^m - 4	4 (E)	32.09	20.97	1.1(10.76+29.95)=44.78	1.1(-10.76+29.95)=21.11	18.41	0.1230	29.82	0.1995
	1	1 ^m - 2	2 (I)	50.61	29.52	1.1(31.03+1.23)=79.49	1.1(-31.03+1.23)=11.22	14.98	0.0727	57.87	0.2807
C	1	1 - 1'	1 (E)	29.22	21.78	1.1(2.85+29.53)=35.62	1.1(-2.85+29.53)=29.35	23.71	0.1606	22.65	0.1534
	1	2 ^m - 4	4 (E)	39.55	24.14	1.1(11.80+27.73)=43.48	1.1(-11.80+27.73)=17.52	24.15	0.1742	33.75	0.2434
	1	1 ^m - 2	2 (I)	49.91	20.46	1.1(13.63+1.96)=50.15	1.1(-13.63+1.96)=20.16	31.74	0.1986	32.23	0.2017
C ^m	1	3 - 3'	3 (E)	7.22	8.57	1.1(-0.19+13.60)=14.75	1.1(+0.19+13.60)=15.17	6.75	0.0993	7.60	0.1118
D	1	1 - 1'	1 (E)	26.54	20.87	1.1(4.8+30.11)=38.40	1.1(-4.8+30.11)=27.84	19.33	0.1284	23.77	0.1579
	4	1 - 1'	1 (E)	19.82	12.91	1.1(3.64+22.45)=28.70	1.1(-3.64+22.45)=20.69	14.38	0.1281	15.38	0.1370
	1	1 ^m - 2	2 (I)	38.49	24.22	1.1(13.30+5.76)=53.97	1.1(-13.30+5.76)=24.71	21.69	0.1213	35.32	0.1975
E	1	2 ^m - 4	4 (E)	35.07	21.88	1.1(11.23+30.65)=46.07	1.1(-11.23+30.65)=21.36	20.65	0.1348	31.12	0.2031
	4	2 ^m - 4	4 (E)	24.32	19.12	1.1(10.18+27.00)=40.90	1.1(-10.18+27.00)=18.50	11.93	0.0884	27.56	0.2042
	1	1 ^m - 2	2 (I)	47.14	33.71	1.1(28.08+1.66)=76.71	1.1(-28.08+1.66)=14.94	14.77	0.0709	58.73	0.2819
F	1	1 - 1'	1 (E)	23.00	17.98	1.1(1.02+32.14)=36.48	1.1(-1.02+32.14)=34.23	19.89	0.1283	17.37	0.1081
	4	1 - 1'	1 (E)	21.14	14.31	1.1(2.17+27.20)=32.31	1.1(-2.17+27.20)=27.53	17.05	0.1254	15.18	0.1116
	1	2 ^m - 4	4 (E)	31.26	20.46	1.1(8.99+29.60)=42.45	1.1(-8.99+29.60)=22.67	19.43	0.1313	27.59	0.1864
G	1	3 ^m - 4	4 (E)	27.88	17.25	1.1(1.83+40.75)=46.84	1.1(-1.83+40.75)=42.81	23.52	0.1154	17.51	0.0859
	4	3 ^m - 4	4 (E)	23.09	19.38	1.1(3.15+28.26)=34.55	1.1(-3.15+28.26)=27.62	17.84	0.1263	20.77	0.1470
	1	3' - 3 ^m	3'(I)	43.85	31.72	1.1(2.51+43.12)=50.19	1.1(-2.51+43.12)=44.67	37.35	0.1733	31.35	0.1454

M_r y M_u en Ton - m.
(E) Conexión exterior.
(I) Conexión interior.

TABLA N.º 20. COMPARACION DE MOMENTOS FLEXIONANTES ULTIMOS Y RESISTENCIAS DE DISEÑO EN VIGAS EQUIVALENTES, DIRECCION TRANSVERSAL. EDIFICIO LRO8-02.

