



300.615  
MAY 9 1995  
2ej

**UNIVERSIDAD LA SALLE**

**ESCUELA DE INGENIERIA**  
**CON ESTUDIOS INCORPORADOS A LA U. N. A. M.**

**REESTRUCTURACION SISMORRESISTENTE DE UN  
EDIFICIO EN EL DISTRITO FEDERAL.**

**TESIS PROFESIONAL**  
**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE**  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A :**  
**JUAN JOSE MADERO SANTOSCOY**

**ASESOR DE TESIS:**

**Ing. Gerardo Pastrana Mondragón**

**MEXICO, D. F.**

1995

**FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

A ti Señor, por la oportunidad que me has dado, en poder ver y disfrutar la culminación de mis estudios, y por permitirme seguir adelante día con día.

A mis papás

José y Gabriela

Por su confianza, comprensión y consejos, a ustedes dedico esta obra como muestra del Amor, Agradecimiento, Admiración y Respeto que les tengo.

A Mary Carmen

Por tu amor, apoyo, comprensión y sobre todo paciencia.

A mis hijas

Melissa y Pamela

Que son la fuente de mi energía, con todo mi amor.

A mi hermana

Dabie

Con todo cariño.

A mis abuelitos

Joselina, Abel y Lolita

En su recuerdo y la imagen que guardo de ellos, ya que me hubiera gustado darles esta satisfacción.

Al abuelo José

Vá por ti, promesa cumplida.

A mis tíos cuñados y primos

Con cariño, respeto y profundo agradecimiento.

A mis compañeros, colaboradores y amigos.

A mi amigo Agustín

A todas aquellas personas que me han ayudado especialmente a los Ing.  
Berardo Pastrama M. y Javier Riba por el apoyo desinteresado.

## INDICE

	Página
INTRODUCCION	1
<b>CAPITULO I.- ANTECEDENTES SÍSMICOS</b>	<b>3</b>
a) Sismos en D.F.	8
b) Daños en estructuras	11
c) Consideraciones sobre el comportamiento sísmico de las estructuras en el D.F.	29
<b>CAPITULO II.- CIMENTACIONES</b>	<b>43</b>
a) Suelos en el D.F.	45
b) cimentaciones en suelos arcillosos	52
<b>CAPITULO III.- DESCRIPCION DEL EDIFICIO POR REESTRUCTURAR</b>	<b>54</b>
a) Aplicación del Reglamento de Construcciones del D.F. al edificio.	56
b) Criterio de reestructuración del edificio	70
<b>CAPITULO IV.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO</b>	<b>74</b>
a) Recimentación	76
b) Reestructuración	90
<b>CAPITULO V.- PRECIOS UNITARIOS</b>	<b>98</b>
a) Comentarios.	141
RESUMEN FOTOGRÁFICO.	147
CONCLUSIONES	156
BIBLIOGRAFIA	158

## INTRODUCCIÓN

El hombre por lo general acostumbra recordar lo que parece agradable, de esta manera forma sus recuerdos de su grato pasado con el fin de revivirlos, para sí o con los demás, en un presente cualquiera; existen también otra clase de recuerdos que el hombre prefiere en su afán por aprender y enseñar a los demás el camino a seguir en nuestro paso por el mundo. Este es uno de esos casos.

La idea de elaborar este trabajo surgió con el propósito de ofrecer tanto a los especialistas como a todos los compañeros en general, una referencia de la experiencia obtenida en la realización del mismo, así como una guía para desarrollar trabajos semejantes, ya que sin profundizar en ninguna de las especialidades inherentes, se ofrece sin embargo, la información necesaria tanto de Mecánica de Suelos, como de Diseño Estructural que sirvió de apoyo para la recimentación de la Central Magdalena. También se describe el proceso constructivo.

En el capítulo I se tratan los antecedentes sísmicos, con el objeto de familiarizar al lector con el tema a tratar, referido al territorio mexicano y en el inciso a), hago mención más detallada al Distrito Federal; en el inciso b) se trata acerca de los daños principales que se presentan en las estructuras; en el inciso c) se desarrolla un tema sobre el comportamiento sísmico de las estructuras en el D.F.

En el capítulo II describo brevemente los tipos de cimentaciones en general y entro al tema de los suelos en el Distrito Federal y en el inciso b) hablo sobre las cimentaciones en suelos arcillosos.

El capítulo III trata sobre el edificio por reestructurar y se hace la referencia directa sobre el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, así como el criterio para llevar a cabo la aplicación del mismo.

El capítulo IV describe brevemente el procedimiento constructivo en sus diversas etapas como son: trabajos preliminares, recimentación, refuerzo de la superestructura y acabados.

Se incluye un capítulo que trata sobre los costos, el cual está ampliamente fundamentado en la experiencia con rendimientos reales, recopilados directamente del campo.

Complemento este trabajo con un capítulo de experiencias que nos pudieran servir como recomendaciones generales.

Tengo la plena seguridad de que este trabajo será de gran utilidad para aquellos que sigan el camino de la edificación y en general quienes estén en el campo de la construcción.

## C A P I T U L O I

### ANTECEDENTES SÍSMICOS.

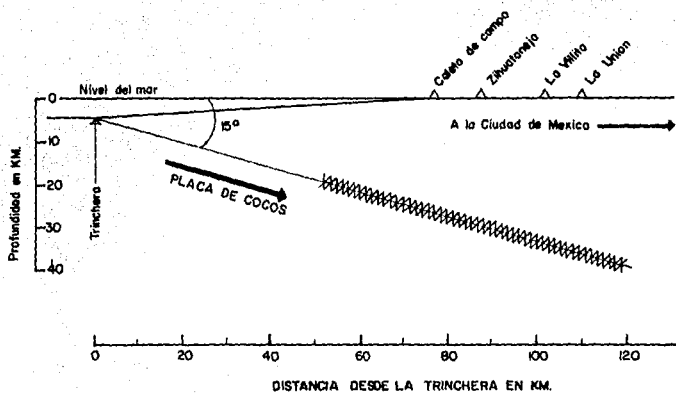
La mayor parte de los temblores de tierra que afectan a la Ciudad de México son ocasionados por subducción de las placas de Cocos y de Rivera, (fig. No.1) que constituyen el fondo del Océano Pacífico las que se introducen por debajo de la placa Norteamericana. La frontera entre las placas Rivera y de Cocos cruza la costa mexicana en las cercanías de Manzanillo. La Placa de Rivera comparativamente pequeña, penetra bajo el estado de Jalisco con una velocidad relativa de unos 2.5 cm. por año, mientras que la velocidad de la Placa de Cocos respecto al México continental, que se encuentra en la Placa de Norteamérica, crece alrededor de unos 5 cm. por año en las proximidades de Manzanillo a unos 8 cm. por año cerca de Tehuantepec.

Entre 1900 y 1985 ha habido en el país treinta y cuatro eventos sísmicos de magnitud (Ms) mayor o igual que 7.0, ocho de los cuales han alcanzado o excedido una magnitud de 7.9 el terremoto del 19 de septiembre de 1985 (Ms = 8.1) es probablemente el segundo más intenso del siglo, superado únicamente, tal vez, por el sismo de Jalisco de 1932, cuya magnitud se ha estimado en 8.4. En el siglo XIX, de acuerdo con la escasa información con que se cuenta, no hubo ningún temblor de tierra de magnitud mayor de 7.9. (fig. No.2)

La mayor parte de los grandes terremotos mexicanos producidos por subducción han sido eventos múltiples; el día 19 de septiembre de 1985 no fue una excepción, la ruptura entre las Placas de Cocos y de Norteamérica se inició a las 7:17 horas de esa mañana, y fue seguida por un segundo sub-evento que comenzó 27 segundos después. Esto hace difícil definir con precisión las coordenadas focales porque, además, la ruptura abarcó un área de unos 70 por 70 km.; sin embargo, puede considerarse que el foco estuvo a unos 400 km. al Sw de la Ciudad de México, a 18 km. de profundidad. La magnitud del evento compuesto fue de 8.1.

Después del temblor hubo un pequeño número de réplicas, de las que sólo una, 36 horas después del evento principal, tuvo importancia, su magnitud fue de 7.5, y el área de ruptura estuvo situada al este del segundo sub-evento del día anterior, a unos 340 km. de la Ciudad de México, a pesar de su magnitud relativamente alta. Su menor distancia focal, y el hecho de que encontró edificios severamente debilitados por el terremoto del día anterior, no ocasionó daños adicionales importantes.





Corte vertical esquemático de la subducción de la placa de cocos bajo la placa Americana. La línea gruesa corresponde a una zona fracturada.

FIG. 1

CATALOGO DE SISMOS  
MEXICANOS (MS 7.0),  
DE 1808 A 1986  
RECOPIADO POR  
HOHN G. ANDERSON).

EVENTO No.	FECHA	HORA	LATITUD °N	LONGITUD °W	PROFUNDIDAD (Km)	M
1	25 Marzo 1806		18.9	-103.8	desconocida	7.5
2	31 mayo 1818		19.1	-103.6	desconocida	7.7
3	4 mayo 1820		17.2	-99.6	desconocida	7.6
4	22 nov. 1837		20.0	-105.0	desconocida	7.7
5	9 marzo 1845		16.6	-97.0	desconocida	7.5
6	7 abril 1845		16.6	-99.2	desconocida	7.9
7	5 mayo 1854		16.3	-97.6	desconocida	7.7
8	19 junio 1858		19.6	-101.6	desconocida	7.5
9	3 oct. 1864		18.7	-97.4	desconocida	7.3
10	11 mayo 1870		15.8	-96.7	desconocida	7.9
11	27 marzo 1872		15.7	-96.6	desconocida	7.4
12	16 marzo 1874		17.7	-99.1	desconocida	7.3
13	11 feb. 1875		21.0	-103.8	desconocida	7.5
14	9 marzo 1875		19.4	-104.6	desconocida	7.4
15	17 mayo 1879		18.6	-98.0	desconocida	7.0
16	19 julio 1882		17.7	-98.2	desconocida	7.5
17	3 mayo 1887		31.0	-109.2	desconocida	7.3
18	29 mayo 1887		17.2	-99.8	desconocida	7.2
19	6 sept. 1889		17.0	-99.7	desconocida	7.0
20	2 dec. 1890		16.7	-98.6	desconocida	7.2
21	2 nov. 1894		16.5	-98.0	desconocida	7.4
22	5 junio 1897		16.3	-95.4	desconocida	7.4
23	24 enero 1899	23:43:00	17.1	-100.5	desconocida	7.5
24	20 enero 1900	6:33:30	20.0	-105.0	superficial	7.4
25	16 mayo 1900	20:12:00	20.0	-105.0	superficial	6.9
26	14 enero 1903	1:47:36	15.0	-98.0	superficial	7.7
27	15 abril 1907	6:08:06	16.7	-99.2	superficial	7.7
28	26 marzo 1908	23:03:30	16.7	-99.2	superficial	7.7
29	27 marzo 1908	3:45:30	17.0	-101.0	superficial	7.0

EVENTO No.	FECHA	HORA	LATITUD °N	LONGITUD °W	PROFUNDIDAD (Km)	M
30	30 julio 1909	10:51:54	16.8	-99.9	superficial	7.3
31	31 julio 1909	18:43:10	16.6	-99.5	superficial	6.9
32	7 junio 1911	11:02:42	17.5	-102.5	superficial	7.7
33	16 dic. 1911	19:14:18	16.9	-100.7	50	7.6
34	19 nov. 1912	13:55:07	19.9	-99.8	80	7.0
35	2 junio 1916	13:59:24	17.5	-95.0	150	7.1
36	21 nov. 1916	6:25:24	18.0	-100.0	superficial	7.0
37	29 dic. 1917	22:50:20	15.0	-97.0	superficial	6.9
38	22 marzo 1928	4:17:03	16.2	-95.5	superficial	7.5
39	17 junio 1928	3:19:28	16.3	-96.7	superficial	7.8
40	4 ago. 1928	18:28:17	16.8	-97.6	superficial	7.4
41	9 oct. 1928	3:01:08	16.3	-97.3	superficial	7.6
42	15 enero 1931	1:50:40	16.1	-96.6	superficial	7.8
43	3 junio 1932	10:36:52	19.8	-104.0	superficial	8.2
44	18 junio 1932	10:12:10	19.5	-103.5	superficial	7.8
45	30 nov. 1934	2:05:16	19.0	-105.3	superficial	7.0
46	26 julio 1937	3:47:11	18.4	-96.4	85	7.3
47	23 dic. 1937	13:17:58	17.1	-98.1	superficial	7.5
48	15 abril 1941	19:09:51	16.8	-102.9	superficial	7.7
49	22 feb. 1943	9:20:45	17.6	-101.1	superficial	7.5
50	6 enero 1948	17:23:36	17.0	-98.0	80	7.0
51	6 enero 1948	17:25:58	17.0	-96.0	80	7.0
52	14 dic. 1950	14:15:50	17.2	-98.1	superficial	7.1
53	28 julio 1957	8:40:10	17.1	-99.1	superficial	7.5
54	11 mayo 1962	14:11:57	17.2	-99.6	40	7.0
55	19 mayo 1962	14:58:10	17.1	-99.6	33	6.7
56	6 julio 1964	7:22:13	18.3	-100.4	100	7.4
57	23 ago. 1965	19:46:02	16.3	-95.8	28	1.7
58	2 ago. 1968	14:08:44	16.6	-97.7	40	1.0
59	30 enero 1973	21:01:18	18.4	-103.2	32	7.3
60	28 ago. 1973	9:50:39	18.3	-96.5	82	7.1
61	20 nov. 1978	10:52:47	15.6	-96.8	20	7.6
62	14 marzo 1979	11:07:11	17.3	-101.4	30	7.4
63	25 oct. 1981	3:22:13	17.7	-102.2	20	7.1
64	7 junio 1982	6:52:34	16.3	-98.4	15	6.7
65	7 junio 1982	10:59:40	16.4	-98.5	20	6.8
66	19 sept. 1985	13:17:50	18.3	-102.7	25	8.1
67	21 sept. 1985	1:37:14	17.8	-101.7	25	7.3
68	30 abril 1986	7:07:18	18.4	-103.0	23	7.0

Los registros del temblor obtenidos en la Ciudad de México variaron enormemente según el tipo de terreno en el que estaban colocados los aparatos en la Ciudad Universitaria situado sobre roca volcánica que se apoya en varios cientos de metros de material denso, en el que predomina la arena, se presentaron aceleraciones máximas del orden de 3.5. por ciento de la gravedad en la dirección horizontal, y 2 por ciento de la gravedad en la vertical, éste nivel de aceleraciones y el tipo de movimiento del suelo registrado no es excepcional para un evento de la magnitud y a la distancia del que nos ocupa.

En cambio, en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a menos de 10 km. de la Ciudad Universitaria, pero en un suelo compuesto en su parte superior, por mas de 40 mt. de arcilla limosa muy deformable, de origen lacustre, se registró un temblor muy diferente. Los movimientos verticales fueron semejantes a los de la Ciudad Universitaria, pero los horizontales tuvieron una aceleración máxima de 20 por ciento de la gravedad y consistieron en un gran número de ciclos con período casi constante, cercano a los 2 seg.

Dada la magnitud del terremoto y su distancia focal, las amplitudes de los movimientos de tierra en el Valle de México, en la zona de los antiguos lagos, fueron anormalmente grandes. también lo fue el alto contenido de energía en la cercanía de los 2 seg.. Por ejemplo, se estima que las aceleraciones alcanzaron valores cerca de tres veces mayores que las de 1957, y el record obtenido en un sismógrafo el 19 de septiembre muestra eventos que exceden 3.5 veces las registradas por el mismo aparato el día 20, cuando que tomando como base las magnitudes y distancias focales de los dos eventos la relación entre amplitudes no debería de haber excedido de 1.5 . Estas anomalías ilustran la pronunciada amplificación en la velocidad de los dos segundos y la excepcional regularidad y duración del movimiento (mas de 3 minutos de vibraciones perceptibles del suelo).

### **a) Sismos en el Distrito Federal.**

En la Ciudad de México, se han presentado entre 1806 y 1986, 68 sismos registrados, de los cuales el ocurrido el 19 de septiembre de 1985, es el que mayores repercusiones ha tenido, por lo tanto es al que me voy a referir en el presente trabajo. (fig. 2)

La mañana del 19 de septiembre la Ciudad de México fue sacudida por un sismo de intensidad excepcional e inesperada, que causó gran destrucción y la pérdida de varios miles de vidas. Cerca de quinientas construcciones sufrieron colapso total o parcial y muchas más experimentaron daños de diversos grados de importancia; buen número de ellas tuvo que ser demolido posteriormente.

La intensidad del sismo fue mucho mayor, y sus características mucho más destructivas, que las de cualquier otro terremoto sufrido por la ciudad con anterioridad. Los daños en edificios fueron mucho más extensos; su concentración en ciertas zonas demuestra, una vez más, la gran importancia que tiene el suelo en las características de ondas sísmicas que se propagan a través de él y en la respuesta de los edificios.

Los túneles y estaciones subterráneas del metro sufrieron daños insignificantes y de fácil reparación, la mayor parte del sistema del drenaje permaneció intacta, lo que no sucedió con la red de agua potable; las tuberías principales se rompieron en varias docenas de secciones, y hubo más de 7,000 fracturas en la red secundaria.

Todas las calles eran transitables después del sismo, excepto en los lugares en que estaban obstruidas por edificios colapsados, sin embargo, en varios lugares, en las zonas en que el movimiento de tierra fue más intenso, aparecieron grietas y deformaciones permanentes que sugieren ondas superficiales. Hubo varios casos de rieles para tranvías, levantados y retorcidos, así como fenómenos similares en el pavimento de calles y en banquetas.

Las estructuras colapsadas o con daños importantes fueron de diversos tipos, construidos en épocas muy diferentes. muchas de ellas habían resistido otros sismos, incluyendo el de 1957, sin daños aparentes; otras fueron reforzadas después de eventos sísmicos anteriores. Es probable que en algunas fallas haya influido el deterioro ocasionado por temblores de tierra anteriores, por hundimientos diferenciales de sus cimentaciones, comunes en la Ciudad de México, o por una combinación de ambos factores.

Los registros instrumentales que se obtuvieron del temblor señalan no sólo gran intensidad, sino también otras características que lo hicieron especialmente destructivo, como su gran duración y el elevado número de ciclos con periodo casi constante.

En terrenos duros y relativamente firmes se registraron aceleraciones horizontales máximas comprendidas entre 1 y 4 por ciento de la gravedad; los daños experimentados por los edificios construidos en esos terrenos, que constituyen la zona I, de acuerdo con al clasificación del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal, fueron prácticamente nulos. En cambio en la proximidad el edificio principal de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, ubicado en terreno altamente compresible, correspondiente a la zona III, según la misma clasificación, la aceleración máxima del suelo alcanzó 20 por ciento de la gravedad.

Los registros muestran un período notoriamente dominante de 2.0 segundos, y el 50% de la aceleración máxima se excedió 21 veces. El espectro de respuesta calculado partiendo del registro del temblor muestra que los edificios con período fundamental de vibración de alrededor de 2 segundos y amortiguamiento de 5 % del crítico (más grande que el de muchas construcciones reales) quedaron sometidos a aceleraciones horizontales algo mayores que la gravedad.

Las aceleraciones máximas registradas son las de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, pero no cabe duda de que el temblor fue todavía más intenso en otras zonas de la ciudad, en las que la destrucción fue todavía más grave. Desgraciadamente no se cuenta con instrumentos en el Hospital General, en Fray Servando Teresa de Mier y San Antonio Abad, en las Colonias Juárez y Roma, en la zona del monumento a la Revolución, en la unidad habitacional Nonoalco-Tlatelolco. ni siquiera operaron los dispositivos de la Torre Latinoamericana, que hubiesen permitido establecer comparaciones de enorme interés entre éste temblor y el de 1957.

Las aceleraciones registradas en cualquier tipo de terreno de la Ciudad de México desde 1959 hasta antes de septiembre de 1985 no habían excedido nunca de 3.4 % de la gravedad. En el sismo del 14 de marzo de 1979, que ocasionó el colapso total de dos edificios de la Universidad Iberoamericana, la aceleración máxima registrada en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes fue de 3.4 % de la gravedad, casi seis veces menor que el 19 de septiembre de 1985, y la aceleración máxima absoluta que hubiesen sufrido los edificios con período de vibración alrededor de dos segundos, si su

amortiguamiento fuese nulo, habría sido de 60 % de la gravedad, contra 360 % de la gravedad con amortiguamiento nulo, en septiembre de 1985. Las aceleraciones máximas registradas en marzo de 1979 en los sótanos de los edificios de Atizapán, del conjunto Nonoalco-Tlatelolco, y del segundo edificio de la Lotería Nacional, ambos situados en zonas de gran destrucción en el terremoto de 1985, fueron de 5.7 y 5.6 % de la gravedad, respectivamente; desgraciadamente esos edificios ya no están instrumentados.

## **b) Daños en Estructuras.**

Los edificios que sufrieron el mayor número relativo a colapsos o daños muy importantes fueron los de altura comprendida entre siete y quince pisos, lo que indica la presencia de fenómenos de resonancia, ocasionados por la coincidencia entre los periodos de vibración de las arcillas del valle y los de las estructuras de este número de niveles desplantadas en ellas. El período natural de las construcciones de altura media correspondió a aceleraciones espectrales elevadas, y creció hacia zonas de ordenada espectral todavía mayor al ocurrir daños estructurales y en elementos de relleno que hicieron que disminuyera su rigidez lateral esto provocó sollicitaciones de intensidad creciente, que condujeron, en ocasiones, al colapso. En cambio, las construcciones de menor altura, que son con mucho las más numerosas en la zona afectada, y los edificios coloniales, también abundantes, tienen periodos fundamentales muy inferiores a los del suelo, por lo que se vieron sujetos a efectos mucho menores que los edificios más altos, también fue notable el buen comportamiento de las construcciones de gran altura, cuyos periodos fundamentales exceden ampliamente a los dominantes del terreno.

Algunas fallas, sobre todo de construcciones esbeltas, sugieren desplazamientos laterales muy grandes, que ocasionaron aumentos significativos en los momentos flexionantes en la parte inferior del edificio, producidos por las cargas verticales desplazadas lateralmente, es decir, el llamado "Efecto P-Delta" puede haber influido decisivamente en algunos casos.

También puso de manifiesto, en buen número de ocasiones, la importancia de la torsión producida por elementos no estructurales, la que propicio la falla de edificios de esquina con dos muros de lindero, en ángulo recto, y fachadas mucho menos rígidas en los otros dos lados.

Entre las causas principales de daños estructurales se han mencionado las siguientes:

Efectos de muros de relleno de mampostería. Muchos edificios altos, sobre todo los destinados a departamentos y a hoteles, tenían buena cantidad de muros de relleno de mampostería. En algunos casos se suponía que servían tan sólo como separaciones, mientras que en otros se les había asignado una función estructural y estaban adecuadamente colocados y reforzados con este fin.



En buen número de casos los muros de relleno fueron benéficos, y es probable que hayan evitado colapsos, protegiendo a los marcos, aunque ellos mismos se agrietan considerablemente. En otros, en cambio fueron responsables de la falla, ya fuese por tener una disposición muy asimétrica, como en los edificios de esquina, por que la falla de algunos, ocasionase torsiones que no existían originalmente, o porque modificasen mucho las rigideces de unos entrepisos con respecto a las de otros, ocasionando un entrepiso débil; ésta situación es típica de edificios de departamentos con estacionamiento en planta baja y en hoteles con grandes salones en esa planta; la disipación de energía debida a comportamiento inelástico tiene que presentarse casi exclusivamente en el primer piso, pues los muros hacen el resto de la construcción demasiado resistente para fluir; como una consecuencia, la demanda de ductilidad en las columnas del primer entrepiso es excesiva, y ocasiona una falla.

Golpeteo entre edificios adyacentes. En algunos casos sólo produjo daños locales menores; en otros ocasionó la falla de una o de las dos construcciones vecinas.

Cargas excesivas. En buen número de los inmuebles fallados o con daños severos se encontró que las cargas verticales excedían substancialmente a las de diseño. A veces las cargas muertas eran mayores que las especificadas, pero lo más frecuente fueron cargas vivas excesivas, ya fuese por un cambio en el uso del inmueble o por la existencia de archivos muy pesados, particularmente en los pisos superiores.

Efecto P-Delta. El efecto P-Delta parece haber sido un efecto significativo en los daños, y aún en el colapso, de varias estructuras.

Hundimientos diferenciales. no hay dudas sobre el efecto desfavorable de estos hundimientos, ya que se presentaron antes o durante el temblor. Los hundimientos producidos por el sismo, algunos espectaculares, pueden atribuirse a la disminución de la resistencia de los suelos al corte, ocasionada por muchos siglos de carga alternada; las cimentaciones sobre pilotes de fricción fueron particularmente susceptibles a éste fenómeno.

Daños ocasionados por temblores anteriores. Algunos edificios dañados en sismos anteriores no habían sido reparados, o las reparaciones fueron inadecuadas; esto pudo haber ocasionado algunas de las fallas. Durante sismos las estructuras, sobre todo las de concreto, sufren un deterioro progresivo, aunque no haya daños aparentes, lo que también puede llevar eventualmente al colapso.

Columnas cortas. Las columnas restringidas en parte de su longitud por muros bajos o por pretilas resultan demasiado resistentes en flexión, en comparación con su capacidad para soportar fuerza cortante. Esto propició fallas frágiles en tensión diagonal.

Losas planas aligeradas. Hubo un número importante de fallas en estructuras con losas planas aligeradas, debido a que son muy flexibles ya que tienden a hacer que toda la ductilidad se desarrolle en las columnas; además, en algunos casos las resistencias al corte y a la penetración, al rededor de los apoyos, resultaron insuficientes.

La mayoría de los problemas graves en edificios con estructura de concreto se debió a la falla de las columnas por compresión excéntrica, tensión diagonal o una combinación de ambas. Parece que el acero de las trabes y de las losas planas no fluyó, de manera que no se presentó el comportamiento dúctil supuesto en el diseño, que se basa en la formación de articulaciones plásticas en las trabes. Las fallas de columnas pueden atribuirse al deterioro del material bajo el gran número de ciclos de carga que ocasionó un temblor de la duración excepcional del de 1985. En muchos casos influyó también en las fallas la escasez de estribos y la concentración excesiva del acero de refuerzo longitudinal, colocado en las esquinas formando paquetes.

