



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGON

"EDIFICIO DE LA ASOCIACIÓN DE EX ALUMNOS DE LA FACULTAD DE
ECONOMÍA, ASPECTOS ESTRUCTURALES"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

ARRIAGA VÁZQUEZ DARÍO

ASESOR: ING. ABRAHAM ROBERTO SÁNCHEZ RAMÍREZ

MÉXICO, D.F.

2005

0350964



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 esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DARIO ARRIAGA VAZQUEZ
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

EDIFICIO DE LA ASOCIACIÓN DE EXALUMNOS DE LA FACULTAD DE ECONOMIA
"ASPECTOS ESTRUCTURALES"

ASESOR: Ing. ABRAHAM ROBERTO SÁNCHEZ RAMÍREZ

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

San Juan de Aragón, México, 23 de febrero de 2005.

LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



C p Secretaria Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR/20m

Agradecimientos.

A Dios por darme la oportunidad de concluir una etapa más de mi vida, y regalarme la familia tan maravillosa que tengo, gracias.

A mis padres: Eugenia y Humberto, por su cariño; comprensión, apoyo, y educarme para ser una gente de bien, estoy muy orgulloso de ustedes.

A mis hermanos: Marina, Humberto, Celiflor y Jesús, por su apoyo y comprensión y pasar momentos muy felices.

A la mujer de mi vida, por estar conmigo en todo momento y sonreír ante la adversidad, gracias, te amo Judith.

Un reconocimiento especial al Ing. Abraham Roberto Sánchez Ramírez, por la orientación y apoyo recibidos durante mi permanencia en el IINGEN.

Agradezco a la UNAM por la educación y formación profesional recibida, así como a todos mis profesores que compartieron sus conocimientos.

Un reconocimiento especial a mis amigos con los cuales pase momentos muy felices durante mi carrera, Valentín, Juan, Abelardo.

INDICE

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I

ANTECEDENTES

1.1 ASPECTOS GENERALES	01
1.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	05
1.3 DESCRIPCION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	13
1.3.1 FACHADA	15
1.3.2 INTERIOR DEL EDIFICIO	26
1.4 SINTESIS GENERAL DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	42
1.5 ART NAUVEAU	42

CAPITULO II

2.1 INTRODUCCION	44
2.2 DAÑOS PRODUCIDOS POR EL SISMO	45
2.2.1 SISMO DE SEPTIEMBRE DE 1985.....	45
2.2.2 DAÑOS OCASIONADOS AL EDIFICIO DE CUBA POR EL SISMO DE 1985	47
2.3 HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES	50
2.3.1 PROBLEMAS DE LOS HUNDIMIENTOS	50
2.3.2 HUNDIMIENTOS EN EL EDIFICIO DE CUBA 92	53
2.4 DESPLOMES	56
2.5 DAÑOS SUFRIDOS POR DETERIORO	62

CAPITULO III

3.1 INTERVENCIONES REALIZADAS EN LA DECADA DE LOS 80S	69
3.1.1 OBRAS DE PROTECCIÓN	69
3.1.2 OBRAS DE LIBERACIÓN	72

3.1.3 OBRAS DE CONSOLIDACIÓN	76
3.2 INTERVENCIONES REALIZADAS	78
3.2.1 CRONOLOGIA DE INTERVENCIONES	78
CAPITULO IV	
4.1 MÉTODO DE ANÁLISIS	92
4.1.1 PROGRAMA DE COMPUTO	93
4.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO	96
4.3 DESARROLLO DE MODELOS ANALÍTICOS	96
4.3.1 MATERIALES	97
4.3.2 SECCIONES EQUIVALENTES	97
4.4 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	98
4.4.1 ANÁLISIS ANTE PESO PROPIO	98
4.4.1.1 BAJADA DE CARGAS	99
4.4.2 ANÁLISIS ANTE SISMO	99
CAPITULO V	
5.1 GENERALIDADES	102
5.2 ANÁLISIS ANTE PESO PROPIO	103
5.2.1 DEFORMACIONES	103
5.2.2 ESFUERZOS NORMALES	106
5.3 ANÁLISIS SÍSMICO	114
5.3.1 DEFORMACIONES POR SISMO	115
5.3.2 ESFUERZOS POR SISMO	120
COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	124
REFERENCIAS	127
ANEXOS	129

INTRODUCCIÓN

Aspectos generales

A través de la historia, el hombre ha ido dejando huellas de su capacidad creadora. muchas obras del ser humano forman lo que se le denomina hoy en día "Patrimonio Cultural". Estas constituyen un testimonio vivo de la herencia cultural de nuestros antepasados. Lamentablemente, muchas de ellas se ven amenazadas tanto por el paso del tiempo como por los agresores presentes en el medio ambiente los cuales les causan daños que muchas veces resultan irreparables.

En las últimas décadas, surgió una gran preocupación por salvaguardar las edificaciones de importancia histórica, por lo que se han realizado ambiciosos programas para preservar la integridad de estas construcciones. La restauración tiene como finalidad devolverle a una estructura las condiciones y apariencia que tenía cuando fue construida. Al emprender labores de restauración es de vital importancia el respeto hacia las construcciones antiguas y sus componentes.

El uso de materiales nuevos y modernas tecnologías deben aplicarse causando la menor alteración de la estructura. En algunos tipos de intervención (refuerzo, reparaciones, protección contra ambientes agresivos) los nuevos materiales son una valiosa herramienta para llevar a cabo la restauración sin alterar el aspecto y carácter de la edificación.