EJE	NIVEL	CROJIA	EXTREMO	RESISTENCIAS		MDF-85 (Cs = 0.2)		M ⁽¹⁾ (Ton-m)	Cs ⁽¹⁾	M ⁽²⁾ (Ton-m)	Cs ⁽²⁾
				M ⁽¹⁾ (Ton-m)	M ⁽²⁾ (Ton-m)	M ⁽¹⁾ (Ton-m)	M ⁽²⁾ (Ton-m)				
1	2	A - A'	A (E)	17.59	13.64	1.1(3.30+10.21)=14.06	1.1(-3.30+10.21)= 7.60	12.69	0.2406	15.70	0.3075
	4	A - A'	A (E)	15.77	12.28	1.1(3.27+ 7.34)=11.67	1.1(-3.27+ 7.34)= 4.48	11.07	0.3015	14.43	0.3933
	1	A" - B	B (I)	25.75	13.98	1.1(2.63+ 6.97)=10.56	1.1(-2.63+ 6.97)= 4.77	20.28	0.5962	15.34	0.4401
2 A - C	3	A - A'	A (E)	27.29	21.82	1.1(5.71+12.41)=19.93	1.1(-5.71+12.41)= 7.37	19.10	0.3078	25.55	0.4117
	7	A - A'	A (E)	19.90	15.69	1.1(11.83+ 7.25)=20.98	-----	6.26	0.1727	26.09	0.7196
	1	B - B'	B (I)	49.32	37.40	1.1(21.71+15.92)=41.39	-----	23.13	0.2905	55.71	0.6999
2 D - F	1	D - D'	D (E)	27.29	21.82	1.1(13.67+ 9.56)=25.55	-----	11.14	0.2330	33.51	0.7010
	3	E" - F	F (E)	22.21	15.06	1.1(5.91+12.60)=20.36	1.1(-5.91+12.60)= 7.36	14.28	0.2267	19.60	0.3111
	4	E" - F	F (E)	26.74	13.94	1.1(6.61+11.83)=20.28	1.1(-6.61+11.83)= 5.74	17.70	0.2992	19.28	0.3620
3	M _r) M _u , en todos los casos										
4	4	F" - G	G (E)	13.34	9.43	1.1(4.06+ 9.38)=14.78	1.1(-4.06+ 9.38)= 5.85	8.07	0.1720	12.63	0.2694
	4	C' - C"	C' (I)	11.57	5.64	1.1(1.32+ 8.94)=11.29	1.1(-1.32+ 8.94)= 8.38	9.20	0.2058	6.45	0.1492
	4	C' - C"	C" (I)	3.40	4.98	1.1(-0.46+ 7.86)= 8.14	1.1(+0.46+ 7.86)= 9.15	3.55	0.0904	4.07	0.1035

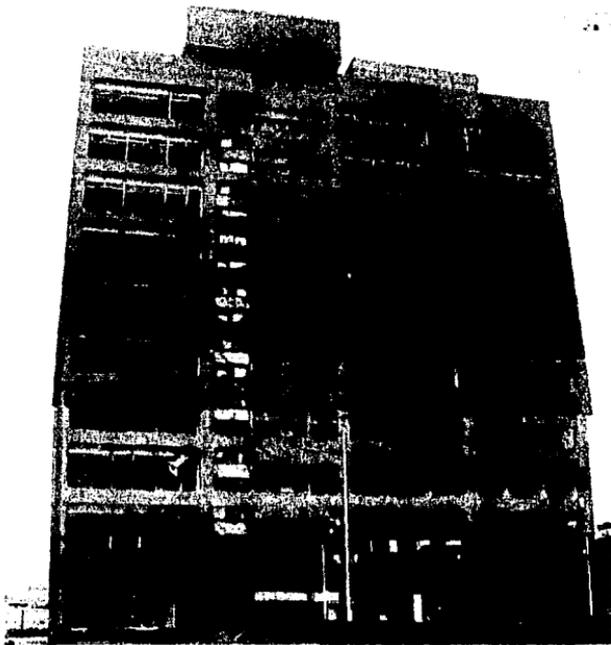
M_r y M_u en Ton - m.

TABLA N.º 21. COMPARACION DE MOMENTOS FLEXIONANTES ULTIMOS Y RESISTENCIAS DE DISEÑO EN VIGAS EQUIVALENTES, DIRECCION LONGITUDINAL. EDIFICIO LR08-02.

ETI	NIVEL	CRUJIA	EXTREMO	AV nervadura principal	V _R nervadura principal (Ton)	V _C (Ton)	V _D capitel (Ton)	V _R (Ton)	I ⁿ (m)	u (Ton/m)	V _{CG} (Ton)	V _{VC} (Ton-m)	M _D (Ton-m)	M _{VS} (Ton-m)	Cs
A	1	1 - 1'	1	E2.5 @ 5	20.09	12.88	6.70	39.67	0.650	2.48	7.109	1.800	30.82	13.811	0.0896
	3	2'' - 4	4	E2.5 @ 5	20.09	12.88	6.70	39.67	0.650	2.48	5.208	5.057	28.90	13.192	0.0913
B	1	1 - 1'	1	E2.5 @ 5	20.09	13.59	6.70	40.38	0.450	5.73	20.767	4.050	30.11	7.715	0.0512
	1	2'' - 4	4	E2.5 @ 5	20.09	13.59	6.70	40.38	1.050	5.03	15.264	10.757	29.95	12.476	0.0833
C	1	1 - 1'	1	E2.5 @ 5	20.09	14.30	6.70	41.09	0.950	2.96	6.647	2.850	29.53	17.474	0.1183
	1	2'' - 4	4	E2.5 @ 5	20.09	14.30	6.70	41.09	5.900	5.42	14.076	11.800	27.73	24.140	0.1741
C'	1	3 - 3'	3	E2.5 @ 5	20.09	6.47	6.70	33.26	0.425	1.59	0.070	0.007	13.60	17.292	0.2543
D	1	1 - 1'	1	E2.5 @ 5	20.09	14.30	6.70	41.09	0.950	2.85	9.213	4.800	30.11	15.969	0.1061
	4	1 - 1'	1	E2.5 @ 5	20.09	12.88	6.70	39.67	0.950	2.85	5.934	3.643	22.45	17.175	0.1530
E	1	1 - 1'	1	E2.5 @ 5	20.09	13.59	6.70	40.38	0.450	5.65	18.441	3.507	32.19	8.243	0.0512
	4	1 - 1'	1	E2.5 @ 5	20.09	12.88	6.70	39.67	0.450	5.65	8.873	4.200	22.56	9.715	0.0861
	1	2'' - 4	4	E2.5 @ 5	20.09	13.59	6.70	40.38	0.850	4.95	14.982	11.229	30.85	10.884	0.0710
	4	2'' - 4	4	E2.5 @ 5	20.09	12.88	6.70	39.67	0.850	4.95	13.024	10.179	27.00	11.702	0.0867
F	1	1 - 1'	1	E2.5 @ 5	20.09	12.88	6.70	39.67	0.950	2.11	3.356	1.021	32.14	18.968	0.1180
	4	1 - 1'	1	E2.5 @ 5	20.09	11.45	6.70	38.24	0.950	2.11	3.958	2.171	27.20	18.218	0.1340
	1	2'' - 4	4	E2.5 @ 5	20.09	13.59	6.70	40.38	0.850	4.54	12.593	8.993	29.60	12.355	0.0835
	4	2'' - 4	4	E2.5 @ 5	20.09	12.88	6.70	39.67	0.850	4.54	12.022	9.321	26.50	12.292	0.0928
G	1	3'' - 4	4	E2.5 @ 5	20.09	12.88	6.70	39.67	3.350	2.65	3.832	1.829	40.75	32.187	0.1588
	4	3'' - 4	4	E2.5 @ 5	20.09	11.45	6.70	38.24	3.350	2.65	5.343	3.150	28.26	29.643	0.2101