Entre las causas principales de colapso o daños severos en edificios con estructura de acero se han identificado las siguientes:

Pandeo local o fractura en vigas de alma abierta. El pandeo, elástico o inelástico, de miembros comprimidos, ocasiona una disminución de resistencia repentina, similar a la que se presenta en una falla frágil. Por otro lado, el control de calidad en ángulos pequeños, del tipo de los que se emplean en el alma de las vigas, es con frecuencia defectuoso, lo que a veces lleva a fallas frágiles en tensión. Además, experiencias realizadas en los últimos años parecen indicar que hay una disminución importante de resistencia

en miembros sometidos a varios ciclos de tensión y compresión alternas.

Pandeo o ruptura del contraventeo. Muy esbelto, de algunas estructuras antiguas.

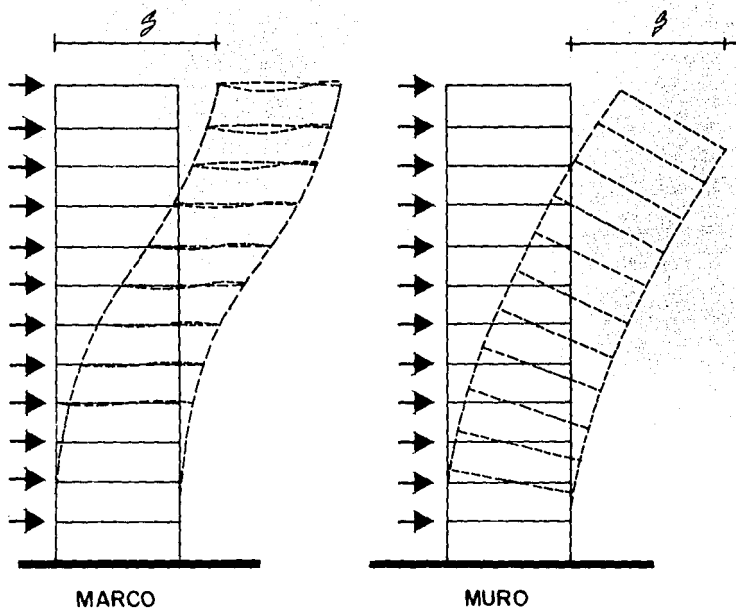
Fallas de relleno en estructuras viejas, que no estaban diseñadas por sismos, y cuya resistencia ante fuerzas laterales provenía de esos muros. Este tipo de carga se presentó en muchos casos, seguramente, en edificios que habían sido modernizados quitándoles muros, sin reponer su rigidez lateral.

Se han descrito las fallas estructurales más características y numerosas; sin embargo, al evaluarlas ha de recordarse que las razones principales del gran número de edificios colapsados o con daños importantes, fueron la excepcional intensidad y larga duración del sismo en zonas de la ciudad en las que los movimientos del terreno fueron amplificados de manera extraordinaria por las características de vibración de los estratos de terreno blando que componen los antiguos lagos, los que resultaron particularmente sensibles a los periodos dominantes del movimiento transmitido por el terreno firme subyacente.

La evidencia de los registros instrumentales disponibles indica que los edificios situados en una amplia zona de la ciudad se vieron sometidos a sollicitaciones muy superiores a las especificadas en el reglamento de construcciones vigente en la fecha del terremoto; la mayoría de las fallas mencionadas no se habría presentado bajo las sollicitaciones para las que se hizo el diseño.

Particularidades del diseño sísmico. La incertidumbre en la respuesta de las edificaciones ante sollicitaciones sísmicas son y serán siempre, mucho mayores que las de la mayoría de los problemas de diseño estructural, y de ahí ha provenido la necesidad de efectuar cambios en los métodos de diseño cada vez que un nuevo temblor hace que aumenten nuestros conocimientos. Algunos de los aspectos principales por los que el diseño sísmico es diferente, y mucho más complicado, que el diseño estructural ante otras sollicitaciones, son las siguientes:

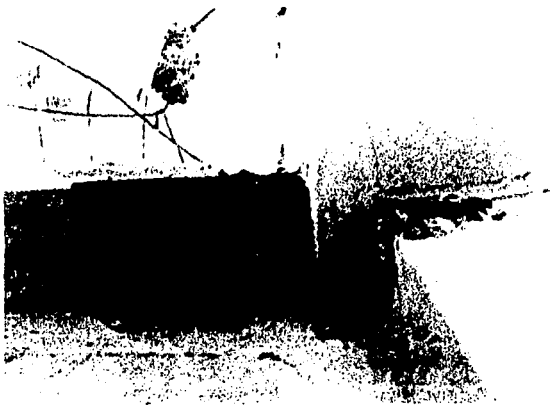
La magnitud y demás aspectos significativos de las sollicitaciones sísmicas dependen, en buena parte, de las características propias de la



**DEFORMACIONES DE MARCOS Y MUROS, SOMETIDOS A FUERZAS LATERALES (EFECTO P DELTA)**

FIG. 4

**FALLA DE ORIGEN**

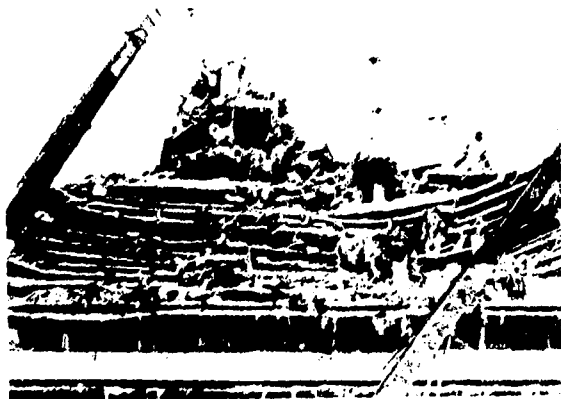


FALLAS EN TRABES POR CORTANTE



FALLAS EN TRABES POR COMPRESION  
(FIG.5)

FALLA DE ORIGEN



FALLAS EN LOSAS ALIGERADAS.



FALLAS EN LOSAS ALIGERADAS.  
(FIG.6)

17

FALLA DE ORIGEN

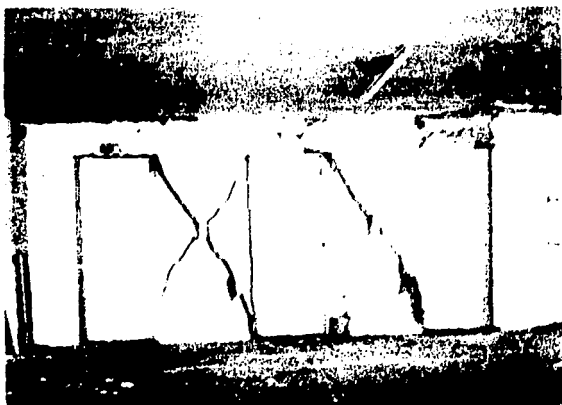


FALLAS EN COLUMNAS.



FALLAS EN COLUMNAS.  
(FIG.7)

FALLA DE ORIGEN



FALLAS EN MUROS.



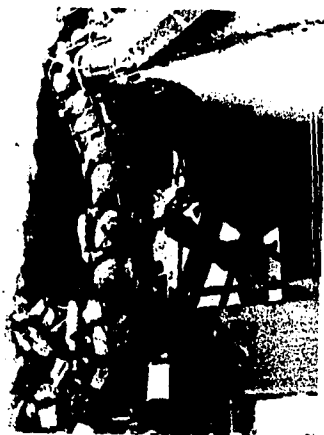
FALLAS EN MUROS.  
(FIG.8)

FALLA DE ORIGEN





FALLA DE PAQUETE DE VARILLAS EN COLUMNAS.



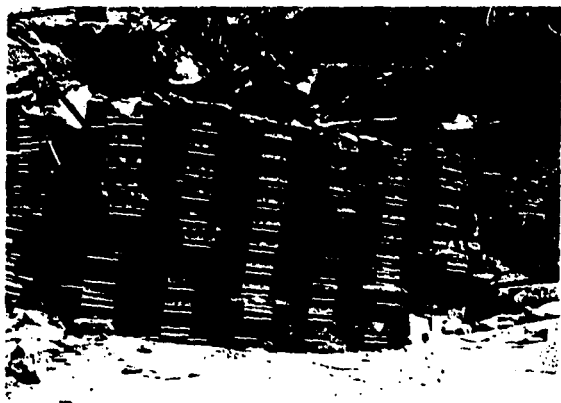
DAÑOS EN COLUMNAS POR GOLPETEO CON VECINOS.  
(FIG.9)

20

FALLA DE ORIGEN



DAÑOS EN COLUMNAS POR GOLPETEO CON VECINOS.



SOBRECARGAS EN EDIFICIOS.  
(FIG.10)

21

FALLA DE ORIGEN

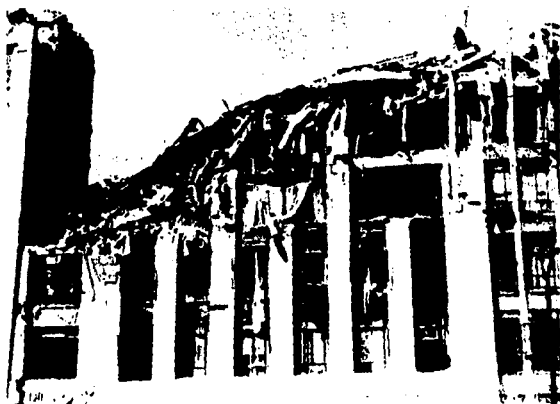


FALLA EN NIVEL INTERMEDIO.



SOBRECARGAS EN EDIFICIOS.  
(FIG.11)

FALLA DE ORIGEN



EDIFICIO EN ESQUINA DAÑADO POR EL SISMO.



EDIFICIO EN ESQUINA DAÑADO POR EL SISMO.  
(FIG.12)

construcción, no solo de la estructura en si, si no de los sistemas de piso, muros, escaleras, y otros elementos aparentemente no estructurales.

Esto no se refleja en el diseño estático y solo en parte en el dinámico pues, necesariamente, el modelo matemático que se analiza es una representación muy simplificada del edificio real.

Debe haber concordancia entre la rigidez y la resistencia de todos los elementos estructurales o no, pues los mas rígidos "atraen" una parte mayor de la fuerza sísmica, y fallan si no pueden resistirla.

La construcción ha de planearse, diseñarse, detallarse y realizarse de manera que todos los elementos que la constituyen trabajen en conjunto.

Han de evitarse torsiones excesivas, y separar unos edificios de otros, o los distintos cuerpos de cada uno de ellos de manera que no se golpeen durante los temblores.

Deben eludirse las construcciones con periodos naturales de vibración cercanos a los del terreno en que se construyen.

El refuerzo de una parte de la estructura puede ocasionar un debilitamiento del conjunto al cambiar las rigideces relativas, aumentar torsiones, introducir modificaciones en las características dinámicas y concentrar los efectos del sismo en elementos que tal vez no puedan resistirlo.

El problema más grave de la ingeniería sísmica es que no se conocen las solicitudes para las que han de diseñarse los edificios.

Esto es totalmente diferente de lo que sucede con las cargas verticales muertas o vivas, y bastante diferente de las fuerzas del viento, pues ciclones y huracanes son frecuentes y se sabe mucho de ello, mientras que los sismos intensos no lo son.

Estamos pues, obligados a construir en un entorno desconocido basándonos en lo poco que sabemos de lo que ha sucedido hasta ahora, pero sin saber casi nada de lo que puede suceder en el futuro y, además, sin que sea válido incrementar excesivamente los coeficientes sísmicos o los factores de seguridad, lo que llevaría a construcciones demasiado costosas y, tal vez, irrealizables.( VER FIGURAS 5 a 16 )

### **c) Consideraciones sobre el comportamiento sísmico de la estructura en el Distrito federal.**

Al revisar los conceptos más significativos del comportamiento ante sismos de las estructuras ubicadas en el centro de la Ciudad de México; se concluye que los criterios generales con los que se manejaba este fenómeno en el Reglamento para las construcciones de 1976, no han variado substancialmente en el nuevo reglamento; se objeta ésta situación y se proponen criterios de diseño de carácter cualitativo, que se consideran pueden mejorar substancialmente los comportamientos observados en las construcciones de la zona en cuestión, ante eventos sísmicos como los que típicamente ha ocurrido en el pasado.

Los avances de la ingeniería sísmica se dan a jalones, definidos por la ocurrencia de un gran sismo, generalmente de consecuencias nefastas, que pone de manifiesto diferencias, a veces importantes, entre el comportamiento real de las estructuras y aquel que teóricamente se prevería; así ocurre en todos los países que enfrentan éste problema y así ha ocurrido en México, donde en 1957 y en 1985 después de sendos macrosismos, ha sido necesario promulgar nuevos reglamentos para la construcción de edificios, que pretendan reflejar nuevas experiencias adquiridas y establecer disposiciones que eviten, en el futuro, los daños más graves observados.

Los sismos de 1985 en la Ciudad de México hicieron ver que el reglamento para construcciones en el Distrito Federal, entonces en vigor, subestima de manera importante la intensidad sísmica que para éste tipo de movimientos del suelo cabe esperarse en el centro de la ciudad; en teoría, todas las construcciones bien diseñadas de acuerdo con el reglamento, podrían haberse desplomado.

Se subestimaba también la importancia de aspectos de carácter cualitativo en relación con las características de altura, regularidad y simetría de estructuras, aspectos que fueron, sin duda, definitivos en su comportamiento; se subestima la importancia del amortiguamiento estructural, se subestima en fin, la influencia del tipo de cimentación en la respuesta de la estructura.

El nuevo Reglamento toma en cuenta éstos factores, su aplicación conduce a estructuras notablemente mas resistentes, pero mantiene substancialmente los criterios tradicionales, aún para la zona del lago,

en el centro de la Ciudad de México, en que el comportamiento de algunas construcciones no parece haberse ajustado suficientemente a ellos.

Conviene revisar los factores que han demostrado influir más en la respuesta de las estructuras ante la acción sísmica y los criterios con que se han manejado.

**Periodo de Vibración.** El suelo del centro de la Ciudad de México, constituido por una serie de estratos arcillosos extraordinariamente deformables que descansan, a distintas profundidades, en depósitos mucho más rígidos, en una estructura que en amplias zonas, vibra con un período natural cercano a los dos segundos.(fig. No.17).

Cuando esa estructura se ve excitada por vibraciones que tienen también un período natural dominante de aproximadamente dos segundos, como es el caso de las que ocurren como resultado de los sismos que originados en la costa del Pacífico, se hacen sentir en la Ciudad de México, se entra a una condición cercana a la resonancia produciéndose amplificaciones muy notables del movimiento que originalmente llega y que dan lugar, en la superficie del terreno, a amplitudes y aceleraciones de gran magnitud. Aquellos edificios que, colocados sobre este terreno, tengan también un período fundamental de vibración similar al del suelo, amplifican aún más el movimiento llegándose a condiciones que, en ciertos casos, difícilmente pueden ser registrados por ellos aún en el caso de que cuenten con resistencias notablemente mayores a las que son usuales.(fig. No.18).

Esta amplificación no se presenta en construcciones bajas y rígidas que se mueven con el suelo, ni en edificios de gran altura menores que las del propio terreno; si se presenta en edificios de altura mediana, es decir, de los que tienen de seis a quince pisos, como es el caso de las construcciones que se desplomaron en las áreas más afectadas durante los sismos de 1985 en la Ciudad de México. (fig. No.19)

Es ésta la razón por la que los edificios antiguos del centro de la Ciudad han soportado a través de los años, sin daños de mayor consideración, sismos similares a los de septiembre de 1985, éste es el caso del temblor de Madero de 1911, el de Jalisco de 1932, el del Ángel de 1957, entre otros, que con diferentes intensidades tipifican los fenómenos más dañinos para la Ciudad de México.

No se ha hecho, ni se hace aún, suficiente énfasis en éstos hechos, la diferencia entre el valor de las solicitaciones que puedan esperarse para unas construcciones y para otras es mucho mayor al que se conoce.

**Ductilidad.** Resistencia, rigidez y ductilidad, son tres propiedades de las estructuras y de los materiales que las constituyen, que influyen grandemente en su comportamiento ante la acción sísmica. En el símil simplista de la figura 6, pueden identificarse estos parámetros; muestra el comportamiento de una probeta a tensión; la prueba se realiza con dos aceros de distintas resistencias:  $P_{y1}$  y  $P_{y2}$ .

Las deformaciones  $\delta_{n1}$  y  $\delta_{n2}$  corresponden a la rotura; al actuar la solicitación  $P$  se presenta una deformación  $\delta$ ,  $(\delta - \delta_{y1})$  y  $(\delta - \delta_{y2})$  constituyen la demanda de ductilidad del sistema  $(\delta_{n1} - \delta_{y1})$  y  $(\delta_{n2} - \delta_{y2})$  representa la ductilidad disponible.

Es evidente que la demanda de ductilidad debe ser menor que la ductilidad disponible, concepto que, extrapolado a estructuras complejas ante la acción sísmica, es de excepcional importancia.

Grandes demandas de ductilidad implican la presencia de deformaciones importantes y, por tanto, daños estructurales notables; si éstos se quieren reducir será necesario aumentar la resistencia, ya que cuanto mayor es ésta, menor será la demanda de ductilidad. si la resistencia se reduce deberá contarse con suficiente ductilidad disponible, en caso contrario la falla sobreviene. Demandas excesivas de ductilidad propiciadas por estructuraciones poco apropiadas, han sido la causa directa de gran cantidad de colapsos.

La rigidez, medida por el módulo de elasticidad, permite controlar las deformaciones dentro de ciertos límites y regula el período de vibración de las estructuras y, en consecuencia, el valor de las fuerzas sísmicas que ocurren.

Las propiedades mencionadas se modifican cuando sobre la estructura actúan solicitaciones dinámicas con ciclos consecutivos de carga y descarga, disminuyendo, a veces en forma apreciable, aún en ciclos de histéresis correspondientes a especímenes cuidadosamente elaborados. En estructuras reales, el deterioro que los primeros ciclos de carga producen, puede ocasionar comportamientos muy distintos a los previstos inicialmente. Las estructuraciones deberán detallarse y construirse de modo que este efecto no sea demasiado nocivo.





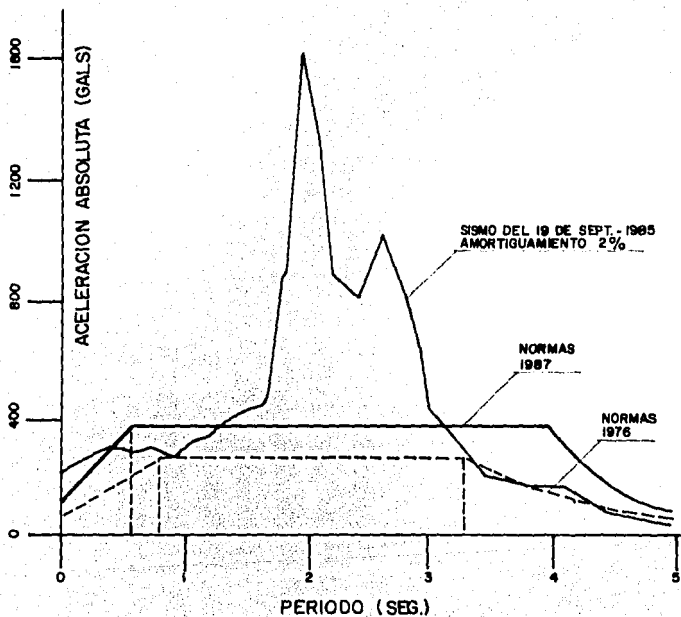
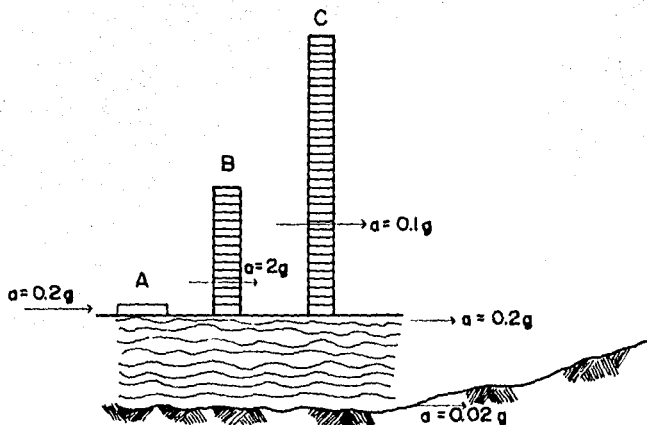


FIG. 18

ESPECTROS COMPARATIVOS

FALLA DE ORIGEN



### COMPORTAMIENTOS ESTRUCTURALES TIPICOS

- A.- MONUMENTOS COLONIALES, ALCANZAN ACELERACIONES SIMILARES A LAS DEL SUELO
- B.- EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA; AMPLIFICAN LA ACELERACION DEL SUELO
- C.- EDIFICIOS ALTOS; AMINORAN LA ACELERACION DEL SUELO.

FIG. 19

La posibilidad de aceptar resistencias reducidas cuando se cuenta con la ductibilidad necesaria se reconoce en las normas de diseño, disminuyendo los valores obtenidos de los espectros de aceleración que se basan en hipótesis de comportamiento estructural elástico. Para definir esa reducción se usa el llamado método del factor de ductilidad que se ilustra en la fig. No.20.

Ese criterio, que manejaba el Reglamento de 76 y que sigue, substancialmente en vigor en la actualidad ha demostrado ser peligroso; pedir ductilidad para poder reducir la resistencia de una construcción es una condición que en muchos casos resulta difícil de lograr y cuando no se logra puede provocar fallas prematuras; más sano sería el criterio inverso, incrementar substancialmente la resistencia para requerir menos ductilidad y proporcionar ésta en la mayor proporción posible; la ductilidad tendría entonces como función lógica, la de proteger a la estructura ante la ocurrencia de acciones de intensidad inesperadamente grandes.

Amortiguamiento. La influencia del amortiguamiento en el valor de las aceleraciones espectrales es el de mayor importancia; las aceleraciones pueden adquirir valores muy altos en aquellos casos en que el amortiguamiento es pequeño. (fig. No.21)

No es posible establecer cuantitativamente el grado de amortiguamiento de una estructura por diseñarse, sólo en forma cualitativa y en función de lo que se ha medido en casos concretos, puede tenerse una idea de los valores que caben esperarse. Es claro, sin embargo, que debería garantizarse cierto grado de amortiguamiento en las estructuras reales, no es casual que una característica bastante común en las pocas estructuras de baja altura que tuvieron daños en los sismos pasados, haya sido el tener plantas abiertas y libres de elementos no estructurales.

No parece acertado manejar un concepto tan importante en el comportamiento dinámico de las estructuras como es el amortiguamiento de manera uniforme para todas las construcciones y fijarlo, como hace el Reglamento en forma un tanto arbitraria en 5% ; muchas estructuras, con pocos elementos no estructurales, tales como muros de relleno, pueden tener amortiguamientos sensiblemente menores y, por el contrario, otras pueden tenerlos mayores, la importancia práctica de despreciar éste hecho es clara si consideramos que las aceleraciones correspondientes a un amortiguamiento del 2 % pueden duplicar las que se presentarían con 5 % y triplicar las que

duplicar las que se presentarían con 5 % y triplicar las que correspondieran a 10 % .

Los edificios para Centrales de Teléfonos caen más bien en el rango de los poco amortiguados, por lo que pueden esperarse en ellos aceleraciones mayores a la que el Reglamento recomienda para el sismo de diseño; esta situación presente en el Reglamento de 76 sigue ahora todavía en vigor.

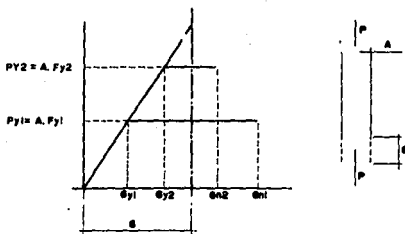
Torsión. El 42 % de los edificios que se desplomaron durante los sismos de septiembre de 85 eran de esquina. Este hecho da idea de la importancia del efecto de la torsión, normalmente presente en este tipo de construcciones. Las normas actuales lo reconocen estableciendo una excentricidad máxima del 20 % de la dimensión de la estructura a la que conviene buscar en las estructuraciones de edificios ubicados en la zona del lago de la Ciudad de México.

En el Reglamento de 76 no se ponía ningún límite a la excentricidad torsional de las fuerzas sísmicas, se especificaba simplemente la obligación de considerar una excentricidad accidental que incrementada la calculada. El comportamiento poco satisfactorio de las estructuras con torsión obligó a revisar estas normas; las normas de 87 son mucho más estrictas en este sentido, la excentricidad máxima se limita al 10 % de la dimensión de la planta en dirección normal al sismo a menos que el diseño se penalice incrementando las fuerzas cortantes calculadas en un 20 % adicionalmente se especifica que la excentricidad de diseño no sea menos de la mitad del máximo valor calculado para cualquiera de los pisos inferiores y que el momento torsionante en cualquier piso no sea menor que la mitad del que se calcule para cualquier piso encima de él. Sigue especificándose la excentricidad accidental de Reglamentos anteriores.

Se llama también la atención de la importancia que puede presentar la pérdida de resistencia de un elemento estructural que entra en el rango de comportamiento inelástico al provocar torsiones imprevistas.