Como parte del programa de investigación del Instituto de Ingeniería de la UNAM acerca de la rehabilitación estructural de monumentos históricos, se estudia el Edificio de la Asociación de Exalumnos de la Facultad de Economía, ubicado en la calle de Cuba no. 92, en el centro histórico de la ciudad de México; es un bellísimo legado de la arquitectura de principios del siglo XX; está enclavado a un costado de la plaza de Santo Domingo, rodeada de construcciones coloniales y edificios que han marcado la vida histórica y política de la nación y, por desgracia, ha sufrido daños debidos al deterioro por el sismo de 1985 y por los diferentes usos que ha tenido el inmueble.

Objetivos

- Realizar una búsqueda de la información en archivos, planos y referencias bibliográficas para conocer desde el punto de vista estructural, las características de la construcción, los daños que ha sufrido y las principales intervenciones a las que se ha sometido para preservar su integridad.
- Determinar el peso propio del edificio y su distribución en los elementos de soporte mediante un análisis de bajada de cargas, con base en planos y levantamientos directamente en el sitio. El propósito es que la distribución de las cargas constituya una referencia para comprobar los modelos analíticos.
- Elaborar un modelo analítico del edificio para estudiar su respuesta estructural ante la acción de cargas gravitacionales y ante la acción de sismo,

suponiendo para ello que no existen distorsiones inducidas por los hundimientos diferenciales.

Metodología y alcances

El comportamiento estructural del inmueble ante los diferentes tipos de sollicitaciones es frágil, debido a que los materiales con los que se encuentra construido fallan en forma brusca al alcanzar su capacidad de carga, por lo tanto, este tipo de estructuras están expuestas a la posibilidad de colapsos súbitos con pocas señales de daños previos.

Como parte del estudio sobre el comportamiento estructural del edificio, se comenzó con la búsqueda y la recopilación de datos sobre su construcción, los diversos usos que ha tenido el inmueble, los daños que ha sufrido y las intervenciones a las que se ha sometido. Los variados usos de la casa y el paso del tiempo le han causado deterioros, pues aunque el inmueble tenga mantenimiento, el desgaste físico y las mutilaciones hechas por quienes la han habitado le generan daños.

Se presenta un bosquejo histórico del inmueble, que incluye una breve descripción del edificio y del proceso de restauración, del comportamiento de la estructura original, del comportamiento estructural histórico, del estado de daños y de las reparaciones para rehabilitarlo. Se enuncian los daños y alteraciones de que fue objeto el inmueble en parte por el desconocimiento del valor del mismo, o por tratar de dar un mayor cupo aumentando el volumen de construcción del edificio. Se desarrolla un modelo tridimensional de elemento finito para analizar el estado de esfuerzos de la estructura ante condiciones ideales; es decir, sin considerar las distorsiones debidas a los hundimientos. Se analiza, por otro lado, el estado de esfuerzos debido a la acción de cargas gravitacionales.

Se describe el método de análisis para entender el comportamiento estructural del inmueble, las hipótesis en que se basan y el programa de cómputo utilizado para el análisis estructural.

I ANTECEDENTES

1.1 Aspectos generales

Como es sabido, la región del valle de México se ha dividido en tres zonas en función del tipo de suelo: La zona de lomas, que se localiza en las derivaciones de la sierra de las cruces, al oeste del valle, está formada por suelos poco compresibles y de alta resistencia a los esfuerzos; la zona de lago, ubicada al oriente, particularmente lo que antes era el lago de Texcoco, en donde existen depósitos lacustres muy blandos y compresibles hasta una profundidad de 50 o 60 m; y la zona de transición que se caracteriza por una secuencia variable de estratos aluviales intercalados con arcillas blandas similares a las de lago.

La extensión de los lagos y de la zona lacustre variaba de acuerdo con la época del año y los ciclos de abundancia o sequía. La desecación de los lagos el deterioro ecológico de la Cuenca, está íntimamente ligado a la historia de la ciudad de México, fundada en uno de los lechos lacustres.

Para sus primeros pobladores, la compleja geografía hidrológica del Valle les permitió mantenerse aislados de las tribus que los hostilizaban, sin embargo, en tiempos de torrenciales, el habitar en medio de un lago les representaba un peligro latente por las inundaciones (1.1).



Fig 1.1 Lago de Texcoco 1325

El pueblo mexica construía sobre lo construido cada 52 años, de acuerdo a sus ciclos políticos y religiosos, además ampliaron la ciudad rellenando el lago. Por esto, desde tiempos muy remotos existieron en esta zona formas de consolidación de las arcillas y diversas soluciones para evitar las deformaciones producidas en las estructuras.

A la llegada de los españoles, gran parte del Valle de México, era una región lacustre, cuyo recipiente era el lago de aguas saladas de Texcoco, ubicado en su parte central y más baja. La ciudad de Tenochtitlán se hallaba en la laguna de agua dulce, separada de la salada por un albarradón¹ construido por Netzahualcóyotl en la época de Moctezuma I.

¹ ALBARRADON. Construcción de diques y acequias con compuertas para controlar el agua.