Fuerza cortantes en Ton.
Momentos flexionantes en Ton - m.

TABLA N.º 22. CONEXIONES LOSA COLUMNA REVISADAS PARA LA OBTENCION DEL COEFICIENTE SISMICO RESISTENTE ASOCIADO A LA FALLA DE LA CONEXION. EDIFICIO LR08-02.



FOTOGRAFIA 1. FACHADA NORTE, EDIFICIO LM10-02.

FALLA DE ORIGEN



FOTOGRAFIA 2. EXTREMOS DE CRUJIA A-B,
EJE 1, EDIFICIO LM10-02.

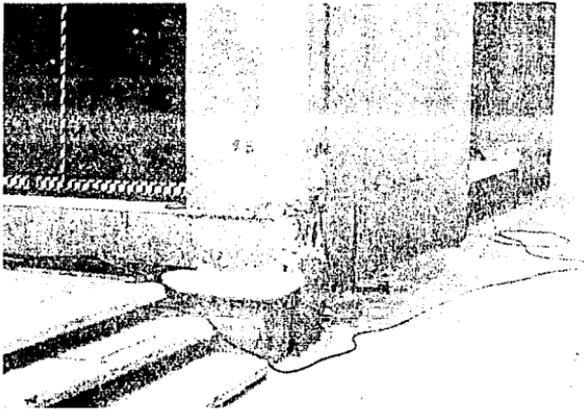


FOTOGRAFIA 3. VISTA DE FALLAS EN VIGAS
DE EJE 4, EDIFICIO LM10-02.

FALLA DE ORIGEN



FOTOGRAFIA 4. PANDEO DE VARILLAS LONGITUDINALES, EXTREMO INFERIOR DE COLUMNA EXTERIOR, EJE 1, EDIFICIO LM10-02.



FOTOGRAFIA 5. PANDEO DE VARILLAS LONGITUDINALES, EXTREMO INFERIOR DE COLUMNA EXTERIOR, EJE 4, EDIFICIO LM10-02.

VALIA DE ORIGEN



FOTOGRAFIA 6. VISTA EXTERIOR DE FALLA TIPICA EN EXTREMOS DE VIGA.
EDIFICIO LM10-02.



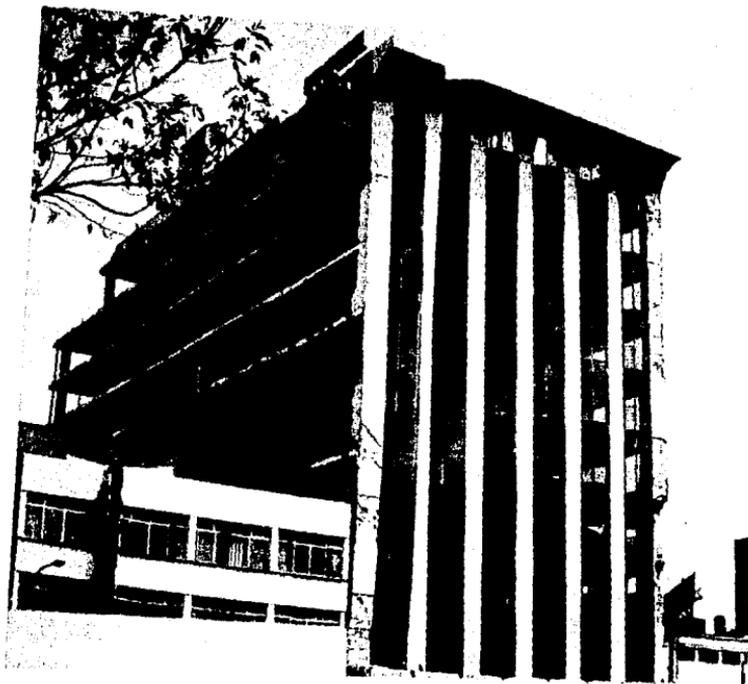
FOTOGRAFIA 7. VISTA INTERIOR DE FALLA TIPICA EN EXTREMOS DE VIGA.
EDIFICIO LM10-02



FOTOGRAFIA 8. VISTA INTERIOR DE FALLA TIPICA EN EXTREMOS DE VIGA,
EDIFICIO LM10-02.