Colindancias. El choque entre estructuras de distintas características fue frecuente en los sismos de 1985, muchas construcciones se vieron dañadas únicamente por este hecho. El nuevo Reglamento reconoce estos hechos exigiendo separaciones entre edificios substancialmente mayores a las

VARILLA DE ACERO SOMETIDA A CARGAS VARIANTES DE TENSION  
 PUEDE SER ACERO ESTRUCTURAL A-36 CON  $F_y = 2530 \text{ KG./CM}^2$   
 O ALTA RESISTENCIA CON  $F_y = 4200 \text{ KG./CM}^2$

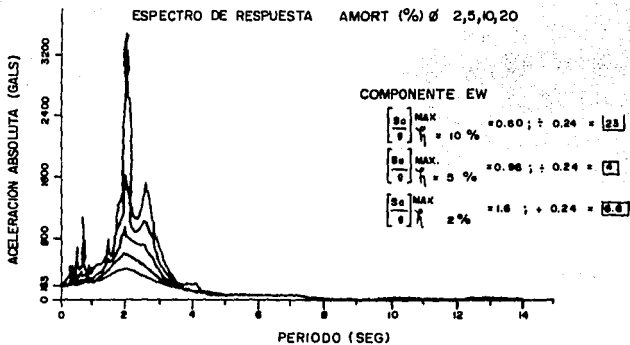


AL AUMENTAR LA RESISTENCIA SE ELEVA EL LIMITE DE FLUENCIA EL RANGO ELASTICO ES MAYOR Y LA DEFORMACION INELASTICA REQUERIDA ES MENOR

EL FACTOR DE DUCTILIDAD:  $M1 = \frac{e_{n1}}{e_{y1}}$   $M2 = \frac{e_{n2}}{e_{y2}}$

$e_n$  SERA LA MAXIMA DUCTILIDAD DISPONIBLE  
 ( $e-y1$ ) SERA LA DEMANDA DE DUCTILIDAD PARA LA PROBETA I

FIG. 20



Espectro de respuesta de aceleracion absoluta. Acelerograma SCT componentes EW.

FIG. 21

FALLA DE ORIGEN

que el Reglamento anterior requería; es necesario reconocer esta situación problemática siendo generosos con las separaciones entre construcciones y reconociendo, cuando existan, la presencia de parámetros de construcciones ya edificadas, con respecto a los cuales se deberá tener como mínimo una separación del doble de la que establezca el Reglamento al lindero.

Cimentaciones. En un número importante de casos, en la zona blanda de la Ciudad, se presentó la falla de la cimentación. Las fallas ocurrieron, en cimentaciones con pilotes de fricción. No es posible descartar la consideración de que el comportamiento de la cimentación haya influido en la falla de muchas estructuras. La práctica usual de fragmentar el conjunto suelo-cimentación-estructura en tres sistemas que se estudian por separado, es una hipótesis que puede influir desfavorablemente en ciertos casos, modificando, por ejemplo, hacia valores críticos el período natural de estructuras normalmente supuestas empotradas en su base.

La interacción suelo-estructura no se contemplaba en absoluto en el Reglamento de 76, las experiencias de 85 indican su importancia; el nuevo Reglamento incluye un apéndice relativo a este respecto; sin embargo su aplicación es optativa y en general no conduce a reconocer las situaciones críticas que parecen haber ocurrido en varios casos y que contradicen la idea de que la interacción de la estructura con el suelo resulta siempre favorable para su comportamiento, no queda pues aún suficientemente cubierto éste aspecto que debe, por tanto, considerarse al margen de lo que el reglamento establece.

Sistemas Estructurales. Los sistemas resistentes más utilizados para tomar las acciones debidas a sismos son los constituyen los marcos rígidos, los muros de cortante y los muros contraventeados; sistemas que a menudo se combinan en una misma estructura.

En edificios cuya estructura está constituida por una serie de marcos rígidos, se recomienda buscar que la influencia, si se presenta, ocurra en las trabes y no en las columnas.

Para disipar una gran cantidad de energía se requiere una ductilidad relativamente moderada en las trabes, no así en las columnas. La fluencia local en los extremos de las trabes no afecta seriamente la capacidad de carga vertical de la estructura, mientras que la fluencia de los extremos de las columnas podrían conducir fácilmente al colapso. Además, las trabes son más fácilmente reparables que las columnas.

El criterio de diseño de buscar que la fluencia se presente en las trabes antes que en las columnas, se conoce como de columna fuerte y trabe débil y es ampliamente recomendable.

Una estructura constituida sólo por marcos rígidos es eficiente gracias a su ductilidad, y así lo reconoce el Reglamento al asignarle el máximo valor del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas calculadas; es necesario, sin embargo, cuidar extremadamente los detalles necesarios para que se puedan proporcionar las demandas de ductilidad que impone el mismo.

Por otro lado, este tipo de estructuras tiene con frecuencia un amortiguamiento escaso, lo que evidentemente es poco conveniente y tiene además poca rigidez, lo que con frecuencia limita la posibilidad de su aplicación a edificios altos. Un caso especialmente crítico de éste tipo de estructuras lo constituyen las losas planas, cuya excesiva flexibilidad las hace poco apropiadas en zonas sísmicas.

El período de vibración de estructuras compuestas sólo por marcos es relativamente alto, lo que induce en ellas una respuesta también alta cuando se encuentra en lugares en que el suelo se mueve también con periodos de vibración también altos, esta es la situación que, como se ha visto, se presenta en el centro de la Ciudad de México y a la que el nuevo Reglamento sísmico no ha dado la importancia que ha demostrado tener. Muchos ingenieros opinan que las estructuras a base de marcos rígidos deberían siempre incluir muros de cortante o contravientos estratégicamente colocados, que las proteja de un colapso súbito.

Las estructuras con muros de cortante son menos dúctiles pero son más rígidas y más seguras, se puede lograr un comportamiento dúctil adecuado si se cuidan sus características geométricas y la distribución de su refuerzo; pueden conseguirse así factores de ductilidad de 4 a 6 que resulten satisfactorios.

Los muros de cortante pueden ser aislados en voladizo, o bien, acoplados a otros; estos últimos tienen la ventaja de ofrecer más de una línea



de defensa. La fluencia más importante se confía al sistema de acoplamiento, que se diseña de modo de poder aceptar grandes deformaciones y que, similarmente a lo que sucede en las traveses de marco rígido resulta más fácil de reparar que los muros.

Una condición importante que siempre debe cumplirse, es la continuidad de los muros hasta la cimentación para evitar zonas débiles en las que se produzcan fallas prematuras.

Los marcos contraventados constituyen una solución estructural eficiente para transmitir fuerzas horizontales, ya que logran hacerlo mediante fuerzas axiales únicamente, proporcionan resistencia y rigidez, y al igual que los muros de cortante, si están bien diseñados pueden ser suficientemente dúctiles.

Debe cuidarse en extremo la posibilidad de pandeo lateral de los elementos en compresión, detallarse con precisión las conexiones entre ellos y asegurarse que la trayectoria de las cargas sea correcta y las conduzca a la cimentación.

Cualquiera que sea el sistema estructural empleado, su resistencia y su rigidez deben variar uniformemente a lo alto de la construcción, sin que se presenten discontinuidades bruscas. Si una estructura presenta una zona notablemente más débil que el resto, se absorberá en ella la mayor parte de la energía que provoca el sismo, exigiéndose deformaciones locales tan importantes que normalmente no podrán ser proporcionadas por la construcción sin fallar.

Un caso típico es el de la planta baja débil que ha demostrado ser, por las razones antes dichas, una solución peligrosa y aunque teóricamente pueda argüirse que un piso débil aísla a la estructura que se encuentra sobre él, de movimientos excesivos del suelo, ésta situación no puede aprovecharse ya que la planta débil tiene una alta probabilidad de fallar.

Los conceptos anteriores constituyen principios elementales de la construcción antisísmica que, no por conocidos, se han respetado más.

**Elementos no Estructurales.** Debe mencionarse como aspecto importante a cuidar en el diseño sísmico, el de la construcción controlada de los elementos no estructurales, ya que de otro modo pueden formar parte, de

manera inadvertida, del sistema estructural y causar esfuerzos desfavorables de torsión.

Los elementos no estructurales son, principalmente, los muros de relleno; los preñiles, que pueden ocasionar un acortamiento indeseable de algunas columnas del edificio y las escaleras que pueden actuar como puntales que modifiquen el comportamiento previsto de la estructura.

La colocación de los elementos no estructurales debe detallarse en planos para lograr que no se destruyan durante un sismo y para que no causen problemas a la estructura.

Como se ha dicho, los conceptos de diseño estructural previos a 1985, han cambiado poco y deberían quizá, haberlo hecho más a partir de las experiencias vividas; en efecto, todo parece indicar que, en el centro de la Ciudad de México, el comportamiento del suelo y el de las estructuras sobre él, puede tipificarse.

Los sismos ocurridos a través del tiempo han presentado características similares y así ha sucedido también la respuesta de las edificaciones.

El suelo ha amplificado notablemente los movimientos sísmicos afectando especialmente a estructuras de mediana altura, con escaso amortiguamiento y período natural cercano a dos segundos.

Las cimentaciones por compensación, o en pilote de fricción, parecen haber contribuido a incrementar el mal comportamiento de este tipo de estructuras al no restringir suficientemente por momento de volteo y al modificar de manera desfavorable su modo de vibrar.

Las estructuras rígidas, poco esbeltas y con amortiguamiento razonable, han sido, en términos generales menos sensibles y salvo en casos especiales de estructuraciones muy desfavorables, han presentado comportamientos adecuados; así ha ocurrido con las iglesias y los antiguos edificios coloniales. Algo similar puede decirse de los edificios altos con periodos naturales notablemente mayores al del suelo y cimentados en pilotes de punta apoyados en la llamada primera capa dura.

Naturalmente, las estructuraciones que propician torsiones, las de planta baja flexible, las muy alargadas o irregulares han sido poco satisfactorias, asimismo lo han sido aquellas construcciones en que no se ha evaluado

correctamente la posibilidad de interacción desfavorable con estructuras colindantes y las construidas con materiales o procedimientos deficientes.

Pueden tratar de establecerse las características que, de acuerdo con las experiencias expuestas, hacen que una estructura ubicada en la zona de alta compresibilidad de la Ciudad se encuentre en condiciones críticas ante futuras sollicitaciones sísmicas intensas:

- 1.- Tener un periodo de vibración cercano al del suelo en la zona.
- 2.- Requerir una ductualidad difícil de cumplir, como ocurre en el caso de cambios fuertes y localizados de resistencia, edificaciones con planta flexible, etc.
- 3.- Proporcionar escaso amortiguamiento.
- 4.- Presentar una estructura de forma irregular que propicie torsiones.
- 5.- Estar bajo la amenaza de una colindancia peligrosa.
- 6.- Tener una cimentación incapaz de transmitir incrementos notables de esfuerzos sísmicos al suelo, sin ocasionarle deformaciones perjudiciales.
- 7.- Contar con un sistema estructural poco apropiado como son los que pueden propiciar un mecanismo de falla en columnas.
- 8.- No haber controlado la ubicación y construcción de elementos no estructurales.

Un criterio sano de diseño estructural podría basarse en evitar las condiciones señaladas como críticas con un criterio más bien cualitativo que cuantitativo. En los casos en que las condiciones críticas no pueden evitarse, cabe preguntarse si la acción sísmica que estas condiciones generan puede aceptarse incrementando la resistencia de la estructura que, en este caso, debe proporcionarse generosamente, recordando que el costo de la estructura es, en general, un porcentaje pequeño del de la totalidad de la obra.

## CAPITULO II

### CIMENTACIONES

Debemos definir el concepto de cimentación como la conexión entre las obras civiles y el sistema tierra.

Esta conexión debe cumplir fundamentalmente con dos condiciones básicas:

- a) Que no se rompan
- b) Que no se deformen excesivamente.

La preocupación del constructor por el comportamiento de las cimentaciones es tan antigua como la construcción misma, pero hasta épocas relativamente recientes tal preocupación no se reflejó en intentos de analizar científicamente dicho comportamiento, tratando de establecer principios generales que sirvieran a la vez de normas tanto para el proyecto como para la construcción.

Durante mucho tiempo la tecnología de las cimentaciones se estableció bajo bases empíricas ya que la transmisión de conocimientos puramente experimentales en forma de una auténtica tradición oral, fue durante largos siglos el único modo de que disponía un constructor para adquirir el arte de cimentar.

En la medida de que el ritmo de la construcción aumentó hasta niveles similares a los que hoy conocemos, los constructores volvieron la vista a sus realizaciones bien logradas y relacionando la carga soportada con el área del cimientto trataron de establecer un valor seguro del esfuerzo que era posible dar al suelo de un determinado lugar, dando origen a los códigos o reglamentos que en muchas partes perduran en la actualidad.

Hoy día se dispone de una gran variedad de tipos de cimentación adaptable a cada tipo de suelo y estructura consiguiéndose una buena combinación de seguridad y economía.

Los factores que determinan el tipo de cimentación que deberá tener una estructura son los siguientes:

- 1) Los relativos a la superestructura en cuanto a las cargas que transmiten al

suelo, los materiales que la componen, la función de la misma.

2) Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus conducciones hidráulicas, etc.

3) Los factores económicos que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y costo de la superestructura.

Podemos decir que las cimentaciones se clasifican por su tipo en superficiales y profundas; no existe un criterio único para hacer esta diferencia, sin embargo es aceptado generalmente que cuando la relación entre la profundidad y el ancho del cimiento es mayor que 4 se tienen cimientos profundos.

Así tenemos que serán cimentaciones superficiales las zapatas aisladas y corridas, losas planas o rigidizadas con contratabes.

Las cimentaciones profundas por su parte pueden subdividirse a su vez en las que son piloteadas y las que nos son piloteadas.

En el presente trabajo me referiré exclusivamente a las cimentaciones piloteadas.

A continuación describo los tipos de suelo sobre el que se encuentra el Distrito Federal, el comportamiento de las cimentaciones en ese tipo de suelos y hago una descripción de las cimentaciones piloteadas.

#### **a) Suelos en el Distrito Federal.**

El Valle de México es una unidad geográfica limitada al norte por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpán y Pachuca; al este por los llanos de Apán, los Montes del Río Frío y la Sierra Nevada; al sur por las sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al oeste por las sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. La superficie total del Valle es del orden de 7,160 km. cuadrados, de los cuales 3,080 corresponden a zona francamente montañosa y 2,050 kilómetros cuadrados a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de 2,240 M. aproximadamente.

En la actualidad, además del tajo de Nochistongo, abierto en 1789, el valle cuenta con dos túneles en Tequisquiatic, que lo comunican con la cuenca del Río Moctezuma.

Dentro del Valle de México está ubicado el Distrito Federal, cabecera política de la República Mexicana, el cual incluye a la Ciudad de México y ocupan un total de 1,480 kilómetros cuadrados, de los cuales unos 500 kilómetros cuadrados son zona urbanizada. Una buena parte de la Ciudad de México se encuentra construida sobre el fondo del ex lago de Texcoco y a este hecho se deben los problemas de cimentación que en la ciudad se presentan.

Todo el Valle de México se caracteriza en general por la muy intensa actividad volcánica que tuvo lugar en el pasado, de la cual quedan aún vestigios en forma de un gran número de volcanes apagados, el Popocatepetl, aún activo y muy abundantes materiales de aquel origen. Los depósitos más finos que aparecen en el subsuelo de la Ciudad de México corresponden, según hoy se admite, al mismo origen volcánico.

Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido a Marzal y Mazari (1) zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratégico. (fig. No. 17)

La primera de las áreas mencionadas corresponde a la zona llamada de las Lomas por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la sierra de las Cruces y está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces y con tobas pumíticas bien

cementadas otras; por algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del pedregal. En general, la zona de las lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones comprensibles capaces de asentarse mucho, sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático. Muchas de estas galerías pueden estar actualmente rellenas de material arenoso suelto, lo cual sin disminuir en mucho su peligrosidad, hace muy difícil su localización. Cuando las zapatas de cimentación quedan asentadas en estas zonas falsas se producen asentamientos diferenciales fuertes entre columnas, lo cual ha sido fuente de problemas en estas áreas, análogamente, en la zona del pedregal en la que aparece una fuerte costra de derrames basálticos, en el contacto entre los diferentes derrames pueden aparecer cuevas o aglomeraciones de material suelto y fragmentado que pueden ser causa de falla bajo columnas pesadas.

Esta es la razón citada por Marsal y Mazari para explicar porqué las estructuras pesadas en la Ciudad Universitaria se erigieron evitando las áreas invadidas por las lavas derramadas antaño por el volcán Xitli. De otra manera, los costos de inyección de cemento para estabilización del suelo pueden resultar altos. Otro problema que se presenta en la parte norte de la Ciudad de México, dentro de la zona general de las lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos y exigen estudios importantes para elegir el tipo de cimentación mas conveniente o el método más eficaz de compactación artificial.

Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco se presenta una zona de transición. En donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada en general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy comprensibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalación de arenas limosas o limpias, compactas; todo en conjunto sobreyace sobre mantos potentes, predominantes de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, sobre todo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga dispares; esto es frecuente en construcciones industriales, por otra parte muy frecuentes en ésta zona.

Como consecuencia, el ingeniero ha de investigar muy cuidadosamente todo el conjunto de propiedades de los materiales que constituyan el subsuelo de la obra de que se trate. Como un ejemplo de las consecuencias que pueden derivarse de la ignorancia de éste punto fundamental, Marsal y Mazari citan el caso, por cierto muy reiterado, de un edificio cimentado sobre pilotes de punta

calculados con fórmulas dinámicas, de tanto uso desdichadamente en el pasado. Al ser hincados hasta el rechazo, los pilotes quedaron apoyados a profundidades muy diferentes, de acuerdo con la erraticidad con que aparecieron lentes de arena resistente. Al cabo de muy corto tiempo, la estructura.



sufrió daños muy severos emanados del hecho de que los lentes de arena estaban contenidos en una matriz general arcillosa compresible y, por estar los lentes a muy diferentes niveles, los espesores de arcilla bajo los pilotes resultaron también muy distintos, siéndolo, por lo tanto sus asentamientos totales.

Además de la anterior zona de transición existe en la Ciudad de México la zona del lago, así llamada por corresponder a los terrenos que constituyeron al antiguo lago de Texcoco. Un corte estratigráfico típico en ésta zona exhiben los siguientes estratos:

1) Depósitos areno arcillosos o limosos o bien, rellenos artificiales de hasta 10 metros de espesor.

2) Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.

3) La primera capa dura, de unos tres metros de espesor, constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 metros.

4) Arcillas volcánicas de características semejantes a las de 2), aunque de estructuración más cerrada. El espesor de este manto oscila entre 4 y 14 metros.

5) Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares, a partir de los 65 metros se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.

Es claro que en la zona urbanizada pueden encontrarse variaciones importantes respecto a la anterior secuencia estratigráfica. Una causa importante de diferente comportamiento mecánico en los suelos radica en los antiguos monumentos aztecas o coloniales hoy desaparecidos, pero que han inducido fuerte preconsolidación en zonas determinadas; hay lugares en que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 metros de espesor. (Palacio Nacional); otra causa de diferencias, es el bombeo disparejo en intensidad en los distintos puntos de la Ciudad. Con base en estos criterios, la zona del lago ha sido subdividida por Marsal y Mazari en dos. La primera abarca la ciudad antigua y en ella son frecuentes diferencias por preconsolidación, notorias aún dentro de los límites de un predio; la segunda,

cubriendo aquella parte de la ciudad que no fue antes cargada con construcciones antiguas hoy inexistentes y que, por lo tanto, presenta mayor homogeneidad en propiedades mecánicas. (Se muestra la estratigrafía de la ciudad según dos ejes ortogonales que se cruzan en el monumento a Colón.)

Por métodos gravimétricos se ha estudiado en una amplia zona del Valle de México la topografía de la masa ígnea basal, llegándose a la conclusión que ésta está a gran profundidad, en ocasiones de más de 100 metros.

También se dispone hoy de una amplia información del subsuelo proveniente de la perforación de muchísimos pozos de muestreo y exploración en todos los rumbos de la Ciudad de México. De allí salieron muestras innumerables que han sido probadas en gran número de laboratorios y que han producido el cúmulo de información y experiencia con que hoy se ha contado. En algunas ocasiones, para digerir correctamente tanta información de laboratorio se han realizado estudios estadísticos.

El Hundimiento General de la Ciudad de México. Las primeras advertencias serias sobre el hundimiento general del Valle de México fueron hechas por Roberto Gayol alrededor de 1925, quien se fijó en el hundimiento general y especialmente en el de la Catedral Metropolitana durante sus trabajos sobre el sistema de drenaje de la Ciudad de México, de cuyo proyecto fue autor. Ya el Ing. Gayol atribuyó el fenómeno a "perturbaciones que en el fondo del Valle de México ha producido el drenaje de las aguas del subsuelo".

José A. Cuevas fue el continuador de las ideas de Gayol y el verdadero precursor y primer introductor de la mecánica de suelos en México. El y su discípulo N. Carrillo analizaron la influencia del bombeo de los pozos de aprovisionamiento de agua de la Ciudad a la luz de la Teoría de la consolidación de Terzaghi y compararon los resultados obtenidos con mediciones locales en diferentes sectores de la Ciudad; de esa época data la demostración definitiva, realizada por Carrillo al margen de pequeños errores de detalle por falta de información completa para respaldar todas sus conclusiones, de que el abatimiento de los niveles piezométricos profundos causados por el bombeo de los estratos acuíferos era la causa primordial del abatimiento.

Posteriormente los nombres de Marsal, Hiriart y Sandoval, están asociados a un gran número de extensas investigaciones que se han venido

realizando, tanto por parte de autoridades federales y municipales, como por parte de instituciones privadas. En épocas algo más modernas, el nombre de L. Zeevaert ha venido a sumarse a los anteriores.

Es un hecho comprobado que los acuíferos existentes en el subsuelo de la Ciudad de México estuvieron sujetos a presiones artesianas, inclusive, los relativamente poco profundos. Hoy, el bombeo producido con fines de abastecimiento de aguas para la zona urbana ha producido abatimiento de los niveles piezométricos, en algunos casos superiores a los 20 metros. Este abatimiento de presión en los acuíferos, provoca flujo de agua de los mantos arcillosos hacia ellos, con la consiguiente consolidación de las arcillas, acompañada de pérdida de volumen.

Si se toma como configuración inicial la que de la Ciudad de México presentó Gayol, correspondiente a los últimos años del siglo pasado, el hundimiento general ha sido del orden de 5 metros en la Catedral, de 6 metros en la calle de Tacuba y en la Alameda central y de 7 metros en la zona que confluyen las avenidas Juárez y Reforma. En la actualidad el hundimiento ocurre como una función lineal del tiempo, pero es muy variable de unos a otros puntos de la Ciudad, por ello, es difícil hablar de una cifra representativa del hundimiento anual, que oscila en tanto de 5 a 20 cm/año, y aún más. Los estratos arcillosos que se encuentran a profundidades menores que 50 metros son los principales responsables del fenómeno, particularmente los comprendidos entre los 20 y los 50 metros de profundidad.

La predicción de asentamientos en las zonas de baja compresibilidad de la Ciudad de México (zonas de Lomas, Pedregal, etc.) no es fácil pues el problema de cálculo de asentamientos en depósitos de arena más o menos suelta no está resuelto. En la zona del Lago los asentamientos pueden predicirse con bastante aproximación, siempre y cuando se disponga de buena información sobre las propiedades del subsuelo. La aplicación de la teoría de Boussinesq se considera aceptable y la teoría de la compresibilidad de Terzaghi es el arma que se ha usado casi universalmente para los fines de que se habla.

La predicción de la evolución de los asentamientos con el tiempo es mucho más difícil e insegura, pues por un lado se duda que las pruebas de consolidación den un coeficiente de consolidación apropiado a la realidad

de consolidación apropiado a la realidad y, por otra parte, por la existencia de pequeñísimas capas y lentes de arena cuya intercomunicación no se conoce y cuyo efecto como drenes no se puede, por lo tanto, estimar apropiadamente.

En general ha dado muy malos resultados siempre el permitir que se desarrollen en las estructuras los grandes asentamientos que pueden llegar a presentarse en la arcilla del Valle de México si no se toman precauciones específicas contra ellos; un límite de asentamiento que se ha estimado razonable es el de 15 cm., en total, diseñando las cimentaciones de modo que este valor no se sobrepase.

## **b) Cimentaciones en Suelos Arcillosos.**

La presencia de un estrato blando que sobreyace a un estrato de suelo firme puede ocasionar un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas, sobre todo de las ondas de cortante, debido a que si el estrato blando está formado por un depósito de arcilla blanda saturada, éste presenta una estructuración debido a la floculación de las partículas de arcilla, por lo que su respuesta a una excitación dinámica es aproximadamente elástica, dentro de cierto rango; este fenómeno se presenta en la arcilla lacustre de origen volcánico de la Ciudad de México.

Si el período de vibración del terreno firme coincide con el período natural de vibración del depósito de arcilla blanda, se presenta una magnificación de la aceleración de las ondas sísmicas. Es decir, la aceleración de las ondas sísmicas tiene un cierto valor en el terreno firme, pero en la superficie del suelo blando, al pasar las ondas a través de él, la aceleración puede ser varias veces mayor que en el suelo firme. Se dice entonces que hay una amplificación o magnificación de la aceleración, o que, bajo ciertas condiciones, el suelo blando está en "resonancia".

Es obvio que la magnificación de las ondas sísmicas en un suelo blando tiene un efecto muy negativo sobre las construcciones que están apoyadas en él, ya que se ven sujetas a aceleraciones en general muy altas.

Por lo que respecta al comportamiento de cimentaciones, cabe aclarar que el sismo ocasiona una serie de fuerzas de inercia en un edificio, las cuales a su vez provocan fuerzas cortantes y momentos flexionantes al nivel de la cimentación. En un edificio alto, la fuerza cortante y el momento sísmico pueden ser de gran magnitud, por lo que la cimentación se debe diseñar para que resista estos elementos mecánicos.

En un edificio con cimentación a base de pilotes de punta, la fuerza cortante y el momento sísmico se toman con los propios pilotes, aún cuando las paredes ayudan un poco a tomar estos elementos mecánicos.

Dado que los pilotes toman un alto porcentaje de la fuerza cortante sísmica, deben diseñarse para que resistan los momentos flexionantes que se generan en su cabeza y a lo largo de toda su longitud.

El momento de volteo  $M$  ocasiona incrementos de carga sísmica en un extremo y decrementos en el otro, los cuales hay que agregarlos a las cargas debidas al peso de la estructura y a la fricción negativa que se presenta en la Ciudad de México.

En algunos edificios se puede presentar un desplome, debido a una falla local del suelo por compresión o por corte, ocasionada a su vez por un incremento en la presión de poro o por destrucción de la estructura de arcilla.