Tenochtitlán se fincó en el lago gracias a procesos constructivos que permitieron el soporte de sus colosales estructuras (figura 1.2). Al poniente del Templo mayor se veía el palacio de Axayacatl que ocupaba una gran extensión; al norte de este edificio, atravesando la calzada de Tacuba, se encontraba otro palacio con jardines, muy semejante al anterior aunque más pequeño; más allá, hacia el sitio que hoy ocupa la antigua plaza de Santo Domingo, se levantaba otra construcción de grandes proyecciones cuya fachada principal veía hacia el oriente.



Fig 1.2 Fundación de la gran Tenochtitlan (1523)

Las investigaciones de (Alcocer 1935) identifican este edificio como el palacio que en la ciudad prehispánica habitó Cuauhtémoc, el último emperador de los mexicas. El sitio ocupado por este palacio, según Alcocer, se extendía desde la actual calle de Cuba hasta la acequia² que pasaba por la zona que ahora ocupan las calles de Perú y Apartado.

El palacio de los dos emperadores mexicas, Ahuizolt y Cuauhtémoc desapareció hacia 1522-1523, año en que se trazó la ciudad española sobre las ruinas de Tenochtitlan y se llevó a cabo la casi total demolición de los majestuosos edificios de la gran Tenochtitlan.

² Acequia - Canal de ladrillos o tierra que distribuye el agua de riego por los huertos.

Las modificaciones en la zona del lago se inician desde antes de la llegada de los aztecas y de la fundación de México-Tenochtitlán (1325), los pueblos que les precedieron, iniciaron el proceso de consolidación del subsuelo, esta situación constituyó uno de los principales problemas para la fundación de la nueva ciudad española y es en tiempos de la Colonia cuando se empieza a construir el Tajo de Nochistongo, el cual constituyó el primer dragado artificial de la Cuenca. A partir de este momento inició el proceso de desecación de los lagos (figura 1.3).

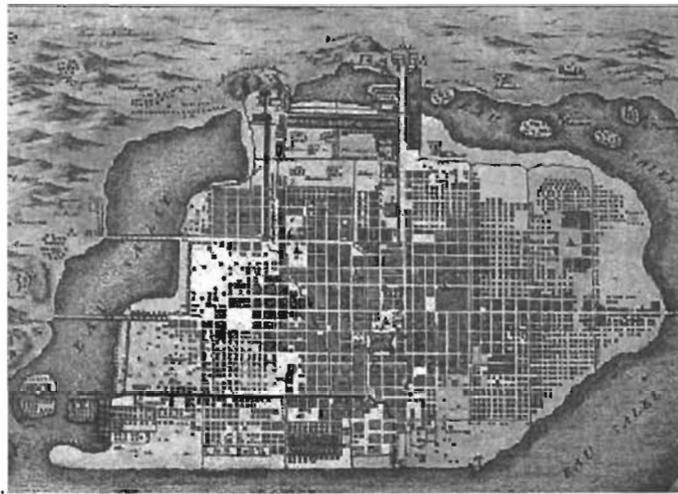


Fig 1.3 Plano de la Nueva España 1715

No obstante, dada la magnitud y fortaleza de los palacios, debieron quedar todavía restos importantes de muros y cimientos, y es probable que entonces empezara ese lugar a tomar la forma de una plaza. Durante los siglos XVII y XVIII, los datos del predio son escasos, pues adquiere mayor popularidad la plaza y los portales mismos que son reflejados en diferentes tipos de litografías.

Es de suponerse que en el predio de Cuba 92 estuvo ocupado en esos siglos por casas similares a las que conforman la plaza de Santo Domingo y que permanecieron hasta finales del siglo XIX. Ya que en los índices de padrones de 1864 y 1900 aparece, el propietario en 1900 era el Lic. José Ortega Fonseca mismo que vendió el terreno a la familia Ortiz de la Huerta para construir en ese sitio la casa motivo de este estudio.

1.2 Descripción del edificio

El edificio, construido entre 1904 y 1908, fue proyectado por el arquitecto Manuel Gorozpe a solicitud de don Rafael Ortiz de la Huerta y Ruiz, banquero fundador del Banco Mercantil de México. Se ubica en la calle de República de Cuba No. 92, este edificio se encuentra circundado al norte, por la calle de Belisario Domínguez; al sur, por la calle de su ubicación, República de Cuba; al este, por la plaza 23 de mayo, mejor conocida como plaza del portal de Santo Domingo y la calle de republica de Brasil y al oeste, por la calle de Palma norte, como se muestra en la figura 1.4.