FOTOGRAFIA 9. VISTA INTERIOR DE FALLA TIPICA EN EXTREMOS DE VIGA,
EDIFICIO LM10-02.



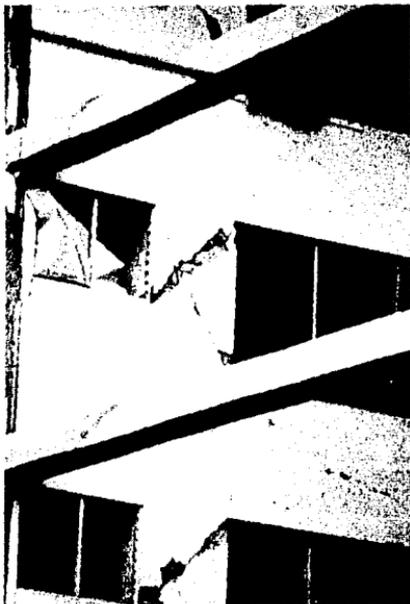
FOTOGRAFIA 10. EDIFICIO LR11-02.



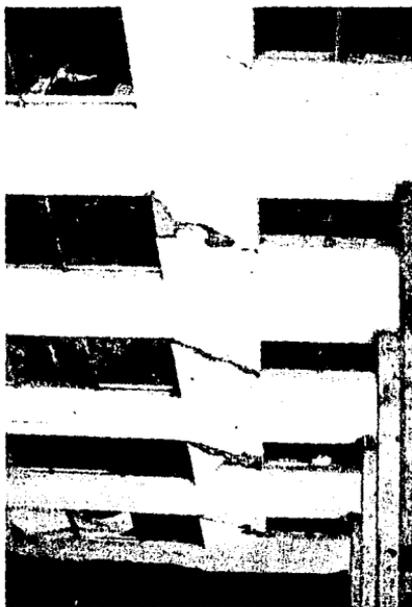
FOTOGRAFIA 11. FACHADA PRINCIPAL.
EDIFICIO LR08-02.



FOTOGRAFIA 12. FALLA DE MUROS DE MAMPOSTERIA
SOBRE EJE D.



FOTOGRAFIA 13. FALLA DE MUROS DE MAMPOSTERIA EJE D, EDIFICIO LR08-02.



FOTOGRAFIA 14. FALLA DE MUROS DE MAMPOSTERIA, EJE C, EDIFICIO LR08-02.



FOTOGRAFIA NO. 15 FALLA TIPICA EN
MUROS DE MAMPOSTE
RIA, EDIFICIO
LROB-02.



FOTOGRAFIA NO. 16 FALLA DE COLUMNA
1-A, ENTREPISO
PB-1, EDIFICIO
LROB-02.

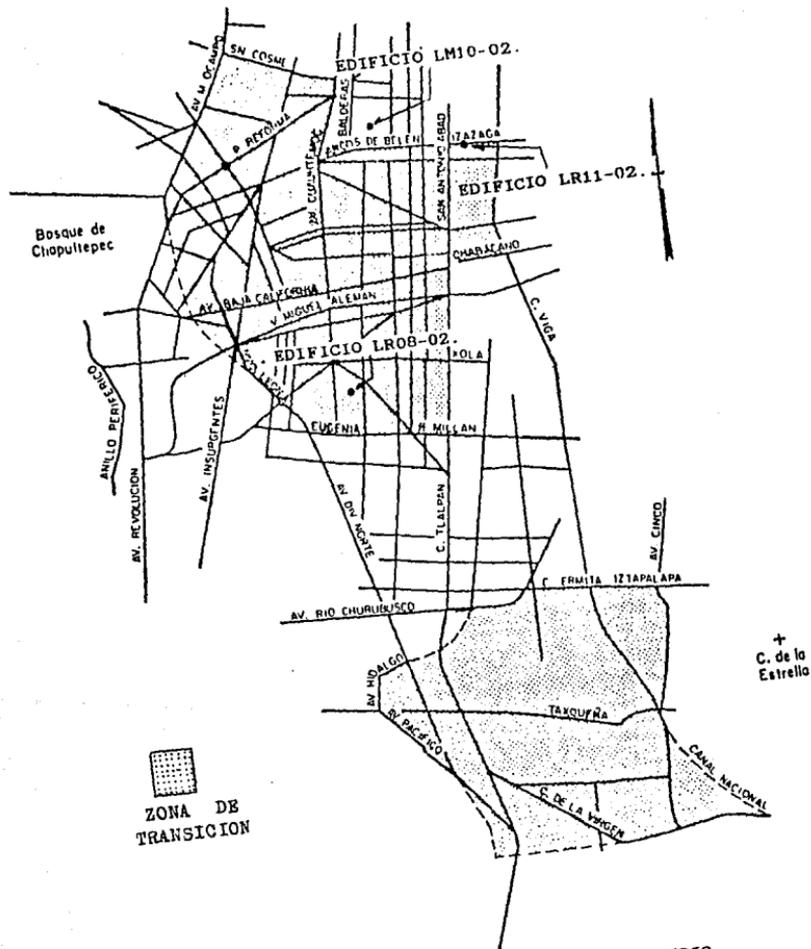


FIGURA 1. UBICACION DE EDIFICIOS EN ESTUDIO.