La fricción negativa es un fenómeno que aparece toda vez que el movimiento relativo entre suelo y pilote en lugar de proveer resistencia para ayudar a soportar las cargas externas, se invierte y recarga al pilote sumándose a dichas cargas. Este arrastre puede derivar de las siguientes causas:

- 1.- Hundimiento regional, como el que puede producirse en las arcillas blandas normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas por un aumento de su peso efectivo originado en una depresión general del nivel freático.
- 2.- Consolidación de una capa blanda bajo su propio peso como consecuencia del amasado que produce el hincado de pilotes, en particular cuando está en juego un grupo grande con pilotes poco espaciados entre sí.
- 3.- La consolidación de una capa blanda por el peso de un relleno reciente o de un depósito de carga artificial. En México particularmente se construye para que los asentamientos sigan lo más ajustadamente posible el hundimiento regional.

## CAPITULO III

### DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO POR REESTRUCTURAR

El edificio aloja una central telefónica del tipo C-10/4X10 y está constituido por una fosa de cables, planta baja y tres niveles con diez entre-ejes de 4.50 M. en el sentido longitudinal y dos entre-ejes en el sentido transversal siendo de 5.35 y 11.15 m. de claro.

La cimentación está estructurada a base de un cajón de compensación parcial desplantando a una profundidad de 3.23 M., rigidizado con contratraveses en dos direcciones cuyo lecho inferior se localiza a una profundidad de 4.83 M. y complementado con pilotes de fricción de sección cuadrada.

La superestructura está resuelta mediante marcos de concreto ortogonales entre sí recibiendo vigas secundarias; el sistema de piso es una losa maciza que se apoya en los marcos y en las vigas secundarias. (fig. 22)

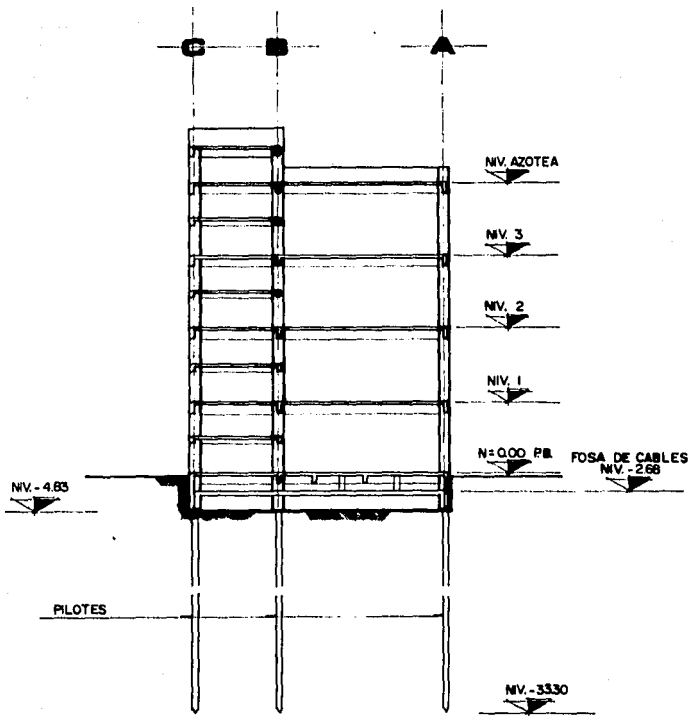


FIG. 22

**CORTE ESQUEMATICO  
(CTL. TELEFONICA EXISTENTE)**

55

(SIN ESCALA)

**FALLA DE ORIGEN**



## **a) Aplicación del Reglamento de Construcciones.**

Clasificación de la Estructura. La clasificación de las estructuras ubicadas en el Distrito Federal se efectúa de acuerdo con el título VI del Reglamento de Construcciones para el D.F., publicado el 3 de Junio de 1987.

La clasificación de las estructuras es importante ya que a partir de ella se definen los coeficientes requeridos por el análisis sísmico para la obtención de las fuerzas horizontales.

Las estructuras se clasifican de acuerdo a su destino y a su ubicación.

El objeto de clasificar a las estructuras de acuerdo a su uso o destino es para establecer diferentes factores de seguridad de acuerdo con la importancia relativa del inmueble o su función.

El objeto de clasificar a las estructuras de acuerdo a su ubicación se debe a que ésta proporciona diferentes valores para el coeficiente sísmico de acuerdo al tipo del suelo y a la respuesta de éste a los movimientos sísmicos.

**ARTICULO 174.- Del R.C.D.F. Para los efectos de este título las estructuras se clasifican en los siguientes grupos:**

I.- Grupo A.- Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que puedan alojar más de 200 personas; gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bombeo, subestaciones eléctricas y centrales telefónicas o de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del departamento, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso, y

II.- Grupo B.- Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles, construcciones comerciales e industriales

no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en;

a) Subgrupo B1.- construcciones de más de 30 metros de altura o con más de 6 000 M2 de área total construida, ubicada en las zonas I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 15 metros de altura o 3 000 M2 de área total construida, en zona III y,

b) Subgrupo B2.- Las demás de este grupo.

Clasificación de las Estructuras Según su Destino. Las estructuras se clasifican de acuerdo a su uso o destino conforme a lo establecido en el artículo 174 del R.C.D.F., tomando en cuenta la importancia de las mismas en términos de lo que ordinariamente significan para la sociedad, la importancia de las funciones que desempeñarían ante una emergencia provocada por un sismo de gran intensidad y magnitud de los daños que a personas o a servicios pudiera ocasionar su falla.

De acuerdo con los criterios anteriores, las estructuras se clasifican en Grupo A y Grupo B.

El objetivo de la clasificación es el de procurar que un determinado grupo de estructuras sean más resistentes que la generalidad, debido a que en este grupo de edificaciones se llevan a cabo actividades importantes para la población en el caso de un eventual siniestro sísmico, preservando los bienes que contienen o evitando la pérdida de un número elevado de vidas; a este grupo de construcciones se le denomina Grupo A. Para estas construcciones los requisitos de seguridad estructural son más estrictos como se observa al final del artículo 206 del R.C.D.F.

\* Artículo 206 R.C.D.F.- El coeficiente sísmico,  $c$  es el coeficiente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que corresponden según los Capítulos IV y V de este Título.

El coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas del grupo B en el artículo 174 se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijan las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en la que dichas Normas especifiquen otros valores de c. Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.\*

La lista de construcciones que para el Grupo A define el art. 174 R.C.D.F. no es exhaustiva, ya que será el buen juicio del ingeniero el factor determinante para la clasificación de la estructura, especialmente en aquellos casos que por usos mixtos, por el valor del inmueble o su contenido a juicio del propietario o del departamento, o bien por considerarse que el número de vidas es elevado, se genera una incertidumbre en la clasificación.

En términos generales se recomienda que cuando en alguno de los usos del inmueble se presenten características de las descritas para Grupo A, se defina la estructura en su conjunto como Grupo A.

Clasificación de las Estructuras Según su Ubicación. Las estructuras se clasifican de acuerdo a su ubicación conforme a lo establecido en los artículos 175 y 219 del R.C.D.F. y en la sección 2.1. de la NTC-CIMENTACIONES; de esta forma, se distinguen las zonas I, II y III que corresponden a las zonas de las lomas, transición y lago respectivamente como se muestra en la figura No.3.

\* Artículo 175 R.C.D.F.- Para fines de estas disposiciones, el Distrito Federal se considera dividido en las zonas I a III. dependiendo del tipo de suelo.

Las características de cada zona y los procedimientos para definir la zona que corresponde a cada predio se fijan en el Capítulo VIII de este Título.\*

\* Artículo 219 .- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I .- Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de quedadas en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

Zona II.- Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III.- Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50.

La zona a que corresponde un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto del estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de construcciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.\*

Para construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas se deben realizar investigaciones en el subsuelo para determinar la zona a la que corresponde el predio.

**Coeficiente Sísmico.** Hasta el momento no es posible determinar con precisión la medida o dirección de las fuerzas que un evento sísmico

Induce a una estructura, en realidad, el valor numérico de dichas fuerzas no se conocerá en forma exacta pues son muchos y complejos los efectos provocados por cada movimiento sísmico, como también es compleja la respuesta dinámica de cada estructura a dicho movimiento.

La experiencia indica que es posible el diseño de estructuras resistentes al sismo utilizando los conocimientos actuales de tales fenómenos. Ante la imposibilidad de evaluar con precisión las fuerzas horizontales que un sismo induce a una estructura dada, el R.C.D.F. proporciona un parámetro que refleja las acciones máximas esperadas en la vida útil de la estructura, para cada zona del D.F. este parámetro se denomina coeficiente sísmico y se define en el artículo 206 del R.C.D.F.; de acuerdo con este artículo la fuerza horizontal de obra en la base de la estructura es:

$$V_o = c W$$

Donde:

$V_o$  = Fuerza horizontal, llamada Cortante Basal.

$c$  = Coeficiente sísmico que presenta un porcentaje de la gravedad expresado en decimal.

$W$  = Peso total de la estructura que se encuentra por encima del punto donde no hay restricción al desplazamiento horizontal.

Parte de los objetivos de la clasificación de la construcción es el de obtener el coeficiente sísmico con que se analizará la estructura. El valor del coeficiente sísmico para estructuras del grupo B se define para cada zona en el art. 206 R.C.D.F. y su valores son:

Zona I	$c = 0.16$
Zona II	$c = 0.32$
Zona III	$c = 0.40$

Para estructuras del grupo A, el coeficiente sísmico se incrementa en 50 % por la patente necesidad que estas permanezcan no solo de pie, sino funcionando después de un evento sísmico de gran intensidad.

Existen básicamente dos métodos para obtener las fuerzas que obran sobre la estructura a partir del coeficiente sísmico: El análisis estático y el análisis dinámico.

Los métodos usados para la obtención de fuerzas de diseño, permiten reducciones a las mismas que resultan al aplicar el coeficiente sísmico, considerando propiedades que se derivan de la zona en que se encuentra la estructura y de la estructura misma. El artículo 207 del R.C.D.F. y las secciones 4,5 y 6 de N.T.C. para diseño por sismo indican los procedimientos y condiciones para la modificación de dichas fuerzas.

Una alternativa de análisis que ofrece el método estático es el empleo del análisis simplificado en el que los coeficientes sísmicos son diferentes de los coeficientes enunciados en el artículo 206 R.C.D.F., aunque sólo es aplicable a un número reducido de estructuras que cumplen con los requerimientos especificados.

La fig. 23 muestra el diagrama de flujo para la obtención del coeficiente sísmico de acuerdo a la clasificación de la estructura por uso y ubicación.

Factor de Comportamiento Sísmico. Las construcciones en general, además de estar clasificadas por su uso y por la zona en que se encuentran, pueden clasificarse de acuerdo a las propiedades internas de la estructura, esto es, a su capacidad para disipar la energía del sismo por un proceso de deformación. Esto dependerá del material con que se fabrique la estructura, de los criterios de estructuración con que se proyecte, y de los detalles de armado y conexiones que se dispongan.

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales a resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y capacidad de deformación, sin incurrir a una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a movimientos sísmicos, representa un aspecto fundamental en el diseño.

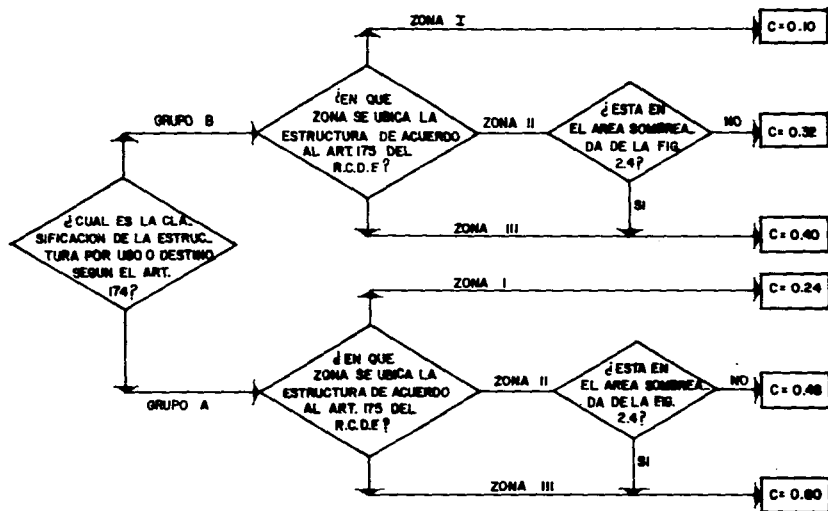
La sección 5 de las N.T.C. para diseño por sismo proporciona los valores del factor de comportamiento a que se refiere el artículo 207 del R.C.D.F..

El factor Q de comportamiento sísmico varía entre 1 y 4 de acuerdo a requisitos de estructuración y resistencia. La elección del factor Q deberá hacerse en función de las condiciones de la estructura al proyectarse y deberá verificarse, al término de diseño que efectivamente se cumple con los requisitos que marca el factor Q seleccionado. También deberá verificarse que todas las consideraciones que se hicieron en el diseño se cumplan, esto es, si en la etapa de cálculo se consideró que los muros no contribuyen a la resistencia, en los planos deberá de indicarse, en forma explícita, la manera en que estos muros se deben ligar a la estructura para que no contribuyan ni a la rigidez ni a la resistencia; por otro lado, en el cálculo se consideró que los muros tienen contribución en el comportamiento de la estructura, se estipulará en los planos estructurales la forma como se ligan estos muros, de manera que garanticen el comportamiento previsto en el cálculo. Deberá revisarse que la estructura resista los efectos causados por la interacción con los muros.

Los requisitos que deben cumplir las estructuras aumentan conforme aumenta el valor de Q, lo cual trata de reflejar eficiencia con que se disipa la energía del sismo en función de la capacidad de la estructura al deformarse para distribuir los esfuerzos entre los elementos que la componen en forma uniforme, tratando de eliminar las concentraciones de esfuerzos provocados por diferencias en rigideces. El material con que se fabrica la estructura, así como el sistema estructural, son de vital importancia ya que en los sistemas estructurales rígidos como en los que hay muros de mampostería con poca capacidad de deformación, se emplearán fuerzas sísmicas de diseño poco reducidas, mientras que en los marcos dúctiles, con alta capacidad de deformación, podrán emplearse fuerzas sísmicas más reducidas por efecto de su ductilidad. Al mejorar las características de la estructura, se permite aumentar el valor de Q ya que se reduce la probabilidad de que un defecto o debilidad de un elemento aislado produzca la falla total o parcial de la estructura.

En la elección del factor Q, el estructurista deberá verificar que se cumplan con todos y cada uno de los requisitos que el factor Q establece. Si se encuentra un punto que no se pueda cumplir, deberá entonces tomar el valor inmediato inferior, verificando de la misma manera, que se cumpla con todos los requisitos para ese valor.

# FALLA DE ORIGEN



**DIAGRAMA PARA LA SELECCION DEL COEFICIENTE SISMICO**

FIG. 23





Los requisitos exigidos para cada valor de Q se comentan a continuación:

I.- Para adoptar un valor  $Q=4$  se deben cumplir los requisitos enunciados en la sección 5.1 de la N.T.C. para diseño por sismo.

I.1.- Cuando la estructura es de marcos y no existen muros o contravientos, es evidente que los marcos por si mismos deberán resistir el 100 % de las acciones sísmicas con lo que se cumple automáticamente el requisito No. 1; en el caso de la existencia de muros o contravientos, los marcos deberán resistir cuando menos el 50% de los cortantes actuantes, esto significa que la estructura no solo tendrá elementos rígidos como son los muros y contravientos sino que garantiza una buena capacidad de disipación de energía por deformación, así como reservas de resistencia para el caso en que la acción del sismo supere la primer defensa de la estructura que implican los muros o contravientos. Esta especificación usualmente implica que los muros se sobrediseñen en los pisos inferiores, ya que es frecuente que su rigidez sea tal que no corresponda una fuerza de 50 % del total, sino inferior; para cubrir lo especificado, lo que les toque por rigidez deberá incrementarse hasta el 50 % del total; los muros o contravientos deberán diseñarse para la fuerza que les corresponda en función de su rigidez, por lo que entonces en los primeros niveles la fuerza total de diseño de marcos y muros o contravientos será superior al 100 % del cortante total.

La rigidez de los muros o contravientos usualmente baja a los niveles superiores más rápido que la de los marcos, por lo que llega a darse el caso de ya no tener que sobrediseñar los marcos. Es importante tomar en cuenta que el porcentaje en que se reparten los cortantes entre marcos y muros o elementos de contraventeo cambia de nivel a nivel, por lo tanto no se puede suponer que es una repartición uniforme.

I.2.- Cuando existan además muros de mampostería ligados a la estructura, se requiere que no signifiquen una parte de la capacidad resistente de la estructura con el fin de no convertirla en una estructura rígida poco deformable. Tomando en cuenta que los muros de mampostería son subsistemas estructurales muy rígidos pero poco resistentes, es de esperarse que durante una sollicitación sísmica se sobrepase la capacidad

resistente de estos muros cuando aún no se desarrolla totalmente la capacidad resistente de los marcos, con o sin contravientos, o muros de concreto, por lo que los muros de mampostería serán los primeros en fallar con escasa disipación de la energía del sistema; por esta razón es necesario que el resto de la estructura pueda resistir cuando menos el 80 % de las fuerzas sísmicas.

En los muros de mampostería de piezas huecas se acentúa la fragilidad del subsistema durante un efecto sísmico, debido a que las paredes de los bloques presentan desprendimientos locales con el siguiente deterioro del material. Por esta razón es que no se permite considerar capacidad resistente al subsistema de muros de piezas huecas.

Los muros a que se hace mención en esta sección deberán ligarse a la estructura como se especifica en el art. 204 del R.C.D.F.

1.3.- Para que la estructura desarrolle totalmente su ductilidad se requiere que la distribución de las fuerzas sea uniforme tanto entre los marcos como entre los niveles, por lo que se deben evitar cambios bruscos en las rigideces de entrepiso, con el fin de evitar las concentraciones de esfuerzos que obliguen un entrepiso determinado a esforzarse a toda su capacidad mientras que otros entresijos no; para verificar esta condición, se debe considerar la capacidad a cortante del entrepiso tomando en cuenta la contribución de todos los elementos en función de sus rigideces relativas y compararla con la fuerza actuante determinada mediante el método de evaluación de fuerzas sísmicas, elegido para la estructura; la proporción entre ambas fuerzas se determina con la expresión:

$$\frac{C_{\text{resistente nivel } i}}{C_{\text{actuante nivel } i}} = \frac{C_{ri}}{C_{ai}}$$

C= Capacidad

Procediendo así para cada entrepiso se puede obtener el promedio de todos los cocientes como:

$$i = N$$
$$\sum_{i=1}^N \frac{1}{N} \frac{C_{ri}}{C_{ai}}$$

N es el número de niveles del edificio.

Finalmente para que el requisito 3 se cumpla, se debe satisfacer

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C_{nj}}{C_{aj}} \\ \sum_{i=1}^N \frac{1}{N} \frac{C_{ij}}{C_{ai}} \end{array} \right. \leq 0.35 \text{ para los niveles } j = 1 \dots N$$

Es importante notar que los tres requisitos anteriores solo podrán verificarse con todo rigor al término de la fase de diseño cuando ya se han definido los armados y características de los materiales, sin embargo, la experiencia del estructurista podrá lograr estimaciones preliminares que conduzcan al cumplimiento de estas condiciones sin necesidad de esperar al final para su verificación y en caso de no lograrlo comenzar de nuevo el proceso.

La determinación de la resistencia es un problema bastante complejo en algunos casos, pues hay que considerar varios posibles mecanismos de falla. Aquí deberán usarse los valores reales de armado, ya ajustados a varillas y no los valores teóricos.

1.4 y 5.- Para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras se deberá cumplir con los requisitos inherentes a las características internas de los elementos que forman la estructura, así por ejemplo, en elementos de concreto reforzado se deberá de buscar la fluencia del acero de refuerzo antes que la falla frágil del concreto tanto en los miembros como en los nudos y conexiones; del mismo modo, si la estructura de acero, deberá diseñarse garantizando el comportamiento dúctil, evitando la aparición de inestabilidades locales o generales por esbeltez de las piezas o conexiones. en ambos casos, las características de los miembros que forman los marcos están normados en las NTC-Concreto y en las NTC-Metálicas, donde se presentan los requisitos que deben satisfacerse para marcos dúctiles.

II.- Para adoptar el valor de  $Q = 3$  se requiere que los marcos dúctiles señalados en los párrafos 1.4 y 1.5 de la sección 5 de N.T.C. de sismo.

Para este valor se admiten cambios menos uniformes en las rigideces de pisos consecutivos ya que no es requisito satisfacer el punto 1.3;

así mismo se permite una mayor abundancia de elementos rígidos como son muros de concreto o de mampostería y/o contravientos.

Se debe satisfacer el punto 5.1.2 de la NTC-Sismo con las mismas consideraciones expresadas ya anteriormente en este trabajo.

En este valor de Q se incorporan las losas planas que cumplen los requisitos de las NTC-Concreto, ya que se debe asegurar el comportamiento dúctil de este sistema. Estas estructuras tienen reducida rigidez lateral lo cual conduce a elevadas deformaciones. El sistema depende en gran medida del comportamiento de la conexión losa-columna, donde se concentra la transmisión de esfuerzos; reconociendo el problema anterior y ante la evidencia experimental del comportamiento del sistema en sismos anteriores, las N.T.C. estipulan requisitos más exigentes para valorar la rigidez lateral y para el detalle de armados en las conexiones.

III y IV .- En estos apartados aparecen las estructuras que no cumplen con características de ductilidad, es decir, aquellas que presentan fallas o deterioro a bajos niveles de deformación.

Los párrafos III y IV detallan claramente las características de las estructuras para asignarles un valor  $Q = 2$  o  $Q = 1.5$

Estas estructuras se diseñan para fuerzas sísmicas menos reducidas debido a que son estructuras rígidas con poca capacidad de disipación de energía y presentan daños con pequeñas deformaciones, por lo que se necesita que el sistema resista las fuerzas que induce el sismo, sin atenuarlas por ductilidad.

V .- Los materiales de construcción tradicionales como son el concreto y la madera han sido ensayados y probados en abundantes investigaciones por lo que sus propiedades son suficientemente conocidas como para diseñar estructuras con alto grado de seguridad, por ello se les puede asignar alguno de los valores Q anteriores.

Actualmente aparecen nuevos materiales comerciales que se utilizan con bastante frecuencia en edificaciones.

En los casos en que se hagan pruebas a estos materiales que conduzcan

de manera objetiva a la obtención del valor Q a satisfacción del departamento, será válido el empleo de dicho valor en el análisis sísmico en los casos en que los estudios no existan o no sean satisfactorios, sería impropio asignar un valor Q por simple apreciación subjetiva, por lo que se permitirá el empleo de materiales nuevos de manera que resistan la totalidad de las acciones, es decir,  $Q = 1$ .

Cuando en una construcción existan en diferentes niveles, diferentes sistemas estructurales, deberá diseñarse con el valor de Q más bajo que se derive de los distintos sistemas, siendo esto aplicable en cada dirección de análisis, pudiendo adoptarse distintos valores para cada dirección.

Debe tenerse presente que las fuerzas de diseño podrán reducirse en función del valor Q, sin embargo, las deformaciones obtenidas en el análisis deberán multiplicarse por Q para obtener así las deformaciones calculadas. Esto es especialmente necesario para revisar la separación a las colindancias, holguras necesarias entre estructura y elementos no estructurales, efectos de segundo orden y estados límite por rotura de vidrios y otros elementos no estructurales.

Por lo anteriormente expuesto, el presente edificio se clasifica en cuanto a su destino como Grupo A de acuerdo al art. 174 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987.

Con respecto a su ubicación según el art. 219 del R.C.D.F. se clasifica en zona III (terreno del lago). El coeficiente sísmico por ser zona III es de  $C = 0.40$  pero por ser del grupo A se incrementa en un 50 % por lo tanto queda  $C = 0.40 \times 1.50 = 0.60$

El factor de comportamiento sísmico es de  $Q = 2$  ya que la resistencia a las fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de concreto contraventeadas con elementos metálicos.

## **b) Criterio de Reestructuración del Edificio.**

El proyecto de reestructuración tiene por objeto proporcionar a la estructura una mayor rigidez ante una sollicitación dinámica mayor que la considerada en el diseño original de la central.

Para ello, se ampliará el edificio en las zonas comprendidas ante los ejes B-C y 1-3 así como entre los ejes B-C y 7-11, con el objeto de volver la planta geoméricamente regular, para evitar en cierta medida la distribución asimétrica de rigideces lo que trae como consecuencia que se presenten excentricidades considerables en ambas direcciones lo que hace que aumente el efecto sísmico. Así el efecto sísmico se distribuirá entre los marcos y como los cortantes están en función de la suma de rigideces de los marcos, entre más marcos tenga el edificio, el cortante que le toca a cada marco va disminuyendo. Lo mismo sucede con el efecto de torsión.

La cimentación actual del edificio la constituye un cajón de compensación parcial desplantado a 3.23 m. de profundidad referido al nivel de planta baja, rigidizado con trabes invertidas en las dos direcciones cuyo lecho inferior se limita a una profundidad de 4.83m. Además se complementa con pilotes de fricción que de acuerdo con los resultados de la exploración efectuada se consideró un número de 27, de sección transversal cuadrada de 0.45 m de lado y localizados bajo cada una de las columnas, así mismo, se les consideró un desplante de 33.0 m respecto al nivel de piso actual. (fig. No. 22).

La recimentación consiste en la adición de 36 pilotes de fricción denominados tipo A, desplantados a una profundidad de 33.3 m respecto al nivel de piso terminado de planta baja, de sección cuadrada de 0.45 m. de lado, los cuales son similares a los 27 existentes, complementados con 40 pilotes tipo B desligados de la subestructura, los cuales trabajan por fricción negativa y se empotrarán en el estrato resistente.(fig. 25 y 26).

Los 36 pilotes tipo A se diseñarán como columnas cortas, y para una capacidad de carga última de 133 ton.

Los pilotes tipo B se diseñaron como columnas cortas para una carga última de 53 ton.