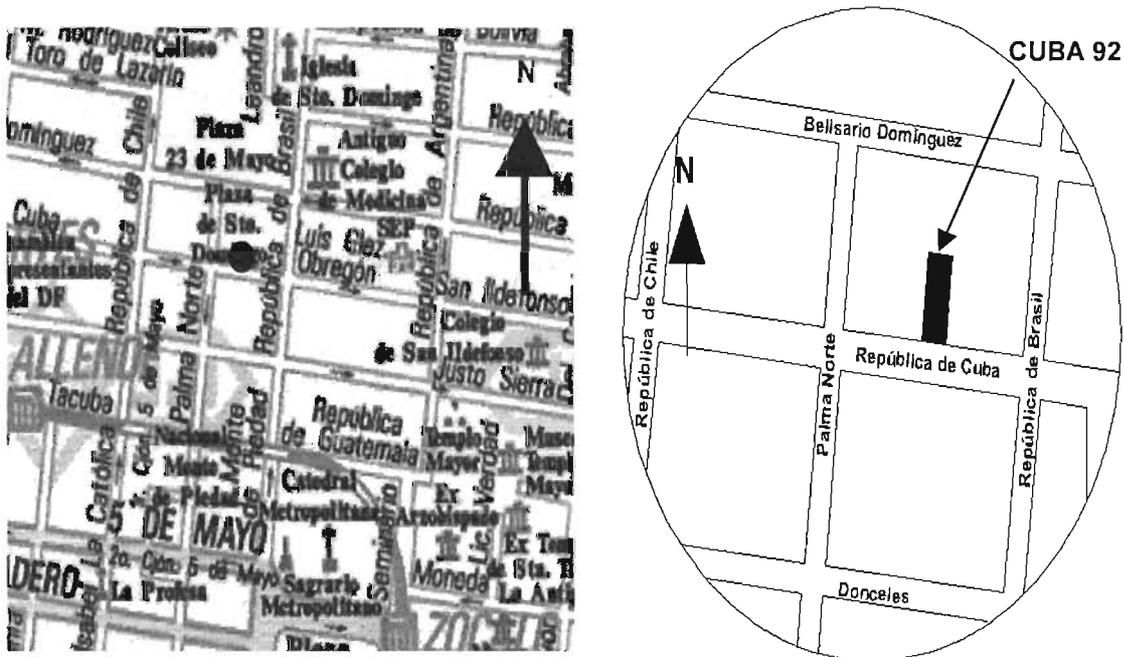


Fig 1.4 Ubicación del Edificio de Cuba No. 92

El inmueble tiene una superficie de 839.58 m², distribuida de la siguiente manera: al norte en 22.00 m, al sur en 19.60 m sobre la calle de Cuba y una ampliación en la parte norte de 1.80 m, al este en 41.10 m, comprendida por dos tramos de 16.20 y 24.90 m, al oeste en 41.10 m (figura 1.5).

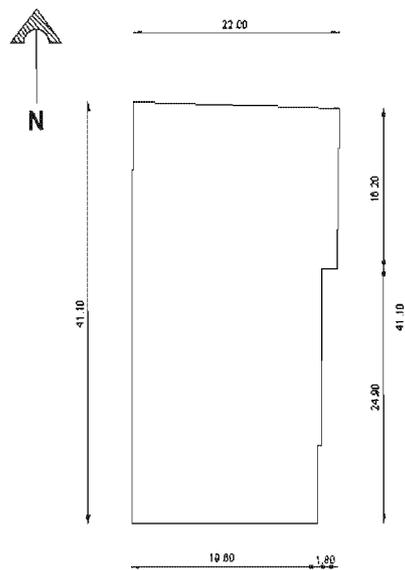


Fig 1.5 Dimensiones del edificio de Cuba 92

El predio se ubica dentro del perímetro de la delegación Cuauhtémoc, en la zona correspondiente al Centro Histórico, aquí encontramos una gran cantidad de inmuebles contemporáneos de diferentes dimensiones y usos; en este caso nos referimos a edificios construidos en la época porfirista, en la que se estila el eclecticismo, con características similares a los grandes palacios de la época, como por ejemplo:

El edificio de Correos.

El inicio del palacio de Bellas Artes (Teatro Nacional)

La Secretaría de Comunicaciones.

La Escuela de Jurisprudencia.

La Casa Boker.

El edificio la mexicana.

El edificio de la joyería la Esmeralda.

El Banco de Londres y México.

El edificio de los Ferrocarriles.

El Casino Español.

El Teatro de la Ciudad (antes Esperanza Iris)

La Cámara de Diputados (de Donceles)
El edificio de la Mutua (Banco de México)

El inmueble proyectado por el Arq. Gorozpe es de estilo renacentista, mismo que se mantuvo en la planta baja y primer nivel; no así en el segundo, ya que sufrió modificaciones tanto constructivas como de ornamentaciones, El Arq. Rafael Guizar Villanueva³ describe con detalle los principales aspectos arquitectónicos del inmueble, y hace una reseña de los principales usos que éste tuvo.

De acuerdo con Guizar, la casa fue habitada por el propietario hasta 1925 aproximadamente, posteriormente algún familiar habitó la casa hasta 1938 en que fue rentada a la UNAM para establecer la escuela de Economía hasta 1953, después de 1954 dio cabida a las escuelas Nocturna de Música, Técnica Industrial y de Servicios Número 50.

En este período se construyen más aulas en el segundo nivel, eliminando tragaluces y vitrales del primer nivel. De 1986 a 1988 se ocupa la planta baja y el primer nivel con las oficinas generales de la Dirección General de Escuelas Tecnológicas Industriales, todas dependientes de la Secretaría de Educación Pública. En 1988 la Asociación de Ex alumnos de la Facultad de Economía (AEFE) adquiere el inmueble que alguna vez fuera matriz de sus estudios.

La adquisición se concretó el 25 de agosto de 1988, fecha en la cual la AEFE donó el inmueble a la Universidad Nacional Autónoma de México como “una forma de retribuir a esta Casa de Estudios algo de lo que nos ha dado”.

En las figuras 1.6 – 1.8, se muestra la cronología del uso actual que tiene cada uno de los locales del edificio, así como el uso que se le dio anteriormente, cuando esta, pertenecía a la familia Ortiz de la Huerta.