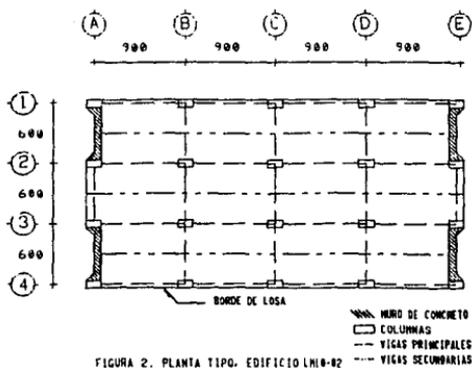


FIGURA 2. PLANTA TIPO. EDIFICIO LNH-82

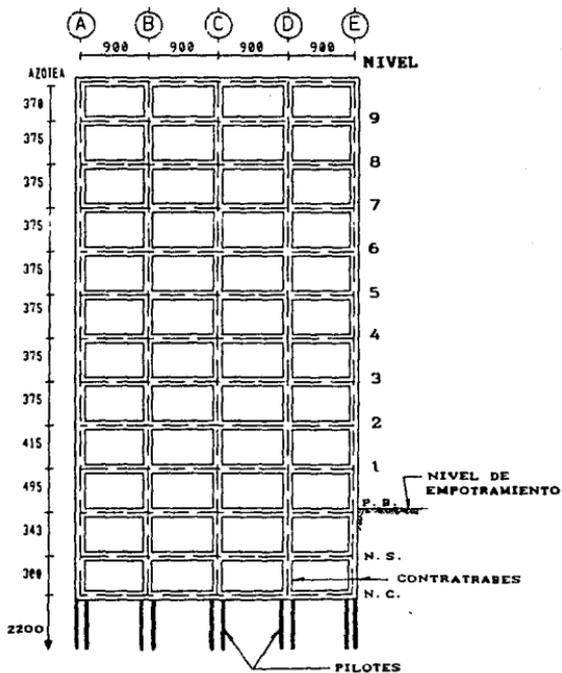


FIGURA 3. CORTE EJE-3. EDIFICIO LNH-82

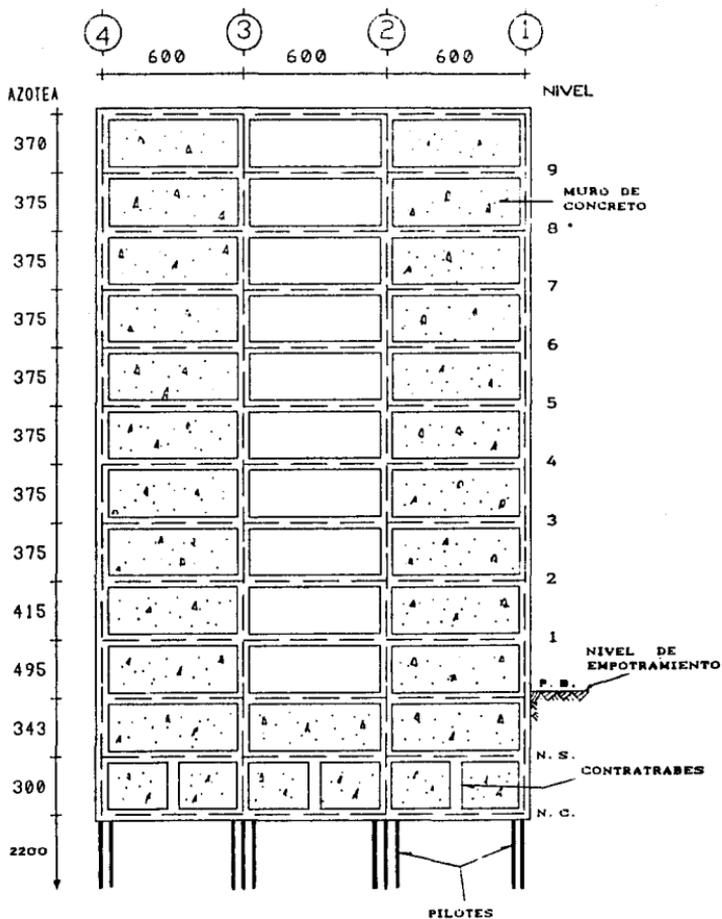


FIGURA 4. CORTE EJE-A, EDIFICIO LMI-02

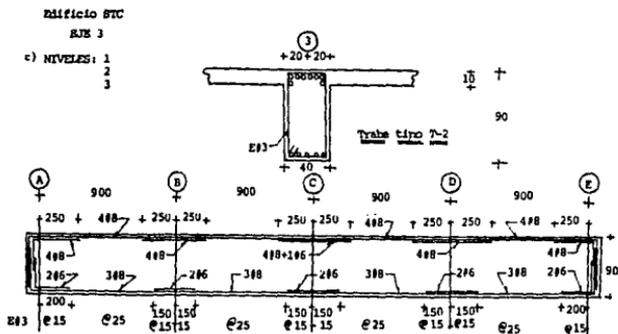
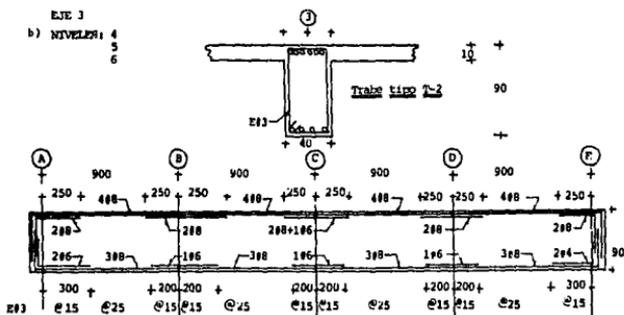
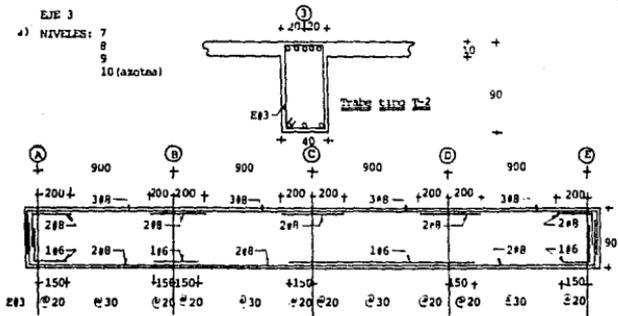