Tanto los pilotes tipo A como los tipo B son monolíticos y de los tramos necesarios, unidos por juntas diseñadas para soportar los mismos esfuerzos de tensión y compresión que los pilotes. La distribución de los pilotes en planta se muestran en la figura 25.

Los pilotes tipo A de unen a la estructura por medio de dados.

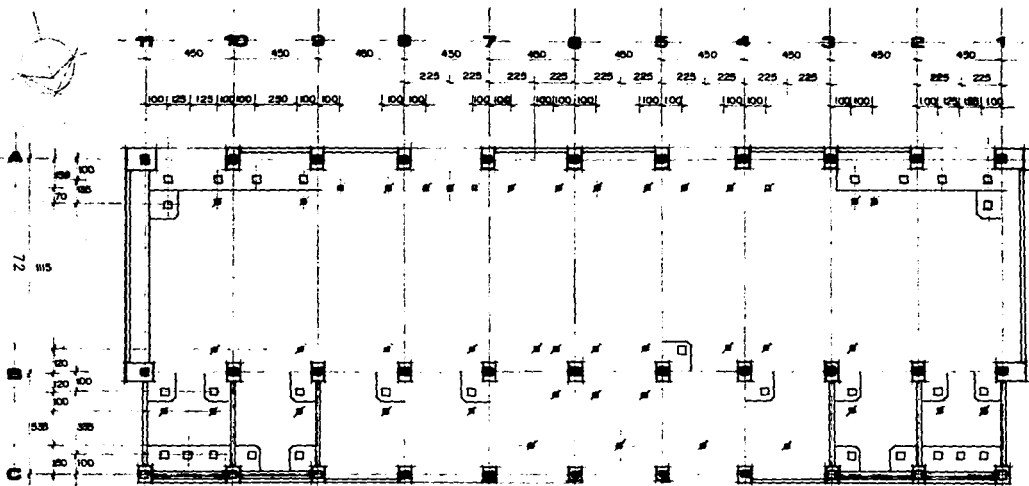
Los pilotes tipo B requieren de una precarga de 76 ton. a fin de verificar que su desplante sea en la capa resistente localizada a partir de los 39.20 m. de profundidad.

La cabeza de los pilotes tipo B quedó localizada a 16.3 m. de profundidad respecto al nivel de piso terminado de planta baja.

El edificio original está constituido por una fosa de cables, planta baja y tres niveles con diez entre-ejes en el sentido longitudinal y dos entre-ejes en el sentido transversal. El edificio está estructurado a base de columnas y trabes de concreto reforzado formando marcos, ortogonales entre sí, recibiendo vigas secundarias; el sistema de piso es una losa maciza que se apoya en los marcos y en las vigas secundarias.

La reestructuración de la superestructura consiste básicamente en incrementar las secciones de todas las columnas en toda su altura y un contraventeo metálico en algunas crujías de los ejes Ay C así como los ejes 1,2,3,9,10 y 11 entre B y C y los ejes 1 y 11 en su tramo A-b. Ver figura.25.





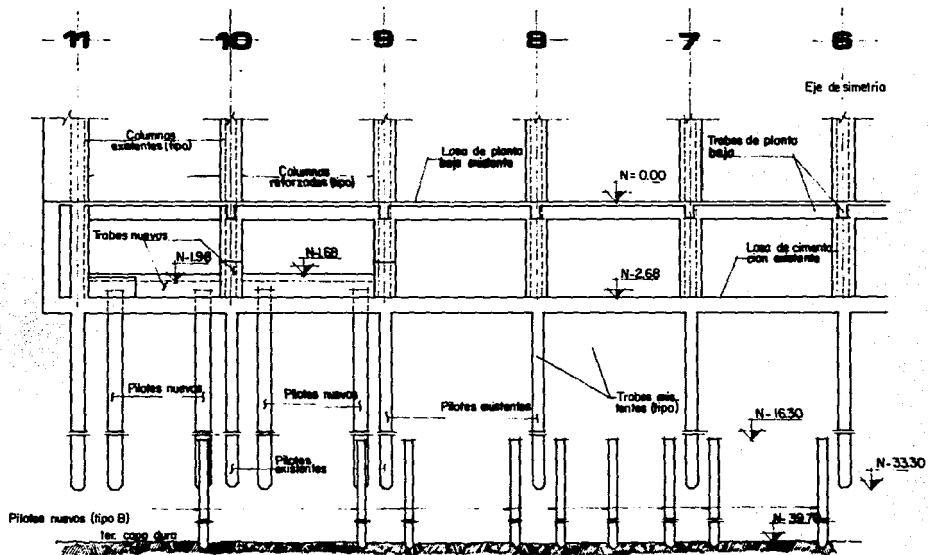
## FALLA DE ORIGEN PLANTA DE CIMENTACION REESTRUCTURADA

- — 27 PILES EXISTENTES DE FRICON TIPO A" (45 x 45 cm.)
- — 36 PILES ADICIONALES TIPO A" (45 x 45 cm.)
- ▲ — 42 PILES TIPO B" (20 x 20 cm.)

FIG. 25

FALLA DE ORIGEN

73



CIMENTACION REESTRUCTURADA  
(CORTE SOBRE EJE B)

FIG. 26

## CAPITULO IV

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Los trabajos de reestructuración que se efectuaron los podemos agrupar en las siguientes partidas:

- A) Trabajos Preliminares
- B) Recimentación
- C) Refuerzo de la superestructura.
- D) Acabados

#### **A) Trabajos Preliminares.**

Los trabajos preliminares con los que se dio inicio a la obra de reestructuración fueron principalmente:

a) Protección del equipo telefónico por medio de un tapial fabricado a base de madera y completamente sellado, con objeto de aislar las salas ya que la Central se encontraba en operación y tanto el agua como el polvo afectan los equipos.

b) Instalaciones auxiliares consistentes en la construcción de dos casetas una para vigilancia y otra para control de pagos al personal de TELMEX, esto debido a que, por la reducida disponibilidad de espacio había que reubicar estos servicios.

c) Demoliciones varias, de los muros perimetrales del patio como de elementos no estructurales, con el objeto de liberar las zonas de construcción y proporcionarnos espacio para maniobras.

d) Construcción de dos camas para la fabricación de pilotes a base de una capa de 0.10 m. de tepetate compactado y un firme de concreto de  $F'c=150$  kg./cm<sup>2</sup> de 0.05 m. de espesor de 32 m x 3.15 m.

e) Construcción de tapial perimetral a base de triplay para delimitar la zona de construcción.

f) Instalación de un sistema de bombeo de achique con bombas sumergibles tipo becerro.

g) Fabricación de los pilotes de la siguiente forma:

13 pilotes tipo A-1 de 45x45 cm, en 30 tramos de 1.00 m y un tramo de 0.87 con placas de unión de 5/8", estos serán hincados a presión.

23 pilotes tipo A-2 que serán hincados por percusión, de 45x45 cm. en tres tramos de 10.29 m. c/u con placa de unión de 5/8".

34 pilotes tipo B-1 de 20x20 en veintitrés tramos de 1.00 y un tramo de 0.90 m con placa de unión de 1/2" de espesor.

8 pilotes tipo B-2 en diez tramos de 2.39 m con placa de unión de 1/2" de espesor.

Tanto los pilotes B-1 como B-2 serán hincados a presión.

Antes de proceder a la ejecución de la excavación se instaló el sistema de bombeo de achique.

El procedimiento de excavación se efectuó con maquinaria hasta el nivel ubicado 30 cm. arriba del nivel máximo de excavación, ya que para afinar el nivel de desplante y evitar el remoldeo del material de apoyo, se hizo manualmente.

## **B) Recimentación.**

La recimentación de la Central Magdalena, consistió esencialmente en agregar 36 pilotes de fricción denominados tipo A, desplantados a una profundidad de 33.30 m respecto al nivel del piso terminado de planta baja, de sección cuadrada de 0.45 m de lado los cuales son similares a los 27 existentes, complementados con 42 pilotes tipo B, de 20 cm. de lado y 23.40 m. de longitud, desligados de la subestructura, los cuales trabajan por fricción negativa y se empotrarán en el estrato resistente hasta 39.70 m de profundidad. (fig. No. 26).

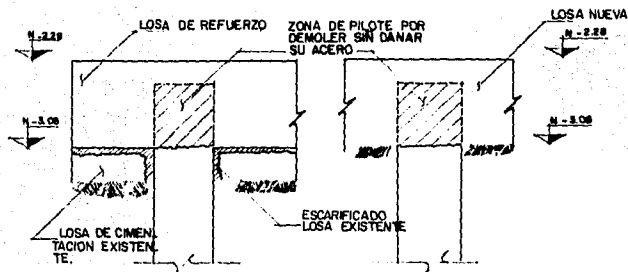
Tanto los pilotes tipo A como los B fueron monolíticos y de los tramos necesarios, unidos por juntas diseñada para soportar los mismos esfuerzos de tensión y compresión que los pilotes. (fig. No.27)

La distribución de los pilotes se debe a la influencia de las cargas de cada uno de los ejes. (fig. No. 25).

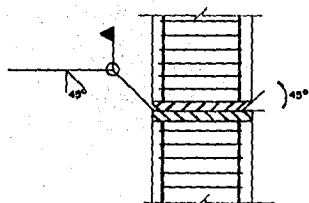
El hincado de pilotes de recimentación es una maniobra difícil , que debe ser cuidadosamente planeada para asegurarse que los pilotes penetren a la profundidad de proyecto, y desarrollen la capacidad de carga diseñada. Esta planeación se debe fundamentar en información confiable de la estratigrafía del sitio y variación de la resistencia de los suelos con la profundidad; particularmente debe conocerse la ubicación de los lentes duros y su resistencia al corte.

En la figura 28 se muestra el sondeo de cono eléctrico realizado en el sitio; se eligió esta técnica de exploración por, su habilidad de captar todos los detalles de la estratigrafía y de resistencia al corte. Adicionalmente porque la maniobra de hincado del cono, simula a la de los pilotes, haciendo posible detectar oportunamente las dificultades que se tendrán durante los trabajos de recimentación.

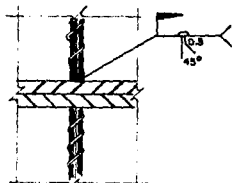
Para el hincado de los pilotes se utilizó la técnica de la perforación previa, cuyo propósito fundamental es romper la costra superficial



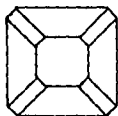
DETALLE DE ANCLAJE DE PILOTES A LOSA



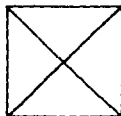
SOLDADURA ENTRE TRAMOS DE PILOTES



DETALLE TIPO DE SOLDADURA ENTRE VARILLAS Y PLACA PARA EL ARMADO DE PILOTES



PUNTA DE PILOTE TIPO "A"



PUNTA DE PILOTE TIPO "B" FIG.27



CONTROL DE  
HINCADO  
PILOTES A  
PRESION

Nº. DE PILOTE	TIPO	TIEMPO DE PERFORACION	PROFUNDIDAD	TIEMPO DE HINCADO	NIVEL DE PUNTA
35	A-1	8:25	-25.00	16:23	-33.30
47	A-1	7:00	-25.00	17:23	-33.30
26	A-1	24:00	-25.00	16:06	-33.30
6	A-1	20:55	-25.00	29:10	-33.30
8	A-1	4:30	-25.00	13:52	-33.30
5	A-1	11:00	-25.00	14:54	-33.30
7	A-1	21:00	-25.00	14:55	-33.30
1	A-1	8:55	-25.00	14:38	-33.30
9	A-1	3:00	-25.00	50:25	-33.30
2	A-1	6:00	-25.00	17:00	-33.30
3	A-1	47:00	-25.00	15:35	-33.30
4	A-1	8:00	-25.00	13:05	-33.30
19	B-1	17:00	-42.77	13:25	-40.38
17	B-1	26:30	-40.70	6:50	-39.68
10	B-1	21:30	-41.70	24:15	-41.53
25	B-1	24:15	-41.70	8:27	-42.22
11	B-1	8:30	-41.70	9:12	-42.50
13	B-1	7:00	-40.70	7:28	-42.50
24	B-1	9:00	-40.70	8:12	-42.50
14	B-1	27:00	-39.70	8:08	-42.09
23	B-1	6:30	-38.70	9:24	-42.58
22	B-1	7:30	-38.70	8:11	-42.58
18	B-1	5:30	-38.70	9:10	-40.58
15	B-1	18:03	-33.70	8:44	-40.58
21	B-1	5:00	-33.70	8:30	-40.58
16	B-1	7:30	-33.70	8:35	-40.58
12	B-1	5:00	-33.70	9:35	-40.58
30	B-1	5:00	-33.70	16:29	-40.58
27	B-1	19:30	-33.70	6:57	-40.58

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA



CONTROL DE  
HINCADO  
PILOTES A  
PRESION

No. DE PILOTE	TIPO	TIEMPO DE PERFORACION	PROFUNDIDAD	TIEMPO DE HINCADO	NIVEL DE PUNTA
28	B-1	7:10	-33.70	6:07	-40.40
32	B-1	6:20	-33.70	6:20	-40.40
33	B-1	5:00	-33.70	6:51	-39.60
30	B-1	20:00	-33.70	7:43	-40.40
29	B-1	23:00	-33.70	7:13	-40.40
67	B-1	8:00	-33.70	7:30	-39.90
38	B-1	7:00	-33.70	8:26	-39.95
37	B-1	7:00	-33.70	9:01	-40.50
66	B-1	6:30	-33.70	8:55	-39.60
38	B-1	7:00	-33.70	8:11	-40.50
34	B-1	7:30	-33.70	8:55	-40.50
45	B-1	5:30	-33.70	6:09	-40.00
31	B-1	5:30	-33.70	7:50	-40.00
44	B-1	8:00	-33.70	8:06	-40.00
48	B-1	6:30	-33.70	8:28	-40.00
65	B-1	21:00	-33.70	6:45	-40.00
64	B-1	5:00	-33.70	7:19	-40.00
51	B-2	5:30	-33.70	7:30	-39.58
53	B-2	18:00	-33.70	19:57	-39.58
52	B-2	5:30	-33.70	7:14	-39.58
54	B-2	4:20	-33.70	7:24	-39.58
43	A-1	19:00	-33.70	15:13	-33.30
55	B-2	5:30	-33.70	6:23	-40.58
56	B-2	6:20	-33.70	8:37	-42.62
57	B-2	7:35	-33.70	9:14	-39.58
58	B-2	8:30	-33.70	7:38	-39.58

CONTROL DE  
HINCADO  
PILOTES A  
PERCUSION

No. DE PILOTE	TIPO	TIEMPO DE PERFORACION	PROFUNDIDAD	TIEMPO DE HINCADO	NIVEL DE PUNTA
59	A-2	0:30	-13.00	8:25	-33.35
39	A-2	0:40	-13.00	8:15	-33.35
40	A-2	0:52	-13.00	8:41	-33.35
73	A-2	0:41	-13.00	8:36	-33.35
61	A-2	0:25	-13.00	8:39	-33.35
60	A-2	0:25	-13.00	8:41	-33.35
41	A-2	0:36	-13.00	8:29	-33.35
62	A-2	0:41	-13.00	8:38	-33.35
42	A-2	0:28	-13.00	8:45	-33.35
74	A-2	0:31	-13.00	8:36	-33.35
75	A-2	0:26	-13.00	8:42	-33.35
78	A-2	0:24	-13.00	8:41	-33.35
63	A-2	0:28	-13.00	8:36	-33.35
70	A-2	0:26	-13.00	8:51	-33.35
77	A-2	0:27	-13.00	8:39	-33.35
68	A-2	0:36	-13.00	8:37	-33.35
69	A-2	0:35	-13.00	8:42	-33.35
72	A-2	0:29	-13.00	8:41	-33.35
71	A-2	0:27	-13.00	8:38	-33.35
78	A-2	0:29	-13.00	8:36	-33.35
50	A-2	0:36	-13.00	8:44	-33.35
49	A-2	0:31	-13.00	8:43	-33.35
48	A-2	0:29	-13.00	8:40	-33.35

y los lentes duros que dificulten y eventualmente impidan la penetración del pilote. Los aspectos más significativos de esta perforación son: el tipo de perforación, su diámetro, profundidad, espesor admisible de remoldeo, restricciones al empleo de agua y tipo de broca admisible.

**Tipo de Perforación.** Las perforaciones que se hacen para el hincado de pilotes se acostumbra clasificarlas en: Perforaciones de batido o remoldeo o Perforaciones con extracción de material. En las primeras, ocasionalmente se agrega algo de agua; en cambio en las segundas, se emplea agua para extraer el material cortado o bien se utilizan brocas espirales o botes que rezagan el material. En el caso de la Central Magdalena, se recurrió a la técnica de perforación con extracción utilizando agua con gasto de 2.5 Lt/seg., a una presión menor de 3 kg./cm<sup>2</sup>; la máquina rotatoria con la que se realizó la perforación operó a una velocidad de 60 r.p.m.

El diámetro de la perforación es fundamental para asegurar que se desarrolle toda la adherencia potencial entre pilote y suelo; los factores que la condicionan son esencialmente el diámetro de la perforación y el espesor de remoldeo.

En este caso el diámetro de la broca fue de 20 cm. y se considera que el espesor remoldeado fue de 2 cm. ( fig. No.30).

La broca mas adecuada para realizar el batido y remoldeo del suelo es la del tipo de corona, porque el movimiento vertical del suelo inducido es pequeño y por ello no se desarrolla el efecto de bombeo que siempre se presenta en brocas helicoidales, el cual se trata de aminorar, reduciendo el tiempo de perforación al mínimo.

**Hincado de Pilotes.** EL hincado de pilotes en la zona ya existente se hizo en tramos de 1.00 mt. con un mecanismo de carga hidráulico empotrado en la estructura misma. La longitud en función del espacio vertical disponible. (fig. No. 31).

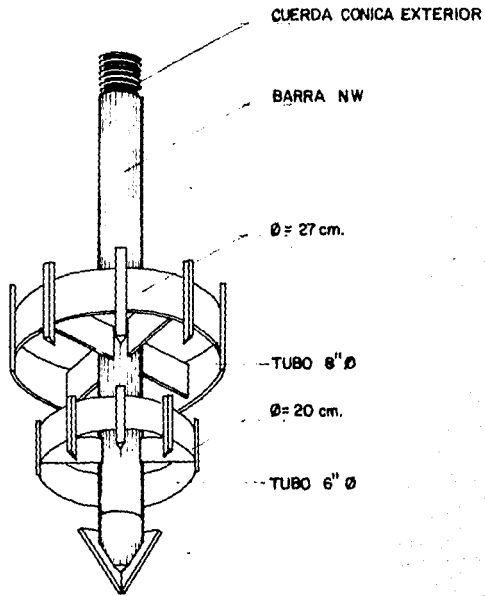
El marco de carga se empotró a la losa de cimentación mediante pernos con tuerca, esta solución fue factible porque la magnitud de las cargas lo permitió.

La fuerza axial de desarrolló con un gato hidráulico de doble acción de 100 ton. de capacidad y 33 cm de carrera.

Durante el hincado de los pilotes se llevó un minucioso registro de la variación de la carga requerida, denominando carga inicial a la que corresponde al momento en que se empieza a hincar un cierto tramo, una vez notada la adherencia la carga se reduce hasta un cierto valor inferior, al cual denominamos carga final. (figura No. 29)

Los pilotes exteriores de sección 45x45 en tramo de 10.29, se hincaron con un martillo Delmag de 10 toneladas montado en una grúa Link-Belt LS-108.

A continuación presento los diseños de cada uno de los pilotes.(fig. No. 32).



**BROCA BATIDORA**

FIG. 30

FALLA DE ORIGEN

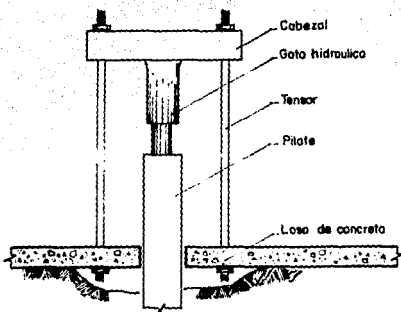
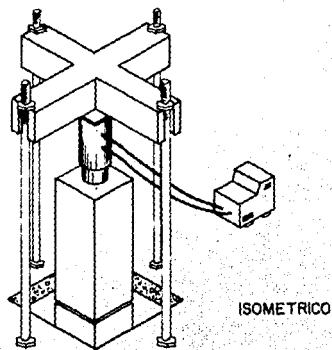


FIG. 31

FALLA DE ORIGEN

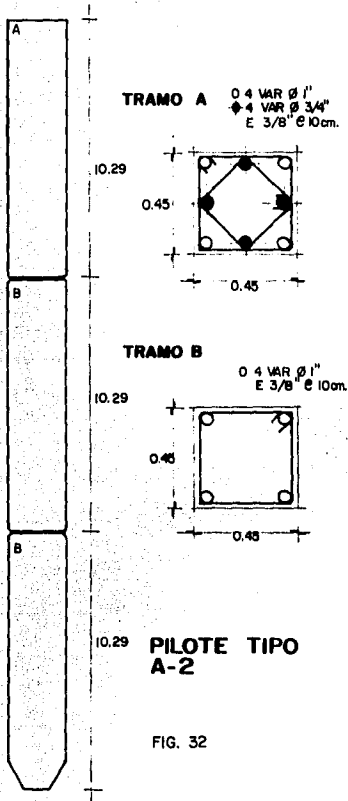
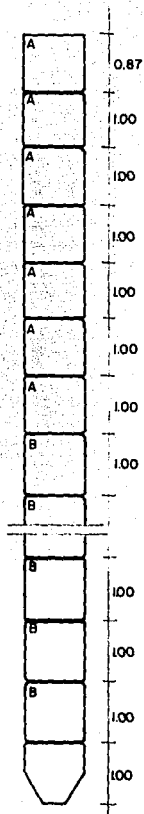
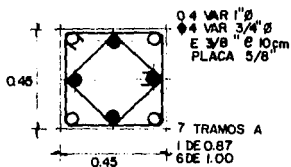


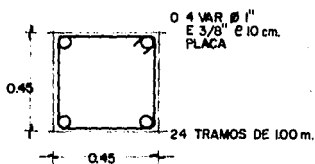
FIG. 32



**TRAMO A**



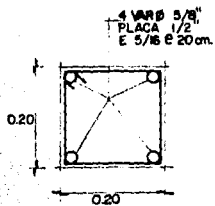
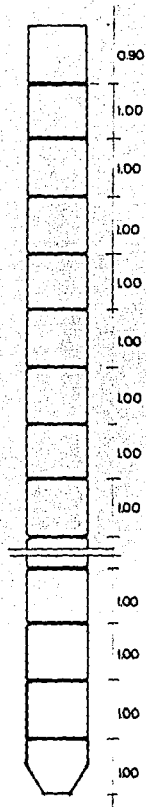
**TRAMO B**



**PILOTE TIPO A-1**

FALLA DE ORIGEN

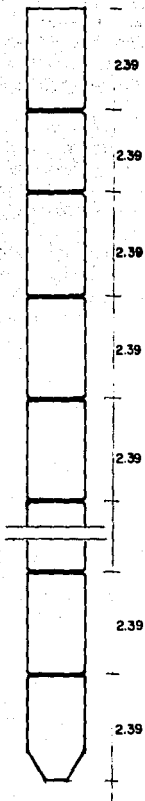




1 TRAMO DE 0.90 m.  
23 TRAMOS DE 1.00 m.

**PILOTE TIPO  
B-1**

**FALLA DE ORIGEN**



2.39

2.39

2.39

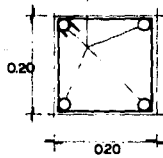
2.39

2.39

2.39

2.39

4 VAR. Ø 5/8"  
PLACA 1/2"  
E 5/16" @ 20 cm.



10 TRAMOS DE 2.39 m.

**PILOTE TIPO  
B-2**

FIG. 32'

FALLA DE ORIGEN

### **C) Reestructuración**

La reestructuración debía cumplir con el objetivo principal de reforzar la estructura proporcionándole mayor rigidez ante una sollicitación dinámica mayor que la considerada en el diseño original, para lo cual, se aumentaron las secciones de las columnas en toda su altura y las uniones de trabe con columnas, y se agregó un contraventeo metálico en algunas crujeas de los ejes A y C, así como los ejes 1,2,3,9,10 y 11 entre B y C y los ejes 1 y 11 en su tramo A-B.

Una vez terminada la recimentación se procedió a reforzar las columnas, para lo cual fue necesario llevar a cabo un apuntalamiento de la estructura para garantizar la seguridad de la misma reduciendo la carga en las columnas y así poder trabajar en una condición más segura.

El sistema de apuntalamiento consistió en puntales contraventeados. La liga se hizo con polín de madera sujeta por abrazaderas, cuidando de no entorpecer el funcionamiento de la Central, logrando una mayor resistencia a los movimientos laterales y a las cargas verticales. (fig. No. 33 y 34).

Los puntales fueron fabricados con tubo de fierro galvanizado cédula 40, con un diámetro de 10 cm, teniendo a los extremos placas de apoyo con sección rectangular variable y media pulgada de espesor.

Los puntales fueron precargados para que trabajaran inmediatamente y tomaran el trabajo de las columnas dañadas y no dañadas, liberándolas de su función como elemento estructural de sustento y permitiendo su reparación.

La precarga se hizo con un gato hidráulico de 20 ton. de capacidad, colocándolo en la parte inferior del puntal; para ello se cortaron dos mitades del mismo tubo para formar la camisa. Esta camisa tenía una altura de 10 cm y estaba soldada a la placa inferior de apoyo. Entre la camisa y el puntal había una pequeña holgura que permitía el deslizamiento del tubo dentro de la camisa.

Para aplicar la precarga, se soldaba un pequeño atizador al puntal, a una altura del piso acorde con el tamaño del gato hidráulico. La precarga era de 15 toneladas aproximadamente. Cuando el puntal había sido precargado, la unión se soldaba quedando fijo el sistema. (fig. No. 35).

Los puntales verticales se instalaron entre traveses y losas mediante placas de apoyo, sobre cuadros de madera sólida de pino, que servían para absorber cualquier movimiento o asentamiento diferencial y evitar la deformación del puntal.