³ Arq. Rafael Guizar Villanueva. Tesis de maestría Casa Ortiz de la Huerta, Cuba 92. 1988, UNAM. Facultad de Arquitectura P. 82

PLANTA BAJA			
Pieza	Estado original (1900)	Estado en 1985	Estado actual (2004)
1	Acceso	Acceso	Vestibulo
2	Biblioteca	Laboratorio de computo	Aula 22
3	Vestíbulo	Oficina	Vestíbulo
4	Bodega	Aula	Aula de computadoras
5	Servidumbre	Bodega	Acervo
6	Cochera	T. de electricidad	Sala de consulta
7	Cto. de servicio	Vacio	W.C. Hombres
8	Cto. de servicio	Vacio	W.C. Mujeres
9	Aseo y bodega	Sanitarios hombres	Barra y batería
10	Cava	Primeros auxilios	Cafetería
11	Bodega	Aula de maestros	Bodega
12	Bodega	Almacén	Bodega
13	Servidumbre	Aula	Aula
14	Tolete y elevador	Vestíbulo	Consejería y elevador
15	Despacho	Laboratorio de química	Aula

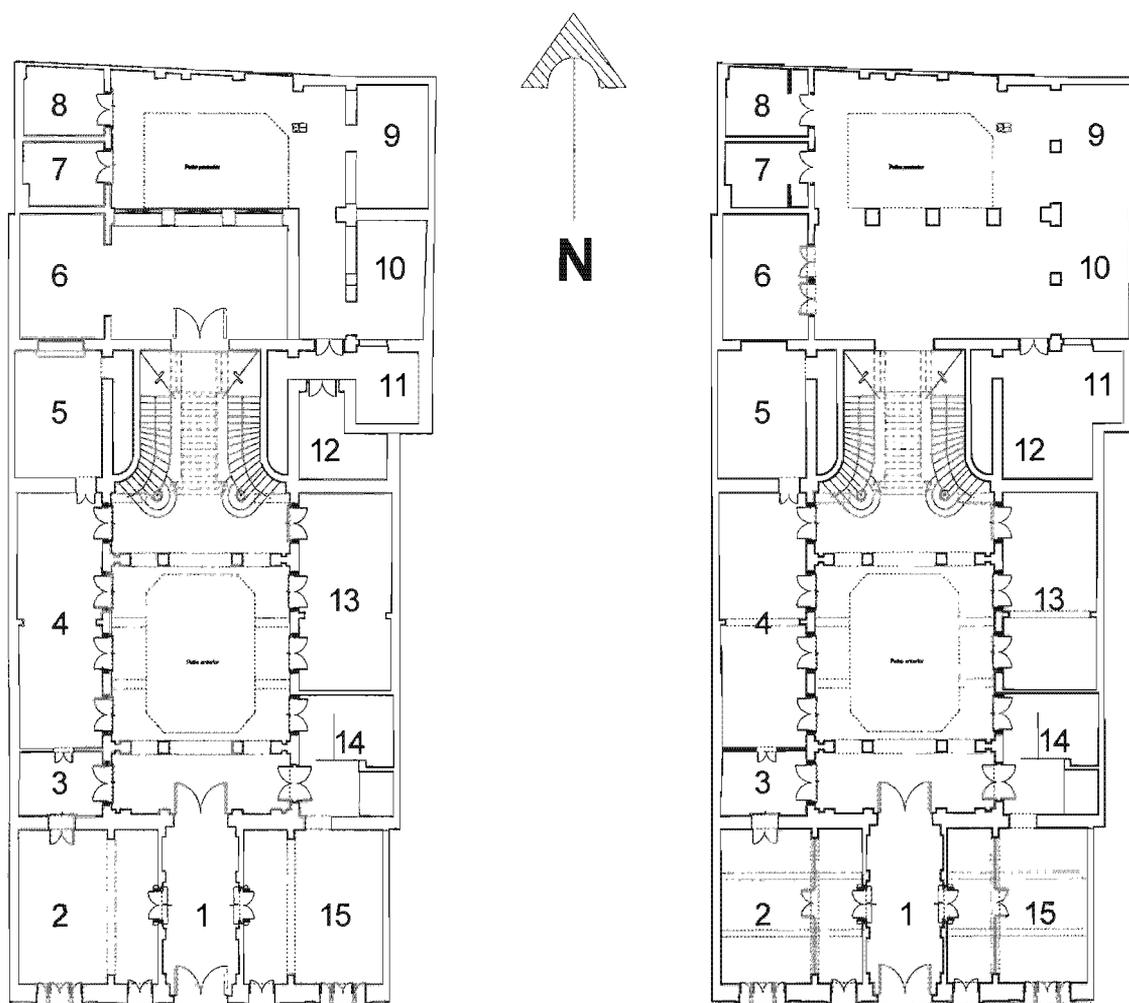


Fig 1.6 Uso de las aulas de planta baja en 1985 y 2004 respectivamente

PRIMER NIVEL			
Pieza	Estado original (1900)	Estado en 1985	Estado actual (2004)
16	Salón y pinacoteca	Auditorio	Sala de recepciones
17	Recamara	Aula	Exposiciones 1
18	Recamara	Aula	Exposiciones 2
19	Recamara	Oficina dirección	Exposiciones 3
20	Vestibulo escaleras		Escalera
21	Baño con tina	W.C. Mujeres	W.C. Mujeres
22	Despensa	Oficina	W.C. Hombres
23	Comedor	Aula	Sala de juntas
24	Cocina	Oficina	Cocineta
25	Capilla u oratorio	Oficina	Sede contaduría
26	Billar	Aula	Exposiciones 5
27	Antesala y sala de música	Aula	Exposiciones 4
28	Asistencia	Oficina	Vestíbulo y elevador
29	Vestíbulo del salón		Pasillo