FIGURA 5. ARMADO DE VIGAS, EJE 3, EDIFICIO LM10-02.

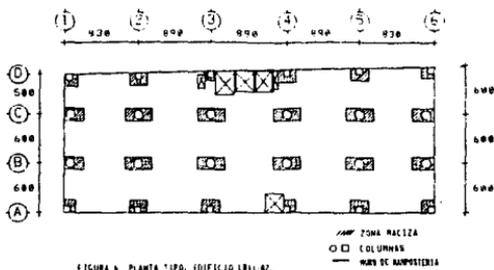


FIGURA 6. PLANTA TIPO. EDIFICIO LRII-02.

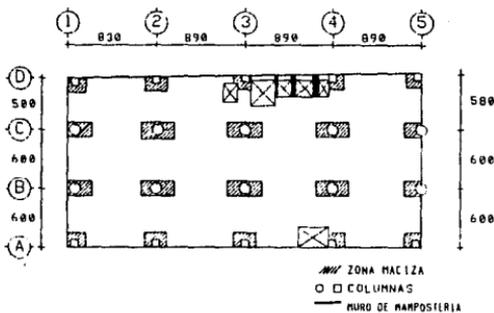


FIGURA 7. PLANTA MEZANINE. EDIFICIO LRII-02.

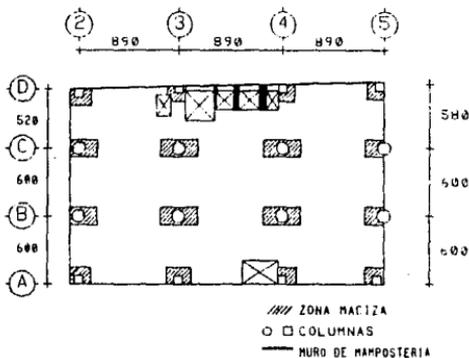


FIGURA 8. PLANTA NIVEL 10. EDIFICIO LRII-02.

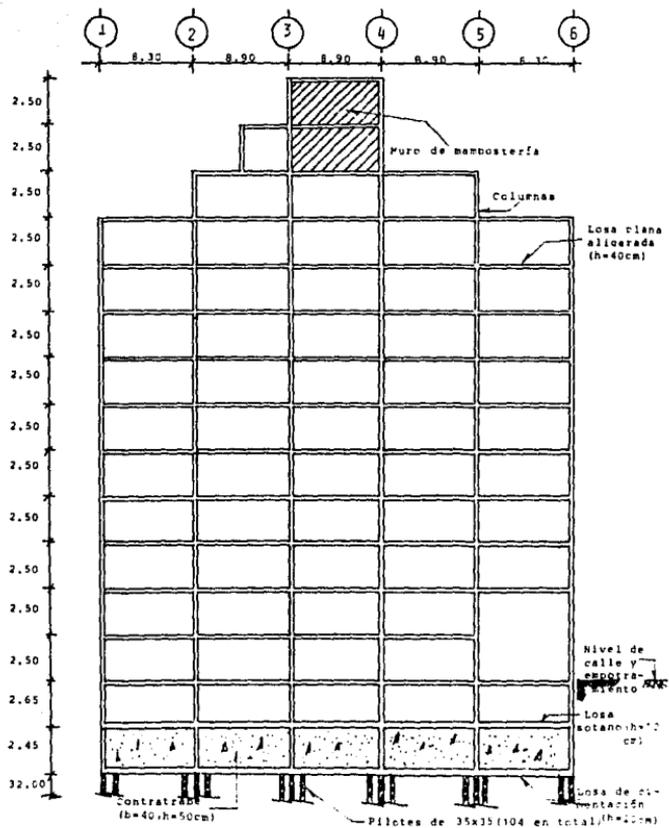


FIGURA 9. EJE C, EDIFICIO LR11-02.