El contraventeo se hizo con polín de madera con sección cuadrada de 10 cm. de lado, formando cuadros reforzados con diagonales del mismo material.

238 239. El apuntalamiento se inició en el perímetro de las salas, luego se reforzó en forma transversal y por último en algunas partes de la losa. (fig. No. 36).

Una vez definido y colocado el apuntalamiento se empezó con la reparación de las columnas, desde la fosa de cables hasta el nivel de azotea. El procedimiento de reparación y reestructuración consistió en ir atacando simultáneamente 11 columnas en la primera etapa, 13 en la segunda y 9 en la tercera etapa. ( fig. No. 37)

En la primera etapa se consideran las columnas nuevas de la ampliación así como el reforzamiento de las columnas 1 y 11 del eje B y la 4,6 y 8 del eje A, así como las losas de ampliación.

En la segunda etapa se atacaron las columnas 1,5,7, y 11 del eje A, 2,3,7,8,9 y 10 del eje B y 6 y 7 del eje C.

En la tercera etapa fueron las columnas 2,3,9,10 del eje A, las columnas 4,5 y 6 del eje B y 4,6 del eje C.

Se determinó trabajar por nivel todas las columnas en las tres etapas ya mencionadas en lugar de cada columna por toda su altura. Para Barrenar las traveses se utilizarán rotomartillos los cuales nos dieron un buen resultado al obtener avances significativos. En la colocación del acero de refuerzo así como la cimbra, debido a la falta de espacio, los rendimientos de mano de obra fueron demasiado bajas ya que las maniobras necesarias fueron excesivas en algunos casos.

Para el colado, se utilizó, concreto hecho en obra, el cual fue colocado en la ayuda de un malacate. Debido al procedimiento mismo resultaba incosteable contratar el concreto premezclado, ya que había que terminar cada etapa para atacar la siguiente.

**DIFERENTES TIPOS DE PUNTALES  
( proyeccion horizontal )**

( Altura promedio = 5.00 M.)

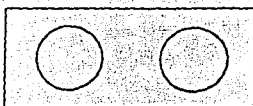


Capacidad de carga

Sin contravento = 12.750 Ton.

Con contravento = 24.000 Ton.

**PUNTAL SENCILLO (16 cms x 18 cms)**



Capacidad de carga:

Sin contravento = 25.000 Ton.

Con contravento = 48.000 Ton.

**PUNTAL DOBLE (16 cms x 37 cms)**

Capacidad de carga:

Sin contravento = 38.25 Ton.

Con contravento = 72.00 Ton.



**PUNTAL TRIPLE (16 cms x 50 cms)**

FIG. 33

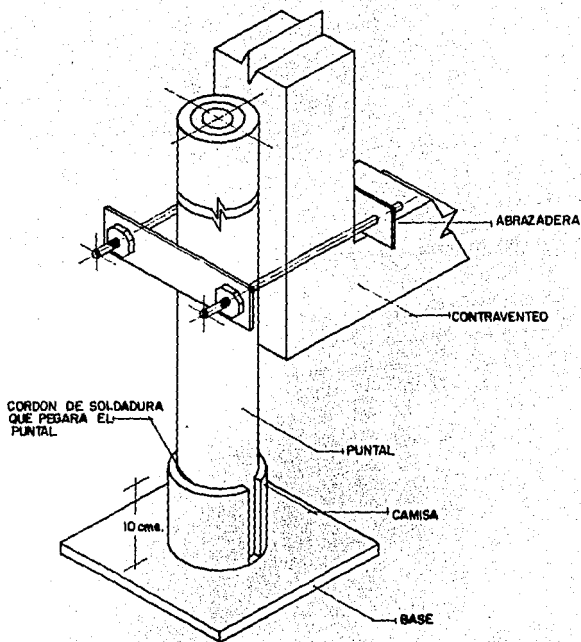
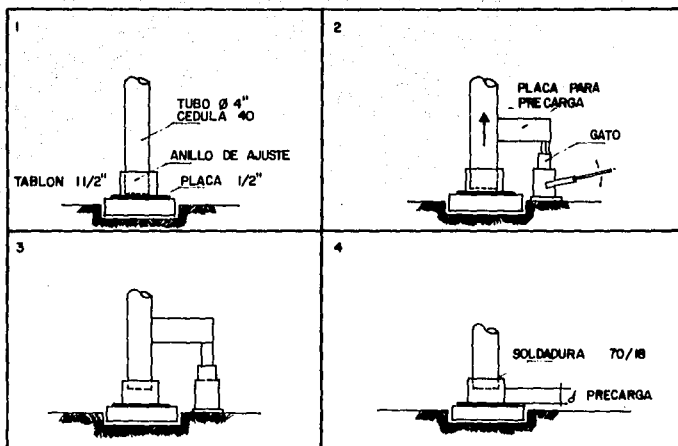


FIG. 34

FALLA DE ORIGEN



En esta figura se muestran los cuatro etapas de precarga en el apuntalamiento.

## DETALLE DE PROCESO DE PRECARGA PARA PUNTALES

FIG. 35

FALLA DE ORIGEN

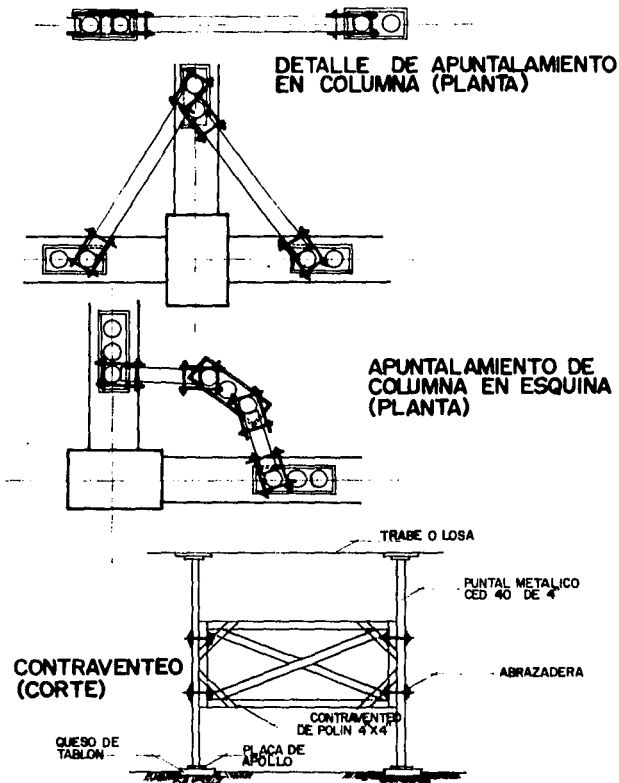


FIG. 36

FALLA DE ORIGEN



La reestructuración de las traveses consistió en mejorar la unión con la columna para aumentar su resistencia contra los esfuerzos cortantes; el tramo reforzado fue de aproximadamente un metro de longitud. Previéndose este trabajo desde etapas anteriores, se dejaron anclas cuando se reestructuraron las columnas, esta acción repercutió en un avance mayor en volumen de obra. Una vez terminadas las columnas se procedió a colocar el contraventeo metálico, para lo cual se dejaron anclas en los extremos de las columnas correspondientes las cuales sirvieron para recibir las placas metálicas que formaron un zuncho metálico en todo el perímetro de la columna, el cual recibe los puntales y las diagonales metálicas.

Todo el montaje se realizó con el malacate de 1 ton. auxiliado con tirfords y diferenciales, en estos trabajos se lograron buenos avances gracias a la habilidad de los operadores.

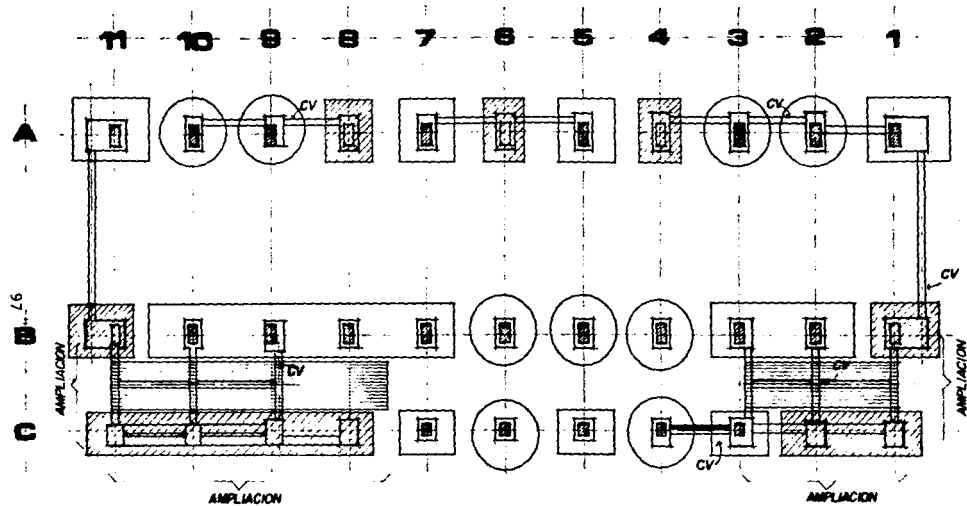
Cabe mencionar, que la fabricación de la estructura se llevó a cabo en la obra para lo cual nos solicitaron mano de obra calificada, logrando una muy buena calidad, la cual fue certificada por las pruebas de calificación a las que fueron sometidos los elementos que forman el contraventeo metálico.





#### **D) Acabados**

Los trabajos de acabados fueron principalmente:

- Muros de block
- Muros a base de panel W
- Aplanados
- Pintura de esmalte en estructura
- Pintura cáscara de naranja en muros interiores hasta 2.50 m. de altura.
- Pintura vinílica en toda el área restante
- Reposición de pisos de loseta vinílica.

Todos estos trabajos se llevaron a cabo dentro de los lineamientos normales sin que se presentara ninguna particularidad en especial.



-  PRIMERA ETAPA DE COLADO DE COLUMNAS 2 PZAS.
-  SEGUNDA ETAPA DE COLADO DE COLUMNAS 9 PZAS.
-  TERCERA ETAPA DE COLADO DE COLUMNAS 13 PZAS.
-  COLADO SIMULTANEO DE LOSAS AMPLIACION

NOTA: ESTE PROCEDIMIENTO SERA REPETITIVO PARA TODOS LOS NIVELES DE LA CENTRAL APARTIR DE LA PLANTA BAJA.

FIG. 37

## C A P I T U L O V

### PRECIOS UNITARIOS

A continuación anexo una serie de análisis de precios unitarios de la obra de reestructuración.

Estos precios fueron propuestos para el concurso por lo que tienen un sinnúmero de deficiencias, tanto en el alcance como en sus rendimientos reales dadas las circunstancias particulares de la obra.

Se presentan como ilustración con los comentarios que me parece pertinente hacer en cada caso, para que de alguna forma se aproveche la experiencia en proyectos similares.

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC-CTM-90-021.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGALLEN.  
 LUGAR: AV. TEJONILLO S/N

PAGINA No. 6  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 8.00

DESCRIPCION: ABIRIR CASAS EN COLUMNAS PARA PASO DE ACERO

CANTIDAD de OBRAS: 1.0000 M3

	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
43.96 % de MANO de OBRA				
CUADRILLA N1 (1 PEON)	1.2500	JOR	26.54	33.17
	ADMINISTRO 1.0000 M3 /JOR		N\$	33.17
	SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA		N\$	33.17
56.04 % de MAQUINARIA				
CAMION DE VOLTEO	0.6500	HRA	65.05	42.28
	ADMINISTRO 1.0000 M3 /JOR		N\$	42.28
	SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA		N\$	42.28
	COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			75.45
	21.13	TOTAL P.U. N\$		<u>96.38</u>

(noventa y seis pesos por metro cúbico)

8411

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: 90-CYBA-90 N21.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGALHA.  
 LUGAR: AV. YESSOMILA 578

PAGINA No. 1  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 2.00

DESCRIPCION: DEMOLICION DE MUROS DE CONCRETO

CANTIDAD de OBRA : 67.0000 M3

92.17 % de MANO de OBRA	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
CUADRILLA M1 (1 PEON)	2.2500	JOR	26.54	59.71
	RENDIMIENTO 1.0000 M3 /JOR		N\$	59.71
	SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA		N\$	59.71
7.83 % de MAQUINARIA				
CAMION DE VOLTEO	0.0780	HRA	65.05	5.07
	RENDIMIENTO 1.0000 M3 /JOR		N\$	5.07
	SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA		N\$	5.07
	COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			64.78
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	18.14)	TOTAL P.U.M.		<u>82.92</u>

(ochenta y dos nuevos pesos 92/100 N.P.)

MAI

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC-CTM-90-021.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGALANA.  
 LUGAR: N. TEZONTLE S/N

PAGINA No. 9  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 11.00

DESCRIPCION: PERFORACION TRABES COLUMNAS Y LUCAS PARA PASO DE ACERO 5/8"

CANTIDAD de OBRA : 48.0000 PZA

11.02 % de MATERIALES	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
BROCA PARA CONCRETO HILTY 3/4" 45 CMS	0.0100	PZA	115.10	1.15
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			N\$	1.15
88.98 % de MANO de OBRA				
CUADRILLA M1 (1 PEON)	0.3500	JOR	26.54	9.29
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA			N\$	9.29
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$				10.44
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	2.92)	TOTAL PU N\$		<u>13.36</u>

(trece sucros pasos 36/100 H.H.)

MAIR

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC-CTM-90-421.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGALHAEN.  
 LUGAR: AV. TEJONILLA S/N

PAGINA No. 5  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 7.00

DESCRIPCION: ESCALIFICADO DE TRABAJOS EN CIMENTACION

CANTIDAD de OBRAS : 372.0000 M2

87.70 % de MANO de OBRA	CANTIDAD UMD	COSTO	IMPORTE
CUADRILLA R 3 (1 OF. ALBANIL + 1 PEON)	0.1500 JOR	77,49	11.62
RENDIMIENTO 1.0000 M2 /JOR		N\$	11.62
SUBTOTAL (2) IMPORTE per MANO de OBRA		N\$	11.62
<b>12.30 % de MAQUINARIA</b>			
CAMION DE VOLTEO	0.0251 HRA	65,05	1.63
RENDIMIENTO 1.0000 M2 /XHR		N\$	1.63
SUBTOTAL (3) IMPORTE per MAQUINARIA		N\$	1.63
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			13.25
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	3.71) TOTAL PU N\$		<u>16.96</u>

(dieciocho pesos noventa y seis/100 R.N.)

MAIP

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC-CTM-90-101.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGALUFA.  
 LUGAR: AV. TEJANILLO S/N

PAGINA No. 3  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 5.00

DESCRIPCION: DEMOLICION TRA. CIENFUT. DESPESANDO ARMADO.

CANTIDAD de OBRA : 18.0000 M3

42.97 % de MANO de OBRA	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
CUADRILLA R1 (1 PEON)	1.2000	JOR	26,54	31,85
	REQUISIENTO 1,0000 HJ /JOR		N\$	31,85
	SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA		N\$	31,85
<b>57.03 % de MAQUINARIA</b>				
CAMION DE VOLTEO	0,6500	HRA	65,05	42,28
	REQUISIENTO 1,0000 HJ /JOR		N\$	42,28
	SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA		N\$	42,28
	COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			74,13
INDIRECTOS ( 28,00 % N\$	20,76)	TOTAL PU N\$		<u>94,89</u>

(noventa y cuatro pesos 89/100 H.N.)

BAIN



**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC-CTM-90-021.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGALENA.  
 LUGAR: AV. FREZZUTTA 578

PAGINA No. 37  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 83.00

DESCRIPCION: ACERO DE REPUESTO EN COLUMNAS

CANTIDAD de OBRAS: 142,013.0000 KG

100.00 % de MATERIALES	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
*W0047 HABILITADO DE ACERO	1.0201	KG	2.32	2.37
EQUIPO MENOR	0.0003	DIA	250.00	0.07
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES				N\$ 2.44
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$				2.44
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	0.66)	TOTAL PU N\$		<u>3.12</u>

(Llenar nuevos pesos 12/100 N.A.)

REALIZ

**TESIS PROFESIONAL J.JMS**

**PRECIO UNITARIO**

CUNCURSU: 82-CTB-90 N.º1.

DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.

LUGAR: AV. TRUJILLO S/N

PAGINA No. 36

FECHA 12-NOV-91

Concepto 82.00

DESCRIPCION: CONCRETO EN TRABES LOSAS Y BANFAS

CANTIDAD de OBRA : 148,0000 M3

97.85 % de	MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
CONCRETO PRMBEZCLADO ESTRUCT.F'C=250		1,0500 M3	221.00	232.05
AGUA		0,0600 M3	3.75	0.22
	SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES		N\$	232.27
1.66 % de	MANO de OBR A			
CUADRILLA N 6 (1 OFICIAL + 4 PEONES)		0,0250 JOR	157.08	3.93
	RENDIMIENTO 1,0000 M3 /JOR		N\$	3.93
	SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBR A		N\$	3.93
0.49 % de	MAQUINARIA			
VIBRADOR		0,1250 HRA	9.40	1.17
	RENDIMIENTO 1,0000 M3 /JOR		N\$	1.17
	SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA		N\$	1.17
	COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			237.37
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	66.46)	TOTAL PU N\$		303.83

(trabajos tres nuevos peso 83/100 N.N.)

DEAR

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: 90-CTM-90-R21.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MARABONA.  
 LUGAR: AV. TERCERA S/N

PAGINA No. 14  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 50,00

DESCRIPCION: PRODUCCION CON TRIPLAY 19 MM PUERTAS CON CHAPA

CANTIDAD de OBRA : 1,500.0000 M2

93.35 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
TRIPLAY PINO 19 MM.	0.5500 M2	31.07	17.09
MADERA DE PINO 2A. 2"x4"	2.3500 PT	1.10	2.58
ALAMBRE RECUCIDO n 18	0.0220 KG	1.90	0.04
CLAVO DE 3"	0.2320 KG	1.47	0.34
PAPEL ENGOMADO	0.8946 MT	0.60	0.54
PUERTAS DE MACOPAN 91x2.14	0.0250 PZA	64.08	1.62
CHAPA SHLAGE MOD NOVA A52	0.0250 PZA	17.51	0.44
MORTEKO CEMENTO ARENA 1:4	0.0320 M3	138.92	4.45
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES		N\$	27.10
6.65 % de MANO de OBRA			
CUADRILLA n 11 (CARPINTERO O.N.+AYTE)	0.0250 JOR	77.11	1.93
INDIVIDUO	1.0000 M2 /XJR	N\$	1.93
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA		N\$	1.93
CUSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			29.03
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	8.13)	TOTAL PU N\$	37.16

(treinta y siete nuevos pesos 16/100 M.N.)

BMH

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC CTM-90-021.

DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGALEMA.

LUGAR: AV. TELUREL 5/A

PAGINA No. 15

FECHA 12-NOV-91

Concepto 53.00

DESCRIPCION: TAPIAL

CANTIDAD de OBRA : 71.0000 ML

88.51 % de	M A T E R I A L E S	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
TRIPLAY PINO 19 MM.		0.2700	M2	31.07	8.39
MADERA DE PINO 2A. 2"x4"		5.5500	PT	1.10	6.10
ALAMBRE RECOCIDO N 18		0.0220	KG	1.90	0.04
CLAVO DE 3"		0.2320	KG	1.47	0.34
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES				N\$	14.87
11.49 % de M A N O de O B R A					
CUADRILLA N 11 (CARPINTERO U.N.+AYTE)		0.0250	JOR	77.11	1.93
RENDIMIENTO	1.0000 ML/JOR			N\$	1.93
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA				N\$	1.93
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$					16.80
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$		4.70) TOTAL P U N O			<u>21.50</u>

(relativu nuevos pesos 50/100 R.N.)

BBM

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: 90-758-90-N21.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGALENA.  
 LUGAR: AV. TICOMILA S/N

PAGINA No. 16  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 54.00

DESCRIPCION: ALERON

CANTIDAD de OBRA : 292.0000 M2

65.49 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
TRIPLAY PINO 19 MM.	0.2700 M2	31.07	8.39
MADERA PINO 3 1/2" x 3 1/2"	3.5500 PT	1.60	5.68
MADERA DE PINO DE 1"x4"	2.2500 PT	1.68	3.78
CLAVO DE 3"	0.3000 KG	1.47	0.44
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES N\$			18.29
34.51 % de MANO de OBRA			
CUADRILLA N 11 (CARPINTERO O.H.+AYTE)	0.1250 JOR	77.11	9.64
RENDIMIENTO 1.0000 M2 /JOR		N\$	9.64
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA N\$			9.64
COSTO DIRECTO ((1)+(2)+(3)) N\$			27.93
INDIRECTOS ( 20.00 % N\$	7.82)	TOTAL PU N\$	35.75

(Trelata y cinco nuevos pesos 75/100 N.M.)

82418

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC-CPDR-90-M21.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.  
 LUGAR: AV. TIZONTLE S/N

PAGINA No. 17  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 55.00

DESCRIPCION: FASIS A CUBIERTO

CANTIDAD de OBRA : 292.0000 M2

82.65 % de MATERIALES	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
TRIPLAY PINO 19 MM.	1.0000	M2	31.07	31.07
MADERA PINO 3 1/2" x 3 1/2"	5.7200	PT	1.60	9.15
MADERA DE PINO DE 1"x4"	0.9500	PT	1.68	1.60
CLAVO DR 3"	0.3000	KG	1.47	0.44
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			N\$	42.26
17.35 % de MANO de OBRA				
CUADRILLA R 11(CARPINTERO O.N.+AYTE)	0.1150	JOR	77.11	8.87
REMOBILIZO	1.0000	M2 /JOR	N\$	8.87
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA			N\$	8.87
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$				51.13
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	14.32)	TOTAL PU N\$		<u>65.45</u>

(baseata y cinco marcos pesos 45/100 H.N.)

BRAN

TESIS PROFESIONAL JUMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC-CTSP-90-021.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGALANA.  
 LUGAR: AV. AZUAYE S/N

PAGINA No. 18  
 FECHA: 12-NOV-91  
 Concepto \$5.00

DESCRIPCION: APUNTALAMIENTOS INCLUYE ARRASTRES Y CONTRAVIENTOS

CANTIDAD de OBRA : 368.0000 PUS

91.33 % de M A T E R I A L E S	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
TUBO DE 6" CED.40	0.5000	ML	88.85	44.42
IPR 8x5 1/4"x 31.3 KG/M	0.2250	KG	1.65	0.37
ANGULO L1-4"x3/8"	0.1246	KG	1.43	0.18
PLACA DE 1/2" ACERO A36	2.0370	KG	1.57	3.20
ELECTRODOS E-70 18	0.1250	KG	3.23	0.40
SUBTOTAL (1) IMPORTE por M A T E R I A L E S				N\$ 48.57
7.99 % de M A N O de O B R A				
CUADRILLA #43 (OFICIAL + AYTE.)	0.0550	JOR	77.52	4.26
RENDIMIENTO 1.00/12 PUS/JOR			N\$	4.26
SUBTOTAL (2) IMPORTE por M A N O de O B R A				N\$ 4.25
0.68 % de M A Q U I N A R I A				
SOLDADORA	0.0407	HRA	8.93	0.36
RENDIMIENTO 1.00/12 PUS/JOR			N\$	0.36
SUBTOTAL (3) IMPORTE por M A Q U I N A R I A				N\$ 0.36
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$				53.18
INDIRECTOS ( 20.00 % N\$	14.89)	TOTAL PU N\$	68.07	

(sesenta y ocho nuevos pesos 07/100 N.S.)

MAIN

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC-CTM-90-021.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGdalena.  
 LUGAR: AY. TIZONTLA S/N

PAGINA No. 19  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 60.00

DESCRIPCION: PUNTALAS A BASE DE TIPO DE 4" DE DIAM. CEDULA 40 DE ACUERDO AL PROYECTO.

CANTIDAD de OBRA : 12.0000 PZA

76.84 % de M A T E R I A L E S	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
TUBO 4" CEDULA 40	6.4000 ML	51.54	329.86
PLACA DE 1/2" ACERO A36	16.1280 KG	1.57	25.32
KWIK BOLTS 38-312	4.0000 PZA	2.26	9.04
KWIK BOLTS 38-5	4.0000 PZA	2.74	10.96
FESTERGROUT	0.4550 KG	1.33	0.61
ELECTRODOS E-90 18	3.5000 KG	9.08	31.78
SUBTOTAL (1) IMPORTE por M A T E R I A L E S			N\$ 407.57
23.16 % de M A N O de O B R A			
CUADRILLA R43 (OFICIAL + AYTB.)	1.5850 JOR	77.52	122.87
INDIVIDUO	1.0000 PZA/JOR	N\$	122.87
SUBTOTAL (2) IMPORTE por M A N O de O B R A			N\$ 122.87
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			530.44
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$ 148.52)	TOTAL PU N\$		<u>678.96</u>

(Inclucion setenta y ocho nuevos pesos 96/100 N.S.)

BAJN

**FALLA DE ORIGEN**



TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC CTM-90 N21.

DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.

LUGAR: AV. TIZAPALTE S/N

PAGINA No. 20

FECHA 12-NOV-91

Concepto 61.00

DESCRIPCION: VICUARIAS FIJAS DE 20.3x31.2 X5,76 HASTA DE 4.50 M DE LONGITUD DE ACUERDO AL PROYECTO.

CANTIDAD de OBRA : 18.0000 PZA

41.69 % de M A T E R I A L E S	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
1PR 8x51/4x31.3 KG/M	6.4000 KG	1.65	10.56
COLD ROLLED DE 3/4"	4.0000 ML	4.69	18.76
PLACA DE 1/2" ACERO A36	16.8000 KG	1.57	26.38
PLACA DE 3/8" ACERO A36	4.3500 KG	1.60	6.96
ELECTRODOS E-90 18	2.7850 KG	9.08	25.29
FESTEPGROUT	0.4550 KG	1.33	0.61
SUBTOTAL (1) IMPORTE por M A T E R I A L E S			N\$ 88.56
58.11 % de M A N O de O B R A			
CUADRILLA N43 (OFICIAL + AYTE.)	1.5850 JOR	77.52	122.87
DESIGNADO 1.0000 PZA/JOR		N\$	122.87
SUBTOTAL (2) IMPORTE por M A N O de O B R A			N\$ 122.87
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			211.43
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	59.20)	TOTAL PU. N\$	<u>270.63</u>

(doscientos setenta y seis pesos 63/100 M.M.)