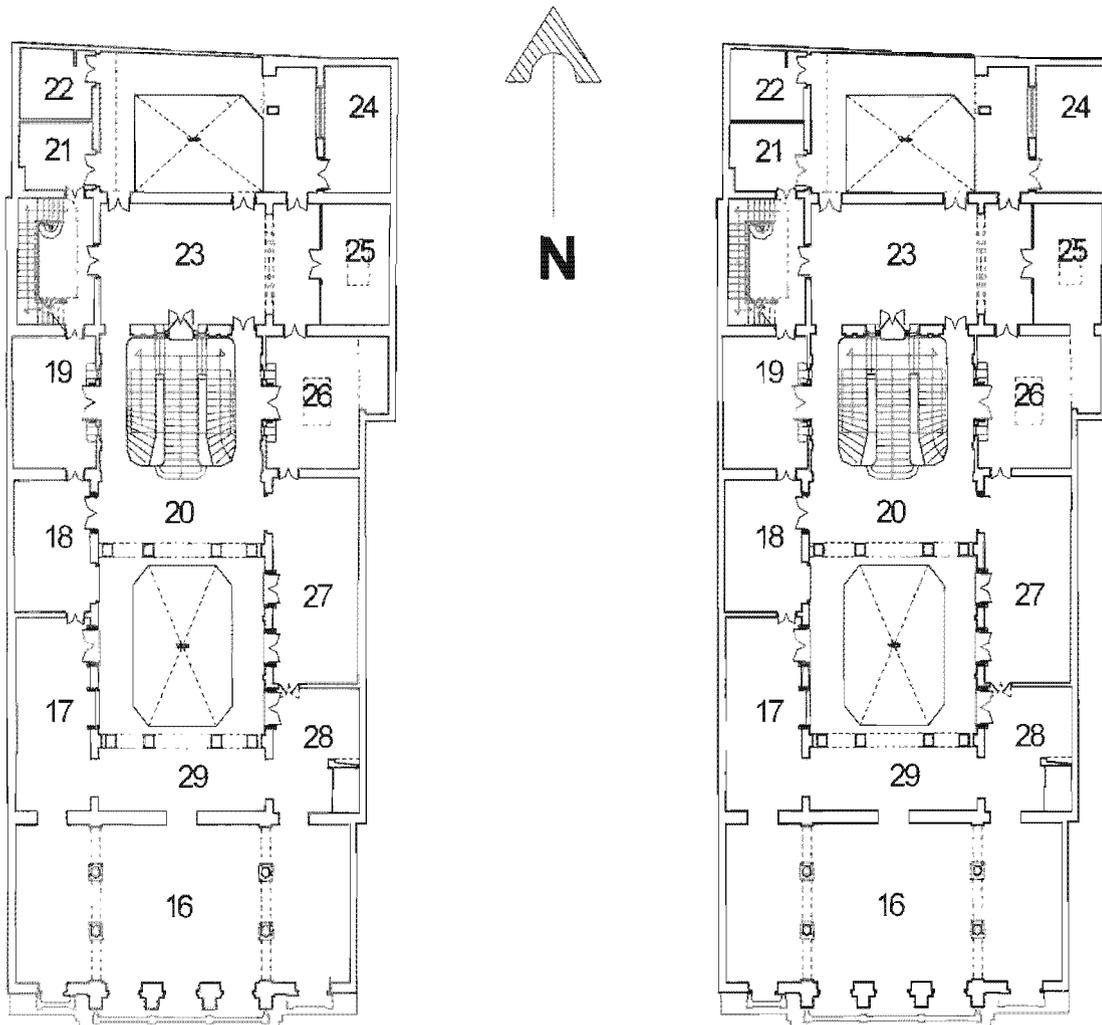


Fig 1.7 Uso de las aulas primer nivel en 1985 y 2004 respectivamente

Segundo nivel			
Pieza	Estado original (1900)	Estado en 1985	Estado actual (2004)
30	Escalera de madera y cubo de la escalera		
31	Comedor de verano	Aula	Oficina
32	Vestidor		Área secretarial
33	Recamara	Aula	
34	Costurero	Aula	Oficina
35	Recamara	Oficina	Aula magna
36	Vestidor	Oficina	
37	Sala biblioteca	Aula	
38	Recamara	Biblioteca	
39	Vestíbulo del elevador		
40	Baño con tina	W.C. Hombres	W.C. Hombres
41	Baño de servicio	Oficina	W.C. Mujeres
42	Cto. de servicio	Aula	No existe
43	Cto. de servicio	Oficina	No existe
44	No existía	Aula	No existe
45	No existía	Aula	No existe
46	No existía	Aula	No existe
47	No existía	Aula	No existe
48	No existía	Aula	No existe