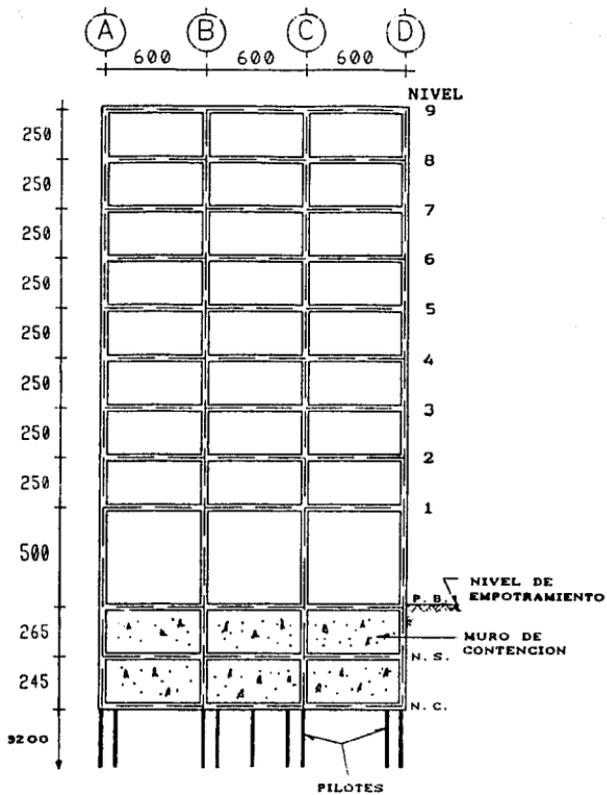


FIGURA 10. CORTE EJE 6, EDIFICIO LRII-42

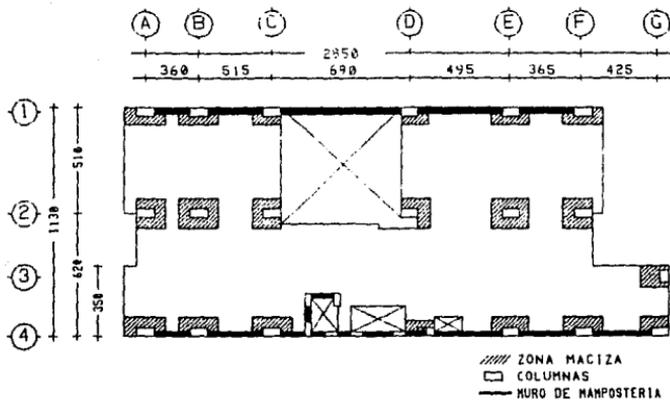


FIGURA 13. PLANTA BAJA. EDIFICIO LR08-02.

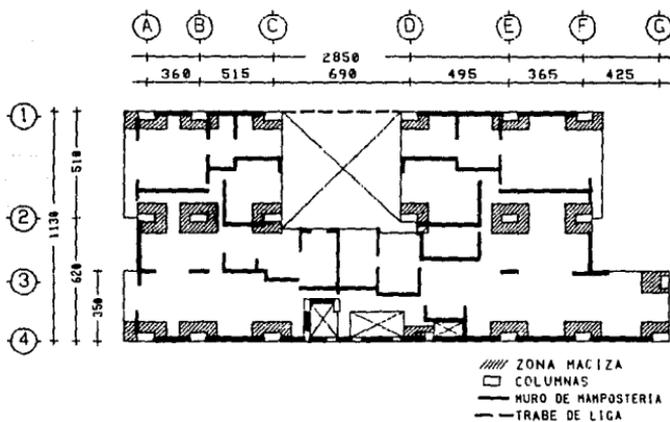


FIGURA 14. PLANTA TIPO. EDIFICIO LR08-02.

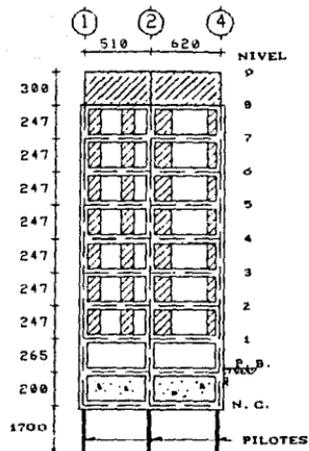


FIGURA 15. CORTE EJE-A. EDIFICIO LRM-02.