BRAIN

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC-CTM 90 421.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.  
 LUGAR: AV. TEJANTE S/N

PAGINA No. 21  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 58.00

DESCRIPCION: EXCAVACION DE CUALQUIER MATERIAL

CANTIDAD de OBRA : 775.0000 M3

35.43 % de M A N O de O B R A	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
CUADRILLA M1 (1 PEON)	0,1000 JOR	26.54	2.65
RENDIMIENTO 1.0000 M3 /M		N\$	2.65
SUBTOTAL (1) IMPORTE por M A N O de O B R A		N\$	2.65
64.57 % de M A Q U I N A R I A			
RETROEXCAVADORA	0,0550 HRA	87.86	4.83
RENDIMIENTO 1.0000 M3 /M		N\$	4.83
SUBTOTAL (2) IMPORTE por M A Q U I N A R I A		N\$	4.83
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			7.48
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	2.09) TOTAL P U N \$		9.57

(nueve milnoventa y siete pesos 57/100 M.N.)

BRM

**FALLA DE ORIGEN**

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC-CTM-90-021.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.  
 LUGAR: AV. TIZONTLE S/A

PAGINA No. 22  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 59.00

DESCRIPCION: EXCAVACION A MANO

CANTIDAD de OBRA : 79.0000 M3

100.00 % de M A N O de O B R A	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
CUADRILLA #1 (1 PEON)	0.3890 JOR	26.54	10.32
RENDIMIENTO 1.0000 M3 /JOR		N\$	10.32
SUBTOTAL (2) INVENTE por M A N O de O B R A		N\$	10.32
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			10.32
INDIRECTOS ( 29.00 % N\$	2.89)	TOTAL PU N\$	13.21

(trece nuevos pesos 21/100 N.N.)

MAIIP

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SE-CTM-90 P.LL.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.  
 LUGAR: AV. YZAMTLA S/N

PAGINA No. 23  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 64.00

DESCRIPCION: BOMBO DE ACHICAR

CANTIDAD de OBRA : 600.0000 HRS

0.80 % de MANO de OBRA	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
CUADRILLA N 4 (OFICIAL + AYTE.)	0.0010	JOR	77,52	0.08
	REQUERIMIENTO 1.0000 HRS/AJE		NS	0.08
	SUBTOTAL (2) IMPORTE per MANO de OBRA		NS	0.08
<b>99.20 % de MAQUINARIA</b>				
BOMBA DE 3"	1.0000	HRA	9.92	9.92
	REQUERIMIENTO 1.0000 HRS/AJE		NS	9.92
	SUBTOTAL (2) IMPORTE per MAQUINARIA		NS	9.92
	COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) NS			10.00
INDIRECTOS ( 28.00 % NS	2.80)	TOTAL PU NS		<u>12.00</u>

(doce nuevos pesos 00/100 N.N.)

MAJL

**FALLA DE ORIGEN**

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC CTM-90-011.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.  
 LUGAR: AV. TIZAMILA 5/M

PAGINA No. 24  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 65.00

DESCRIPCION: PULVERES DE CEMENTO

CANTIDAD de OBR: 2,679.0000 ML

83.14 % de	M A T E R I A L E S	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
	ALAMBRE RECOCIDO # 18	1.2180	KG	1.90	2.31
	PLACA DE 5/8" ACERO A36	8.8800	KG	1.52	13.50
	CIMBRAFEEST	0.7500	LT	4.15	3.11
	ACERO DE REFUERZO R-42 DE 3/8"	3.0000	KG	1.19	3.57
	ELECTRODOS E-70 10	1.4400	KG	3.23	4.65
	PERFORACION DE 0 A 100 MTS.	1.0000	H	60.80	60.80
	CONCRETO PREMEZCLADO EST. RAP. FC250	0.2125	M3	230.00	48.90
	CIMBRA COMUN	1.3500	M2	14.96	20.20
	*W0047 HABILITADO DE ACERO	56.2190	KG	2.32	130.43
	*W0058 BASICO DE MAQUINARIA PARA PILO	1.0000	LTE	23.49	23.49

SUBTOTAL (1) IMPORTE por M A T E R I A L E S N\$ 310.96

3.36 % de M A N O de O B R A

CUADRILLA # 4 (OFICIAL + AYTE.)	0.0200	JOR	77.52	1.55
CUADRILLA # 11 (CARPINTERO O.N. + AYTE)	0.0200	JOR	77.11	1.54
CUAD. # 46 (ALBAÑIL + PEON)	0.0350	JOR	77.49	2.71
CUADRILLA # 40 (MANOBRISTA + AYTE)	0.0675	JOR	100.22	6.76

RENDIMIENTO 1.0000 ML / JOR N\$ 12.56

SUBTOTAL (2) IMPORTE por M A N O de O B R A N\$ 12.56

13.50 % de M A Q U I N A R I A

VIBRADOR	0.1777	HRA	9.40	1.67
BALHA	0.1778	HhA	1.35	0.24
PLATAFORMA	0.0050	HRA	9.00	0.04
GRUA LS-108	0.3857	HRA	125.85	48.54

RENDIMIENTO 1.0000 ML / JOR N\$ 50.49

SUBTOTAL (3) IMPORTE por M A Q U I N A R I A N\$ 50.49

COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$ 374.01

INDIRECTOS ( 28.00 % ) \$ 104.72 TOTAL PU N\$ 478.73

(cuatrocientos setenta y ocho nuevos pesos 73/100 N.S.)

BAJIN

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC-CTB-90-021.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGNOLIA.  
 LUGAR: AY. TEBOWTA S/N

PAGINA No. 38  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 84.00

DESCRIPCION: ACERO DE REFUERZO EN TRAFES LISAS Y EMBRAS

CANTIDAD de OBRA : 19,956.0000 KG

100.00 % de	MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
*M0047 HABILITADO DE ACERO EQUIPO MENOR		1.0201 KG 0.0003 DIA	2.32 250.00	2.37 0.07
	SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES		N\$	2.44
	COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			2.44
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$		0.68) TOTAL PU_N\$		<u>3.12</u>

(tres nuevos pesos 12/100 N.N.)

MAI

FALLA DE ORIGEN

TRABAJOS PROFESIONALES (D.M.S.)

PRECIO UNITARIO

CONCEPTO: SECTER 30 M2.

PAGINA No. 39

DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTAL TELEFONICA MAGDALENA.

FECHA: 12 NOV 91

LUGAR: AT. TELEFONIA S/N

Concepto 85.00

RESTRICCION: CANTIDA EN COLUMNAS

CANTIDAD de CERA : 3,410.0000 M2

100.00 % de	MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
	ALOS CUBRA APARENTE EN COLUMNAS	1.0000 M2	23.87	23.87
		SUBTOTAL III DEBE por MATERIALES	US	23.87
		COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$		23.87
INDIRECTOS	( 24.00 % N\$	0.68) TOTAL PU. N\$		30.55

(treinta nuevos pesos 55/100 R.N.)

BBM

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: 80-CTM-90-121.

DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA NACIONAL.

LUGAR: AV. TELERIQUE 5/A

PAGINA No. 27

FECHA 12-NOV-91

Concepto 68.00

DESCRIPCION: CONCRETO DE CONTRAFASAS DE CIMENTACION

CANTIDAD de OBRA : 313,0000 M3

88.92 % de M A T E R I A L E S	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
CONCRETO PREMEZCLADO ESTRUCT.F'C=250	1.0400 M3	221.00	229.84
AGUA	0.0600 M3	3.75	0.22
SUBTOTAL (1) IMPORTE por M A T E R I A L E S			N\$ 230.06
10.63 % de M A N O de O B R A			
CUADRILLA N 6 (1 OFICIAL + 4 PEONES)	0.1750 JUR	157.08	27.49
RENOVIAMIENTO 1.0000 M3 /JOR		N\$	27.49
SUBTOTAL (2) IMPORTE por M A N O de O B R A			N\$ 27.49
0.45 % de M A Q U I N A R I A			
VIBRADOR	0.1250 HRA	9.40	1.17
RENOVIAMIENTO 1.0000 M3 /JOR		N\$	1.17
SUBTOTAL (3) IMPORTE por M A Q U I N A R I A			N\$ 1.17
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			258.72
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	72.44)	TOTAL PU_M3	<u>331.16</u>

(trescientos treinta y un nuevos pesos 16/100 N.M.)

DAIN

**FALLA DE URGEN**



PROYECTO PROFESIONAL JAMES

PRECIO UNITARIO

CONCEPTO: SOSTENIMIENTO  
 DEPENDENCIA: REGULACION GENERAL TELEFONIA NACIONAL  
 LUGAR: ATEQUILA O/S

PAGINA No. 40  
 FECHA: 12-NOV-91  
 Concepto: 80.00

DESCRIPCION: CINDA EN TRABO D/SOL Y SANTI

CANTIDAD de OBRAS: 1,001,0000 HZ

100.00 % de	MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
*WOOS3 CIMPRA APARENTE EN TRABES		1,0000 M2	22.30	22.30
	SUBTOTAL II) IMPORTE por MATERIALES		H\$	22.30
	COSTO DIRECTO	(1)+(2)+(3) H\$		22.30
INDIRECTOS	( 28.00 % H\$	6.26) TOTAL I/O H\$		28.56

(veintiocho pesos 56/100 M.A.)

BRAK

**TESTES PROFESIONAL JUMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SO CIBO 4011.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTAL TELEFONICA MAGALLAN.  
 LUGAR: AYTENANTE S/N

PAGINA No. 41  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 89.00

DESCRIPCION: ESTRUCTURA METALICA EN COLONAS

CANTIDAD DE OBRAS : 0,542.0000 Tg

48.60 % de M A T E R I A L E S	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
ANGULO L1 4"x3"x8"	0.5200	KG	1.43	0.79
CANAleta STABOR DE Hx10.75	0.5500	TG	1.35	0.74
ELECTRODOS E.C-18	0.0150	KG	3.23	0.05
PERFIL DE FIERRO HUBULAR	0.0300	KG	2.05	0.08
PINTURA ANTICORROSIVA	0.0120	LT	5.50	0.07
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES				11\$ 1.73
30.76 % de H A N O de O B R A				
CHARRILLA R 17(SOLDADOR + AYTE.)	0.0100	JOR	84.21	0.84
CUAERILLA R 4 (OFICIAL + AYTE.)	0.0070	JOR	77.52	0.54
RENTAMIENTO 1.0000 KG /208				11\$ 1.38
SUBTOTAL (2) IMPORTE por HANO de OBRA				11\$ 1.39
12.64 % de M A Q U I N A R I A				
S-LEMBRA	0.0500	HRA	8.93	0.45
RENTAMIENTO 1.0000 KG /208				11\$ 0.45
SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA				11\$ 0.45
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) 11\$				3.56
INDIRECTOS ( 20.00 % de )	1.0000 TOTAL PU M\$			4.56

(costo base en peso 50/100 H.M.)

EXAM

TESIS PROFESIONAL JUMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: 90-0786-90-021.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.  
 LUGAR: AV. VEZOTTE S/A

PAGINA No. 30  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 71,00

DESCRIPCION: ACERO EN CIMENTACION CONTRATAS

CANTIDAD de OBRAS : 50,281,0000 KG

100,00 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
*W0047 HABILITADO DE ACERO	1,0200 KG	2,32	2,37
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES		Ns	2,37
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) Ns			2,37
INDIRECTOS ( 28,00 % Ns	0,66)	TOTAL PU Ns	<u>3,03</u>

(Iron nuevo peso 03/100 N.M.)

MAT#

FALLA DE ORIGEN

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC-COR-90 N.º 1.  
 DESCRIPCIÓN: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA NACIONAL.  
 LUGAR: AV. TECNICA S.º N

PAGINA No. 42  
 FECHA 12 NOV 91  
 Concepto 90.00

DESCRIPCIÓN: ESTRUCTURA METALICA TRABES

CANTIDAD de CERA : 11,646.0000 FLO

59.94 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
IFN 12X01x44.5 KG/M	0.5500 KG	1.64	0.90
IFR 12X4X32.8 KG/M	0.5500 KG	1.64	0.90
ELECTRODOS E70 18	0.0150 KG	3.23	0.05
PERFIL DE FIERRO TUBULAR	0.0061 EG	2.15	0.13
PINTURA ANTICORROSIVA	0.0120 LT	5.50	0.07
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			N\$ 2.11
39.20 % de MANO de OBRA			
CUADRILLA N 17 (SOLDADOR + AYR.)	0.0100 JOR	84.21	0.84
CUADRILLA N 43 (OFICIAL + AYR.)	0.0070 JOR	77.52	0.54
RENDIMIENTO 1.0000 EG/JOR		N\$	1.38
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA			N\$ 1.38
0.05 % de MAQUINARIA			
SOLDADORA	0.0030 HRA	8.93	0.03
RENDIMIENTO 1.0000 EG/JOR		N\$	0.03
SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA			N\$ 0.03
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			3.52
IMPRESOS ( 28.00 % N\$	0.991	TOTAL PU N\$	4.51

(cuatro nueves pesos 51/100 N.N.)

DAIM

TRABAJO PROFESIONAL J.M.S

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: 30 CIB 90-121.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.  
 LUGAR: AV. TEJAMATE S/N

PAGINA No. 43  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 91.00

DESCRIPCION: CABLEADO DE BARRIDO

CANTIDAD de OBRAS : 175,626.0000 KG

59.54 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
IFR 12x51x44.5 KG/M	0.5500 KG	1.64	0.90
IFR 12x4x33.0 KG/M	0.5500 KG	1.64	0.90
ELECTROLUCES E-70 18	0.0150 KG	3.23	0.05
PERFIL DE FIERRO TUBULAR	0.0614 KG	2.85	0.17
PINTURA ANTICORROSIVA	0.0129 LT	5.50	0.07
SUBTOTAL (1) IMPORTE per MATERIALES			NS 2.09
39.32 % de MANO de OBRA			
CUADRILLA N 17 (SOLDADOR + AYTE.)	0.0100 JOR	84.21	0.84
CUADRILLA N43 (OFICIAL + AYTE.)	0.0070 JOR	77.52	0.54
REMOVIMIENTO 1.0000 KG /J.F			NS 1.38
SUBTOTAL (2) IMPORTE per MANO de OBRA			NS 1.38
1.14 % de MAQUINARIA			
SOLDADORA	0.0050 HRA	8.93	0.04
REMOVIMIENTO 1.0000 KG /J.F			NS 0.04
SUBTOTAL (3) IMPORTE per MAQUINARIA			NS 0.04
COSTO DIRECTO ((1)+(2)+(3)) NS			3.51
INDIRECTOS ( 23.00 % NS	0.80	TOTAL PUNTO	4.49

(cuatro noventa pesos 4/100 M.N.)

DEAM

FALLA DE ORIGEN

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC-CTM 90-121.  
 DESCRIPTION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA NACIONAL.  
 LUGAR: AV. TECOITILE S/N

PAGINA No. 33  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 74.00

DESCRIPCION: CIMBRA EN CIMENTACION CONTRA TERREMOTOS

CANTIDAD de OBRA : 799.0000 M2

100.00 % de	MATERIALES	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
CIMBRA COMUN		1.0800	M2	14.96	16.16
	SUBTOTAL (1) IMPORTE por		MATERIALES	N\$	16.16
	COSTO DIRECTO	(1)+(2)+(3)	N\$		16.16
INDIRECTOS	( 26.00 % N\$	4.52)	TOTAL PU N\$		<u>20.68</u>

(volumen menor precio 66/100 N.N.)

MAN

## TESTES PROFESIONAL JUNES

## PRECIO UNITARIO

CORRESPONDIENDO A: C/OP-91-001,  
 DESL. RIF. UNO: REGISTRO DE CENSA TELEFONICA NACIONAL,  
 LUGAR: AV. TEJALTEPEC

PAGINA No. 44  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 94.00

DESCRIPCION: TESTES DE 1/4"

CANTIDAD de CENSA: 940.0000 PEA

51.18 % de	MATERIALES	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
COLD ROLLED DE 1/4"		0.0500	HL	13.04	0.65
	SUBTOTAL (1) INVENTE por MATERIALES			NS	0.65
48.82 % de	MANO de OBRA				
CHAPARRILLA N°3 (OFICIAL + AYTE.)		0.0000	JOR	77.52	0.62
	RENDIMIENTO 1.0000 PEA/JOR			NS	0.62
	SUBTOTAL (2) INVENTE por MANO de OBRA			NS	0.62
	COSTO DIRECTO (1)+(2) NS				1.27
INDIRECTOS ( 28.00 % NS		0.36)	TOTAL PU NS		1.63

(en nuevos pesos 63/100 M.N.)

BAN

FALLA DE UNIDAD

**TESIS PROFESIONAL JJMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SC-CIB-90-021.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.  
 LUGAR: AV. TEZONTLE S/N

PAGINA No. 35  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 81.00

DESCRIPCION: CONCRETO EN COLUMNAS

CANTIDAD de OBRA : 457.0000 M3

97.85 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
CONCRETO PREMEZCLADO ESTRUCT. F'C=250	1.0500 M3	221.00	232.05
AGUA	0.0600 M3	3.75	0.22
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			N\$ 232.27
1.66 % de MANO de OBRA			
CUADRILLA R 6 (1 OFICIAL + 4 PEONES)	0.0250 JOR	157.08	3.93
RENDIMIENTO 1.0000 M3 /JOR		N\$	3.93
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA			N\$ 3.93
0.49 % de MAQUINARIA			
VIBRADOR	0.1250 HRA	9.40	1.17
RENDIMIENTO 1.0000 M3 /JOR		N\$	1.17
SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA			N\$ 1.17
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			237.37
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	66.46) TOTAL PU N\$		<u>303.83</u>

(trecentos tres nuevos pesos 83/100 N.N.)

RAIN



TIENDA PROFESIONAL JAMES

PRECIO UNITARIO

CONCEPTO: 3' CIERRE AL  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MIGDALERA  
 LUGAR: APT. TELEFONIA SIN

PAGINA No. 45  
 FECHA 12-III-91  
 Concepto 124.0

DESCRIPCION: MOLD DE PANEL "M"

CANTIDAD de OBRAS: 800.0000 M2

60.06 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
PANEL "M"	1.0400 M2	10.06	31.26
ZIG-ZAG	0.9499 M2	1.40	1.33
ACERO DE REFUERZO R-42 DE 3/8"	2.2506 KG	1.19	2.69
MORTERO CEMENTO ARENA 1:4	0.0850 M3	138.92	11.81
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			N\$ 47.09
31.14 % de MANO de OBRA			
CUAD. H45 (ALBAÑIL + PECH)	0.2749 JOR	77.49	21.30
RENDIMIENTO 1.0000 M2 / RR		N\$	21.30
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA			N\$ 21.30
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			68.39
INDIRECTOS ( 28.00 % N\$	19.15) TOTAL PUNTO		87.54

(ochenta y siete pesos por 54/100 R.N.)

5/1/91

FALLA DE ORIGEN

**TESTIS PROFESIONAL JIMS**

**PRECIO UNITARIO**

CONCURSO: SECTER-90 MCL.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGALHANS.  
 LUGAR: AV. TENENTE SILVA

PAGINA No. 46  
 FECHA 12-NOV-91  
 Concepto 150.0

DESCRIPCION: ESMALTE ASIMILADO EN ESTRUCTURA METALICA.

CANTIDAD de OBRAS : 193,023.0000 KG

26.60 % de	MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
ESMALTE		0,0280 LT	8.71	0.24
THINER		0,0060 LT	1.25	0.01
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			HS	0.25
73.40 % de MANO de OBRA				
CUAD. H17 (FINICER + AYUDANTE)		0,0042 HOR	74.53	0.69
	RENDIMIENTO 1.0000 HS /HR		HS	0.69
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA			HS	0.69
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) HS				0.94
INDIRECTOS ( 20.00 % HS		0.26)	TOTAL PU_Nº	<u>1.20</u>

(un ruveta pesor 20/100 H.N.)

BRAN

TRABAJO PROFESIONAL JIMS

PRECIO UNITARIO

CONTRATO: SC CIE-70 R/1.

DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTAL TELEFONICA MAGDALENA.

LUGAR: AZUENDE S/N

PAGINA No. 47

FECHA 12-NOV-91

BASICO W0047

DESCRIPCION: MONTAJE DE ACERO

FG

80.60 % de MATERIALES	CANTIDAD	UNID	CUSTO	IMPORTE
ACERO DE REFUERZO R-42 DE 1/2"	0.7109	KG	1.19	0.85
ACERO DE REFUERZO R-42 DE 3/8"	0.2582	KG	1.19	0.31
ACERO DE REFUERZO R-42 DE 5/8"	0.2761	KG	1.18	0.33
ACERO DE REFUERZO R-42 DE 1"	0.2762	KG	1.16	0.32
ALAMPRE REDUCIDO N 10	0.0321	KG	1.90	0.06
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			US\$	1.87
19.40 % de MANO de OBRA				
CUADRILLA N 7 (FIERRERO + AYTE.)	0.0058	JOR	77.33	0.45
SEGURIMIENTO 1.0000	KG	AIR	US\$	0.45
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA			US\$	0.45
CUSTO DIRECTO (1)+(2) US\$				2.32
TOTAL PU US\$				2.32

BZLN

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSU: SC-CTGR-70 N21.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA NICAGUENA.  
 LUGAR: RR. TEZUMILZ 5/A

PAGINA No. 49  
 FECHA 12-NOV-91  
 BASICO 74.00

DESCRIPCION: CIMBRA EN USAS

		M2			
47.28 % de	MATERIALES	CANTIDAD	UNO	COSTO	IMPORTE
	MADERA DE FINO DE 1"x4"	3.0000	PT	1.68	5.04
	MADERA DE FINO 2A. 2"x4"	2.5000	PT	1.10	2.75
	DIESEL	0.0448	LT	0.45	0.02
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES					N\$ 7.81
52.72 % de	MANO de OBRA				
	CUADRILLA N 11(CARPINTERO O.H.+AYTE)	0.1130	JOR	77.11	8.71
	RENDIMIENTO 1.0000 M2 22%			N\$	8.71
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA					N\$ 8.71
COSTO DIRECTO (1)+(2)+ (3) N\$					16.52
TOTAL PU N\$					16.52

DEAR

FALLA DE ORIGEN

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

COURSO: 82 (198-90) NCL.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA NACIONAL.  
 LUGAR: AV. JAZOILE S/N

PAGINA No. 50  
 FECHA 12-NOV-91  
 BASICO 74.00

DESCRIPCION: CUBERA APPEPTE

41.36 % de MATERIALES	CANTIDAD	UNO	COSTO	IMPORTE
TRIPLAY DE PINO DE 16MM	0.1710	M2	23.50	4.02
DIESEL	0.9971	LI	0.45	0.45
MADERA DE PINO 2A. 2"x4"	1.5000	FT	1.10	1.65
CLAVO DE 2"	0.2500	KG	1.50	0.37
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES				6.49
50.64 % de MANO de OBRA				
CUADRILLA A (1) CARPINTERO U.N. (APPE)	0.1193	JOR	77.11	9.20
ENCUENTRO 1.0000	***	JAR	NS	9.20
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA				9.20
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) NS				15.69
TOTAL PUNTO				15.69

MAN

FALLA DE ORIGEN

TIEMPO PROFESIONAL, DÍAS:

PRECIO UNITARIO

CORRESPONDE: 20 CUB. M. C.I.  
 (RESERVA) REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA NACIONAL.  
 LUGAR: AV. TECNOL. 5/A

PAGINA No. 51  
 FECHA 12-III-91  
 BASICO 74.00

INDICACION: OBRA FALLA PARA CUBRIR

112

67.15 % de MATERIALES	CANTIDAD	UNID	COSTO	IMPORTE
MADERA DE PINO DE 2A. 4" X 4"	3.5000	FT	1.30	4.55
CLAVO LE 4"	0.5017	KG	1.42	0.75
DIESEL	0.5000	LT	0.45	0.22
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			NS	5.52
32.05 % de MANO de OBRA				
CUADRILLA B. II (CARPINTEPO C.R. AYTE)	0.0350	JOR	77.11	2.70
RENDIMIENTO 1.0000	M <sup>2</sup>	/M <sup>2</sup>	NS	2.70
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA			NS	2.70
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) NS				8.22
TOTAL PUNTO				<u>8.22</u>

FIN

FALLA DE ORIGEN

TESIS PROFESIONAL JUMS

PRECIO UNITARIO

COURSO: OCTUBRE 90-91.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGALENA.  
 LUGAR: AV. TEJANIL S.A

PAGINA No. 52  
 FECHA 12-NOV-91  
 BASICO 74,00

RESUMEN: CINGRA EN PERU

40.57 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
MADERA DE PINO 2A. 2"x4"	4.7500 IT	1.10	5.22
CLAVO DE 4"	0.5000 KG	1.49	0.74
DIESEL	0.5000 LT	0.45	0.22
ALAMBRE RECOCIDO N 18	0.2000 KG	1.90	0.38
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			N\$ 6.56
59.43 % de MANO de OBRA			
CUADRILLA N 11(CARPINTERO O.N.+AYTE)	0.1246 JUR	77.11	9.61
RENDIMIENTO 1.0000 ***JUR			N\$ 9.61
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA			N\$ 9.61
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			16.17
TOTAL PU N\$			<u>16.17</u>

BRIN

FALLA DE ORIGEN

TESTES PROFESIONAL JAMES

PROYECTO UNITARIO

CONTRATANTE: SECTEL S.A. S.  
 DESCRIPCION: ESTACIONADORA CENTRAL TELEFONICA NACIONAL  
 LOGAR: AV. TEJASQUE S. 3

PAGINA No. 53  
 FECHA 12-NOV-91  
 BASICO 74.00

DESCRIPCION: CUBETA ATENDIENDO EN TRABAJOS

Hz

53.32 % de MATERIALES	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
HADERA DE PINO 2x. 2"x4"	3.0000	FT	1.10	3.31
CLAVO DE 4"	0.5000	KG	1.49	0.74
HADERA DE PINO PE 2x. 4"x4"	2.5000	FT	1.30	3.25
TRIFLAV DE PINO DE 1cm	0.1780	M2	23.50	4.18
ALAMBRE RECOCIDO R 18	0.1000	KG	1.90	0.19
DIESEL	0.5000	LT	0.45	0.22
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES			Rs	11.89
46.68 % de MANO de OBR A				
COMPUJILLA B 11(CARPINTERO G.H. (AYTE)	0.1350	JOR	77.11	10.41
REQUERIMIENTO 1.0000 M2 JOR			Rs	10.41
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBR A			Rs	10.41
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) Hz				22.30
TOTAL PU Rs				22.30

88111

FALLA DE ORIGEN



TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SECTER 90/81.  
 DESCRIPCIÓN: RECONSTRUCCIÓN CASAL TELEFÓNICA MISIONERA.  
 LUGAR: AYTE. N° 5.1

PÁGINA N°: 54  
 FECHA: 22-NOV-91  
 BÁSICO: 1.00

DESCRIPCIÓN: CIMA ABAJENTE DE COLUMNAS

112

54.46 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
MADERA DE PINO 2A. 2"x4"	5,3000 PT	1.10	5.83
TRIPLAY DE PINO DE 16MM	0,1730 M2	23.50	4.07
DIESEL	1,0238 LT	0.45	0.46
ALAMBRE RECOCIDO N. 10	1,0000 KG	1.90	1.90
CLAVO DE 4"	0,5000 KG	1.49	0.74
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES		N\$	13.00
45.54 % de MANO de OBRA			
CUAPRILLA N 11 (CARPINTERO O.H. AYTR)	0,1410 JOR	77.11	10.87
ESQUELETO	1,0000 M2 / JOR	N\$	10.87
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA		N\$	10.87
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			23.87
TOTAL P.U. N\$			23.87

BBAN

FALLA DE ORIGEN

PRECIO UNITARIO

PRECIO UNITARIO

CORPORACIÓN SUCRE S.A.  
 DEPARTAMENTO: REGISTRO GENERAL TELEFONO NACIONAL  
 LOGAR: AV. CENTRAL S/N

PAGINA No. 55  
 FECHA 12-NOV-91  
 BASICO 00050

DESCRIPCIÓN: PERFORADOR DE 9 A 120 MTS.