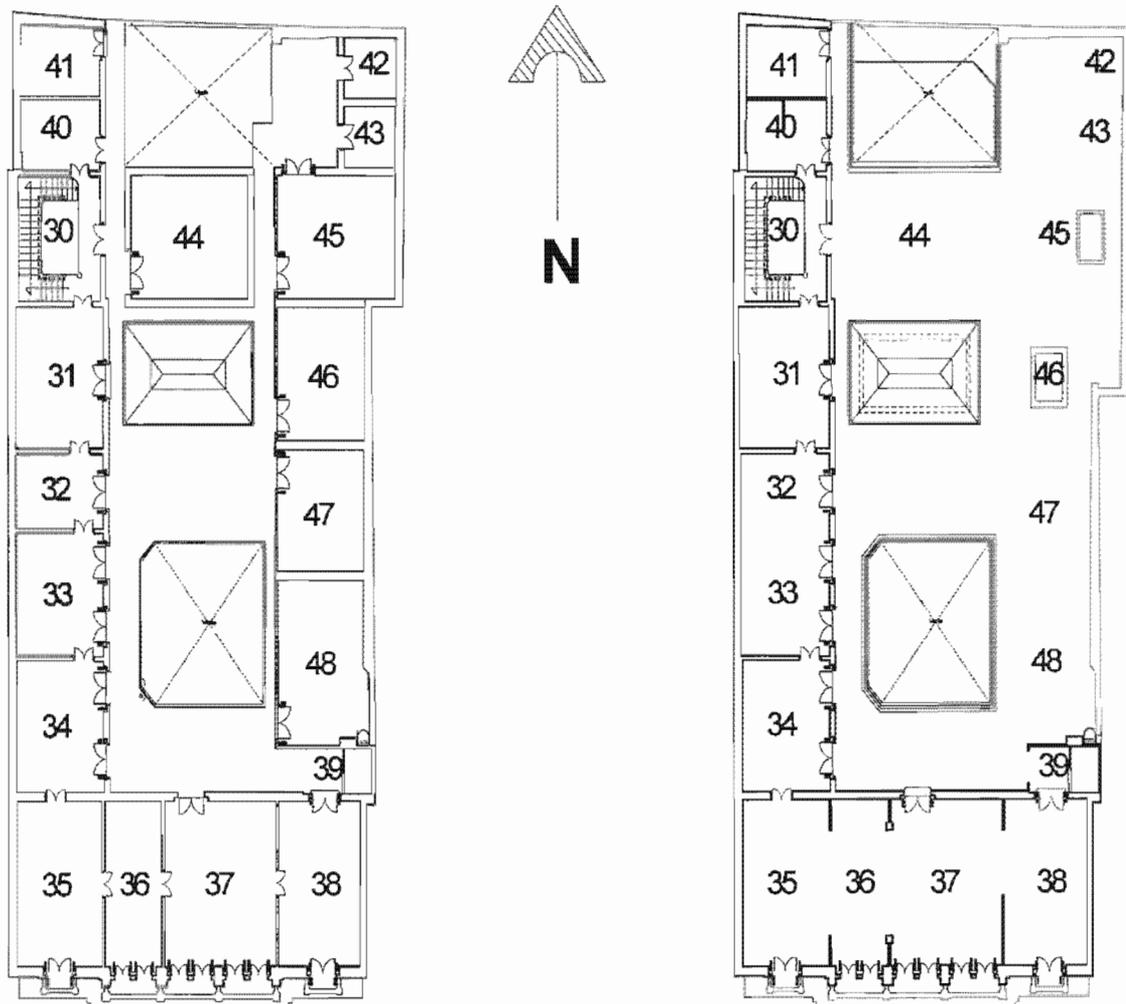


Fig 1.8 Uso de aulas del segundo nivel en 1985 y 2004 respectivamente

Dentro de las colindancias del inmueble, en el costado poniente de la plaza de Santo Domingo se hallan aún en pie una serie de sobrios pilares que sostienen una antigua construcción colonial; se trata del portal de Santo Domingo, construido probablemente en el siglo XVII (figura 1.9); existían hasta antes de los sismos de 1985 dos edificios de despachos construidos probablemente entre los años de 1950 y 1960, con el sismo se derrumbó uno, quedando solamente en pie el edificio que hace esquina con la calle de Palma Norte que ya fue restaurado y remodelado (figura 1.10).



Fig 1.9 Plaza de Santo Domingo

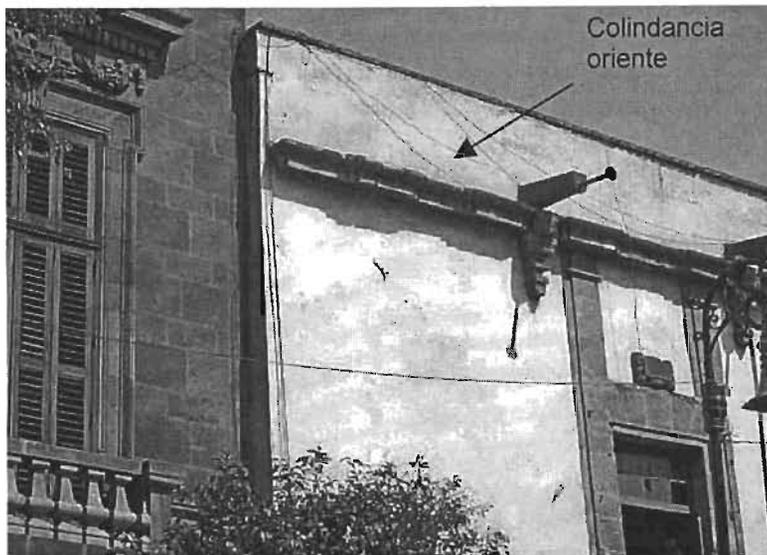


Fig 1.10 Edificio que colinda con el inmueble de Cuba 92 (lado oriente)

Por la calle de Palma Norte se derrumbó un edificio que marcaba el espacio central de la acera oriente, el cual al derrumbarse lastimó al edificio de Cuba 92, como se muestra en la figura 1.11.