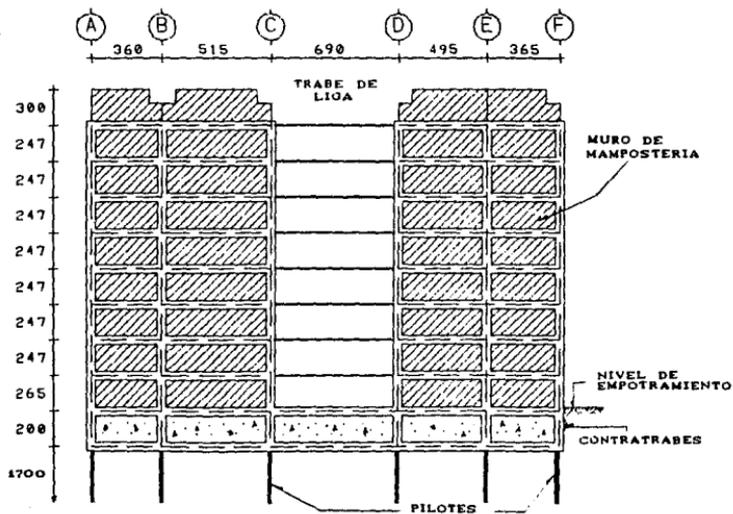


FIGURA 16. CORTE EJE-I. EDIFICIO LRM-02

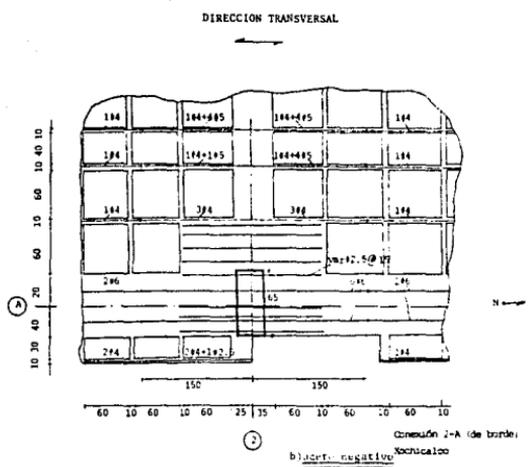
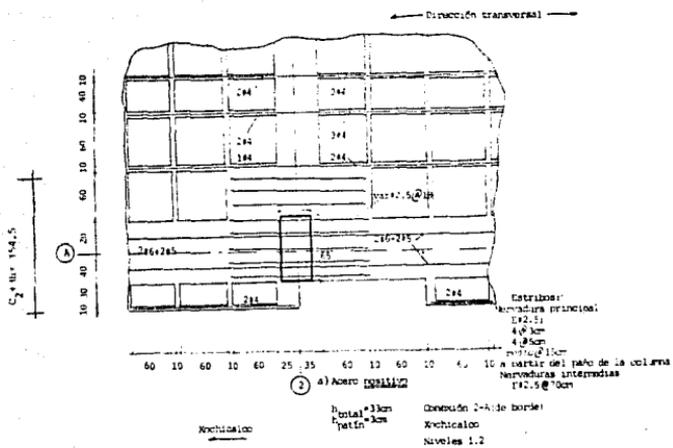


FIGURA 17. ARMADO TIPO. CONEXION DE BORDE LOSA PLANA-COLUMNA, DIRECCION N-S, EDIFICIO LRO8-02.

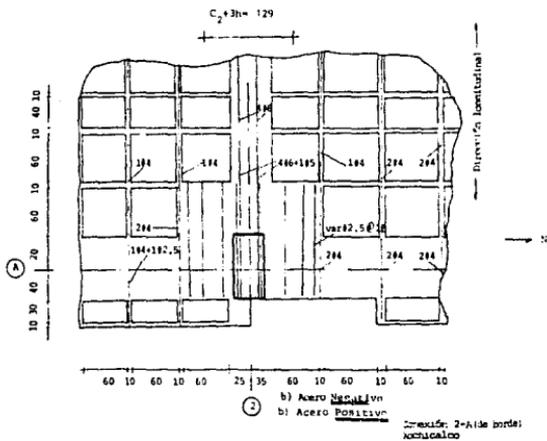
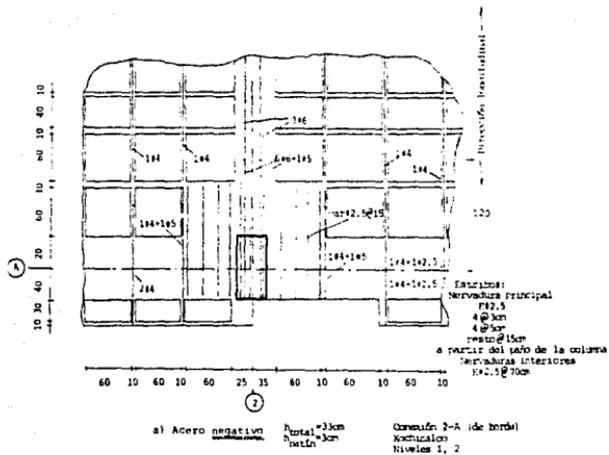


FIGURA 18. ARMADO TIPO. CONEXION DE BORDE LOSA PLANA-COLUMNA. DIRECCION E-W. EDIFICIO LR08-02.