II

23.06 % de MATERIALES	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
EQUITO HEROR	0.0480 DIA	250,00	12,00
SUBTOTAL (1) IMPORTE por MATERIALES		NS	12,00
1.13 % de MANO de OBRA			
CUADRELLA 160 (MANO DE OBRISTA + AYTE.)	0.0011 JOR	199,22	0,31
CUADRELLA R 17 (SOLDADOR + AYTE.)	0.0033 JOR	64,21	0,28
SUBTOTAL (2) IMPORTE por MANO de OBRA		NS	0,59
75.01 % de MAQUINARIA			
PERFORADORA RTA/S	0.2041 HRA	190,70	39,73
SOLDADORA AGA EPP-JOR	0.0773 HRA	9,25	0,72
SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA		NS	39,45
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) III			52,04
TOTAL PUNOS			52,04

0414

FALLA DE ORIGEN

· TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC-CTB-90-021.  
 DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGDALENA.  
 LUGAR: AV. TORONTE S/N

PAGINA No. 56  
 FECHA 12-NOV-91  
 BASICO W0056

DESCRIPCION: BASICO DE MAQUINARIA I.

LTE

100.00 % de MAQUINARIA	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
PLATAFORMA	0.0075 HRA	9.00	0.07
MARTILLO K-13	0.4521 HRA	25.07	11.33
PERFORADORA KIA/S	0.5666 HRA	190.70	108.05
BOMBA THOMSEN	0.1185 HRA	33.63	3.99
BOMBA IE J"	0.1185 HRA	9.92	1.18
EMPEÑAMIENTO 1.0000 LTE/HRA		N\$	124.62
SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA		N\$	124.62
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3).N\$			124.62
TOTAL PU N\$			<u>124.62</u>

MAJN

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC-CTM-90-1021.  
 DESCRIPCION: RECONSTRUCCION CENTRAL TELEFONICA MAGALLAN.  
 LUGAR: AV. TEZOMILE S/N

PAGINA No. 57  
 FECHA 12-NOV-91  
 BASICO 53.00

DESCRIPCION: BASICO DE MAQUINARIA 2.

LTE

100.00 % de MAQUINARIA	CANTIDAD UND	COSTO	IMPORTE
TROQUELES	0.2000 HRA	4.99	1.00
GUIAS PESADAS	0.5000 HRA	5.90	2.95
RENDIMIENTO 1.00000 LTE/HRA		N\$	3.95
SUBTOTAL (3) IMPORTE per MAQUINARIA		N\$	3.95
COSTO DIRECTO (1)+(2)+(3) N\$			3.95
		TOTAL P.U. N\$	<u>3.95</u>

MAIN

TESIS PROFESIONAL JJMS

PRECIO UNITARIO

CONCURSO: SC-CTRE-90-021.

PAGINA No. 58

DESCRIPCION: REESTRUCTURACION CENTRAL TELEFONICA MAGDALANA.

FECHA 12-NOV-91

LUGAR: AV. TECNICA S/M

BASICO WH210

DESCRIPCION: BASICO DE MAQUINARIA PARA PILETES DE CONCRETO.

LTR

100.00 % de MAQUINARIA	CANTIDAD	UND	COSTO	IMPORTE
PERFORADORA RTA/S	0,1125	HRA	190,70	21,45
SOLDADORA	0,2280	HRA	8,93	2,04
RENDIMIENTO 1.0000 LIT/AGA			NS	23,49
SUBTOTAL (3) IMPORTE por MAQUINARIA			NS	23,49
COSTO DIRECTO ((1)+(2)+(3)) NS				23,49
<b>TOTAL P.U.NA</b>				<b>23,49</b>

MAIN

## **a) Comentarios a los Precios Unitarios.**

### 1.- Demolición de muros de concreto.

El rendimiento teórico fue de 2.25 Jor/M3 ya que se consideró ejecutarlo manualmente, sin embargo el volumen real de obra se triplicó de 67 M3 contratados a 198 M3 por lo que se empleó un compresor neumático con 4 pistolas rompedoras, las cuales no se reflejan en el análisis.

Considero que este rendimiento debería haber sido de 10.0 Jor/M3 para hacerlo en forma manual debido a las dificultades ocasionadas por la falta de espacio.

No se consideró el acarreo en bote para sacarlo del edificio al patio, ni la carga al camión. El costo del camión de volteo no es suficiente para cubrir el acarreo fuera de la obra.

### 2.- Demolición de muro de block.

El rendimiento de mano de obra es aceptable para la demolición pero falta considerar acarreos internos y carga al camión. Ídem al anterior.

### 3.- Demolición de trabes de cimentación respetando armado.

El rendimiento de la mano de obra fue de 15 Jor/M3 ya que el armado existente estaba muy junto por lo que se dificultaba enormemente hacerlo con equipo neumático. En los acarreos ídem al anterior.

### 4.- Demolición de losa para paso o anclaje, respetando armado.

La losa de cimentación presentó espesores variables desde 20 hasta 90 cm con sus consecuentes repercusiones a los rendimientos propuestos.

### 5.- Escarificado de trabes de cimentación.

Se consideraron 0.60 cm de espesor promedio para un rendimiento de 0.15 Jor/M2. Teóricamente es un bajo rendimiento pero sí se logró debido a las restricciones de espacio.

6.- Abrir cajas en columnas para paso de acero.

La dimensión promedio de las cajas fue de 0.15x0.45x0.40 y el peón se llevaba 2 por día o sea 0.02 M3/Jor. Este concepto se debió ejecutar por pieza.

7.- Abrir cajas en losa para paso de acero.

El rendimiento teórico fue correcto en las losas superiores.

8.- Escarificado en columnas y trabes 6 cm.

Faltó considerar el andamiaje para trabajar en niveles superiores.

9.- Perforación de trabes y columnas para paso de acero de 5/8"

Se utilizaron rotomartillos con broca 3/4" por 45 cm, se observó un gran rendimiento con estos equipos ya que el volumen se multiplicó de 48 pzas contratadas, se ejecutaron 1650.

Faltó considerar el costo horario del rotomartillo.

10.- Perforación de trabes y columnas para paso de acero de 1 1/4"

Igual al anterior.

11.- Demolición de aplanados.

En general todas las demoliciones tuvieron el problema de la falta de espacio por lo que los rendimientos reales fueron considerablemente mas bajos que los teóricos.

Tampoco se consideraron acarrees interiores ni las cargas a camión.

12.- Protección con triplay 19 mm incluye puertas con chapa.

Este concepto fue analizado para darle 2 usos al triplay, lo cual fue imposible por el procedimiento constructivo ya que hubo que tapar los 5 niveles en forma escalonada pero permanente.

El rendimiento de la mano de obra debió ser 0.04 Jor/M3

13.- Tapial.

La unidad de medición fue el metro lineal y en el análisis se consideró 0.27 M2/ML debiendo ser 2.44 M2/ML. ya que fue 1 solo uso la madera.

14.- Alerón.

La unidad de medición fue el M2 y en el análisis se consideró 0.27 M2/M2 debiendo ser 1.00 M2/M2.

15.- Pasos a cubierto.

En este caso si se consideró la madera con un solo uso y el rendimiento adecuado de la mano de obra. Lamentablemente el volumen de obra no llegó al 30 % de lo contratado.

16.- Apuntalamientos. Incluye arrastres y contraventeos.

Este fue un concepto que presenta varios desbalances

- a) El material fue considerado para dos usos.
- b) La mano de obra considerada no cubre ni el 30 % de cada instalación.

17.- Puntales a base de tubo de 4" de diámetro cédula 40.

Este caso se presenta un análisis adecuado a la realidad.

18.- Viguetas de perfil IPR.

La cantidad de kg. de vigueta debieron haber sido 140.85 kg./pza y se consideraron 6.4 kg./pza.

19.- Excavación en cualquier material.

No se previó que el subsuelo estaba completamente saturado por lo que este trabajo en el que se consideró una retroexcavadora con un rendimiento de 18 M3/Hora hubo que hacerlo en etapas ya que se incluyó una bomba para "secar" el material.



## 20. - Excavación a mano.

Se hizo exclusivamente el afine del fondo, es decir, los últimos 30 cm..  
No se consideraron los traspaleos ni acarreo interiores.

## 21. - Pilotes de concreto.

Este concepto reviste un especial interés por la importancia que representó en el contrato de la obra.

Como mencioné anteriormente se fabricaron 4 tipos diferentes de pilotes, en el catálogo del concurso solo menciona pilotes de concreto, por lo que se hizo un ponderado llegando a un análisis que no nos dice nada en realidad. El volumen de catálogo fue de 2679 ml siendo de 2117 el volumen real ejecutado. Al disminuir la cantidad ejecutada contra la contratada se desvirtúa todavía más el precio, lo cual arrojó fuertes pérdidas a la empresa. Aquí debió haberse negociado esta situación con más rigor.

Tiempo después se obtuvo una bonificación por la perforación previa en los pilotes tipo aguja.

## 22.- Concretos.

Por especificación se pidió concreto tipo estructural de  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup>; en algunos colados el volumen no justificaba el concreto premezclado, por lo que se fabricó en obra.

Para ello se compraron los agregados calizos directamente en minas del estado de Hidalgo con lo cual se pudo abatir el costo de los concretos en cuanto al material.

La colocación del concreto, dados los acarreo fue lo que ajustó mucho el costo; algunas veces se utilizó un malacate con sus vogues y se obtuvieron buenos rendimientos en acarreo verticales.

Lo recomendable hubiera sido una bomba de concreto para abatir el costo de la mano de obra; se omitió considerar el costo de las pruebas de laboratorio.

## 23.- Cimbras.

Dada la diversidad de medidas se fabricaron tarimas para elementos que fueron repetitivos logrando darle hasta 10 usos a ciertos juegos.

Se llevó a cabo el estudio para comprar cimbra metálica lo cual nos llevó a la conclusión de que no era costeable la inversión en ese momento. Ciertamente lo recomendable es trabajar con moldes reutilizables que sean adaptables a diferentes medidas ya que es una verdadera lástima el desperdicio de madera que se da en las obras.

#### 24.- Aceros.

En aceros de diámetro mayor o igual a 1" no se tomó en cuenta la fabricación de bulbos para unir las varillas, lo cual representó una pérdida mas para la empresa que tuvo que absorber este costo, que de mano de obra exclusivamente fue de hasta N\$ 15 por pieza.

Una alternativa hubiera sido contratar este servicio por separado a base de un sistema de conectores extrusionados el cual es prensado en frío, con ellos se evita la soldadura con sus consecuentes restricciones ( clima, humo, etc.) además del costo de las pruebas de laboratorio.

#### 25.- Estructura metálica.

Considero que estos análisis fueron los mas apegados a la realidad ya que tanto los rendimientos en material como los de mano de obra y equipo estuvieron bien balanceados; si bien son susceptibles de mejorar ya que en equipo no se consideró el necesario para la fabricación y el montaje se compensaron con el costo de la mano de obra que estuvo ligeramente sobrado. El costo de laboratorio tampoco se incluyó.

#### 26.- Pernos de anclaje.

El precio unitario consideró 5 cm de longitud de acero Cold Rolled por perno, lo cual al no haber una especificación adecuada se pudo negociar el cambio de material por acero de refuerzo, ya que había pernos de hasta 1.70 mts. de longitud por pieza y al hablar de 3325 pzas la cantidad que se hubiera perdido rebasaba los N\$ 350,000.

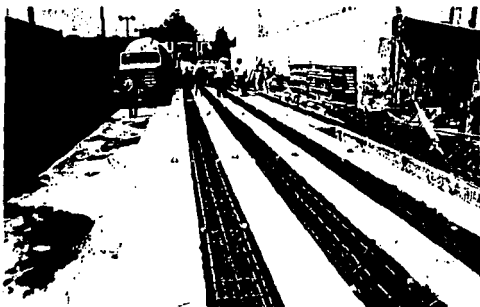
Además de esto, el perno debía tener 2 cuerdas, una en cada extremo para sujetar las placas que formaban el zuncho en las columnas y el precio unitario no cubría ni el costo de una tuerca.

Esto nos ocasionó otro concepto de trabajo fuera de catálogo que fue el avellanado de los barrenos de la placa para unir el perno con la misma soldadura.



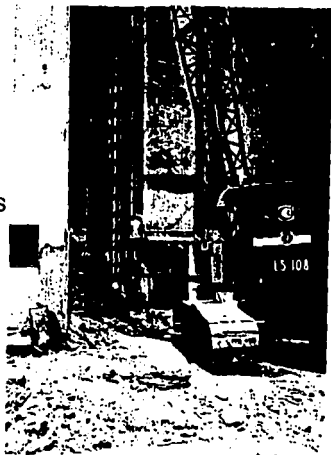
CENTRAL TELEFÓNICA MAGDALENA ANTES DE LA REESTRUCTURACIÓN

FALLA DE ORIGEN



FABRICACION DE PILOTES DE CONCRETO.

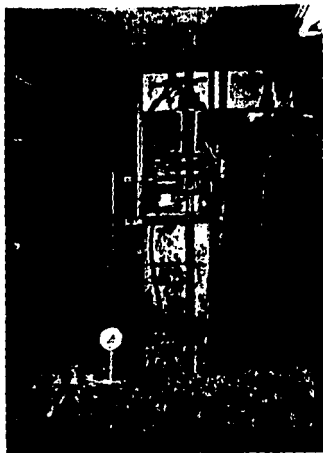
HINCADO DE PILOTES EXTERIORES  
TIPO A-1



148

FALLA DE ORIGEN

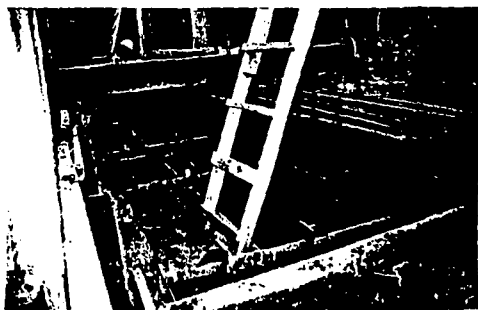
HINCADO DE PILOTES  
(SOLDANDO LA JUNTA)



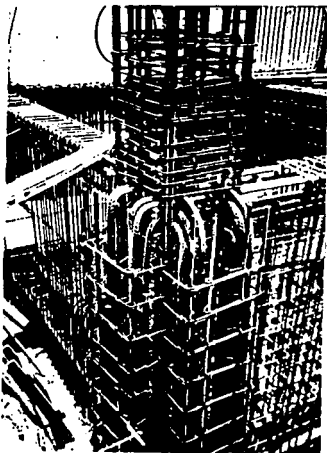
HINCADO DE PILOTES INTERIORES  
TIPO A-2



ACERO DE REFUERZO EN CONTRATRABES.



TROQUELAMIENTO METÁLICO EN CIMENTACIÓN.



ACERO EN CONTRATRABES.

ACERO EN COLUMNAS.



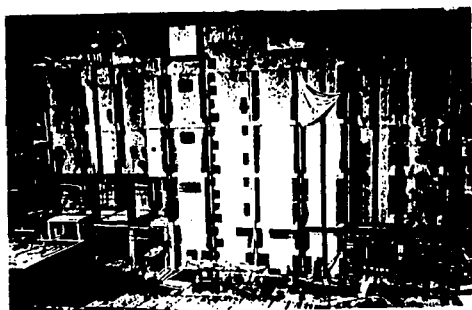




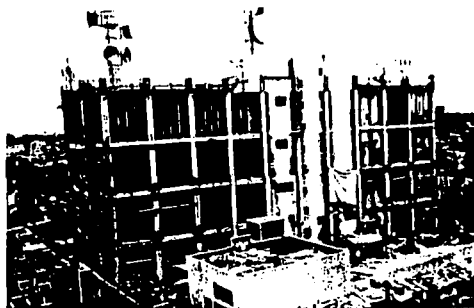
ACERO EN COLUMNAS.  
CIMBRA EN COLUMNAS.  
CONCRETO EN COLUMNAS.  
CONTRAVENTEO METÁLICO.

ACERO EN COLUMNAS.  
ACERO EN TRABES.  
CIMBRA EN COLUMNAS.  
CIMBRA EN LOSAS Y TRABES.  
PREPARACIÓN PARA RECIBIR  
EL CONTRAVENTEO METÁLICO.





DEMOLICIÓN DE MUROS PARA REESTRUCTURAR COLUMNAS.

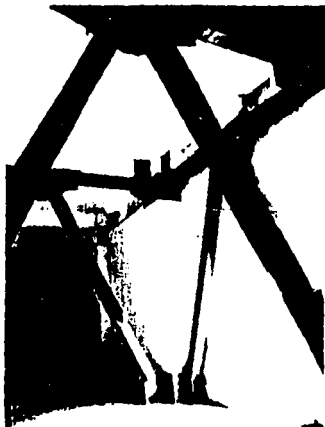


COLUMNAS REESTRUCTURADAS. MONTAJE DE CONTRAVENIENTO METÁLICO.

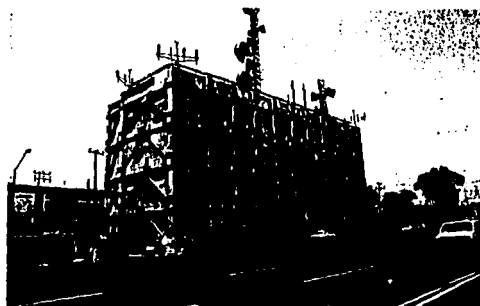


TAPIAL DE MADERA PARA  
PROTECCION DE EQUIPO  
TELEFÓNICO EN EL INTERIOR  
DE LA CENTRAL.

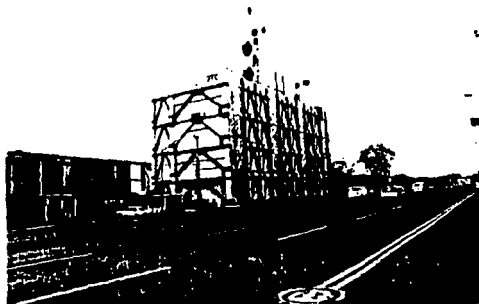
CONTRAVENTEO METÁLICO EN LA  
ZONA DE AMPLIACIÓN.



FALLA DE ORIGEN



CENTRAL MAGDALENA DESPUES DE LA REESTRUCTURACIÓN.



CENTRAL MAGDALENA OBRA TERMINADA.

## CONCLUSIONES.

Experiencias Obtenidas en los Sismos. El sismo del 19 de septiembre de 1985 demostró que la resistencia real de las estructuras bien concebidas y construidas, que no se han deteriorado a lo largo del tiempo o han sido reparadas adecuadamente, es mucho mayor que la resistencia que se buscó al diseñarlas. Pero también demostró que esa resistencia extra, sin la cual los daños hubiesen sido mucho mayores de lo que fueron, puede perderse con facilidad por torsiones excesivas, cambios bruscos de rigidez de un piso a otro, fallas por cortante o por pandeo, detalles o conexiones diseñados o construidos de manera inadecuada. Todo esto es especialmente cierto para temblores de larga duración, que exigen niveles elevados de ductilidad y de capacidad de absorción de energía sin daños apreciables.

Los reglamentos de construcción deben requerir que las estructuras se diseñen con coeficientes sísmicos razonablemente altos, y que se utilicen métodos de análisis y diseño que estén de acuerdo con la importancia de la construcción. Pero no son los únicos aspectos que han de cubrir, ni siquiera los mas importantes; deben presentar atención especial a todo aquello que hace que los edificios tengan esa resistencia adicional que les permite resistir temblores de tierra mas intensos que el de diseño sin fallar y, en la mayoría de los casos, sin sufrir daños importantes. Muchos de esos aspectos reciben escasa atención en nuestros códigos de construcción.

En el diseño de edificios nuevos debe prestarse atención especial a su configuración; deben eliminarse las irregularidades geométricas y estructurales sean horizontales o verticales, para evitar torsiones excesivas y concentraciones de la demanda de ductilidad en zonas localizadas, que serán probablemente incapaces de proporcionarla. Los elementos estructurales y no estructurales tienen que diseñarse cuidadosamente, prestando atención especial a su interacción, para evitar fallas locales que disminuyen la rigidez lateral de la estructura, incrementan las torsiones e inician daños progresivos. Deben escogerse los materiales y sistemas estructurales mas adecuados, así como los modelos analíticos mas convenientes para el análisis y el diseño.

La revisión de todas las causas posibles de inestabilidad y el diseño de conexiones son de importancia primordial en estructuras de acero, y en las de concreto se ha de poner especial cuidado en la distribución del refuerzo, anclaje de las varillas y refuerzo por cortante, para evitar fallas no dúctiles. El proceso de construcción requiere una supervisión concienzuda para detectar o corregir errores y prácticas incorrectas.

Por todo esto es importante hacer notar el esfuerzo de algunas empresas públicas y privadas que se han preocupado por adecuar sus edificios, sin embargo, existen todavía muchas construcciones principalmente particulares a cuyos dueños se les han olvidado los daños ocasionados por el sismo de 1985.

Espero que este trabajo sirva como llamado de atención a quienes aún tengan obras pendientes y como reconocimiento a aquellos que continúan realizando esta difícil y costosa tarea de reconstrucción.

## BIBLIOGRAFÍA

- E. Juárez Badillo y A. Rico R. "Mecánica de Suelos". Tres tomos 1984. Limusa, México.
- Meli Piralla, Roberto. "Diseño Estructural". Primera edición. Limusa, México
- Fundación ICA, A.C. Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985. Limusa, México. 1988.
- Bazán Zurita, Enrique y Meli Piralla, Roberto. "Manual de diseño sísmico de edificios" Nueva Edición 1990. Limusa, México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. "Manual de diseños y construcción de pilotes" Primera Edición 1983.
- Cámara Nacional de la industria de la Construcción. "Costos de cimentaciones profundas" 2a. edición, México, 1991.
- Peck, Ralph B. "Ingeniería de cimentaciones" Primera edición. Limusa, México 1990.

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Título IV. Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Diario Oficial de la Federación, México, D.F. 1976.
  
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Título VI. Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Diario Oficial de la Federación, México, D.F. 1987.
  
- De buen, Oscar. "Los sismos de septiembre de 1985". \*(Artículo publicado en el libro Reto Sísmico. Telmex, Editorial IDH. 1988)
  
- Prince, Jorge. " Algunos aspectos geofísicos de los sismos de septiembre de 1985 en las costas de Michoacán y Guerrero" \*(Artículo publicado en el libro Reto Sísmico. Telmex, Editorial IDH. 1988)
  
- Efectos de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México. Aspectos estructurales. Segundo informe del Instituto de Ingeniería. UNAM, México, D.F. 1985



- Noreña Casado, Francisco. "El impacto de la construcción de las obras públicas por los sismos de septiembre de 1985. \*(Artículo publicado en el libro Reto Sísmico. Telmex, Editorial IDH. 1988)
  
- Sánchez Martínez, José Luis. Consideraciones sobre el comportamiento sísmico de las estructuras en la zona del lago. \*(Artículo publicado en el libro Reto Sísmico. Telmex, Editorial IDH. 1988)
  
- Martínez Perker E. y Pliego Rosique L. Diseño de la recimentación de la Central Hidalgo. \*(Artículo publicado en el libro Reto Sísmico. Telmex, Editorial IDH. 1988)
  
- Arezo V. Piero "Procedimiento de la reestructuración de la Central Hidalgo. \*(Artículo publicado en el libro Reto Sísmico. Telmex, Editorial IDH. 1988)
  
- De la Cruz, Praxedis. "Procedimiento de recimentación de la Central Hidalgo" \*(Artículo publicado en el libro Reto Sísmico. Telmex, Editorial IDH. 1988)
  
- Martínez Perker E. Estudio de mecánica de suelos para la reestructuración de la Central Telefónica Magdalena. México  
1990.

- Colinas De buen. Proyecto estructural para la reestructuración de la Central Telefónica Magdalena. México 1990.