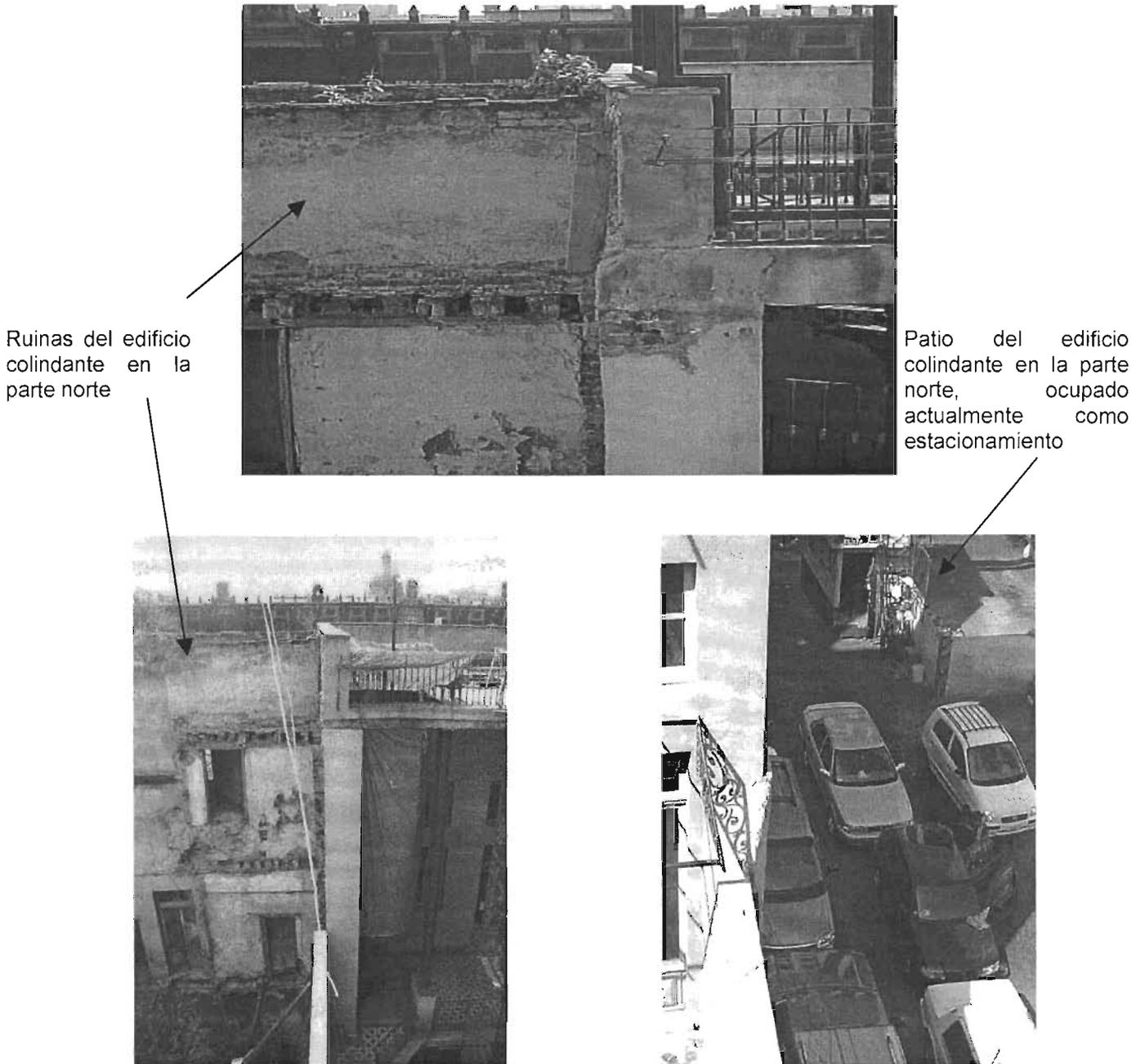


Fig 1.11 En la parte norte del edificio, se aprecian algunas ruinas del edificio que se derrumbó en el sismo de 1985, así como el patio del mismo edificio que en la actualidad sirve como estacionamiento público.

En la esquina que forman las calles Palma Norte y Republica de Cuba, estuvo un edificio, que fue demolido para la apertura de la calle de Palma (1945), y en el mismo lugar fue construido un edificio de siete niveles que en la actualidad se conserva y que soportó el efecto del sismo de 1985 (figura 1.12).



Fig 1.12 Edificio que colinda con Cuba 92 (lado poniente)

1.3 Descripción estructural del edificio

Los elementos de soporte, de los tres niveles del edificio, están resueltos mediante muros de carga construidos con mampostería de ladrillo rojo recocido con espesores variables entre los 30 a 60 cm; también hay muros de mampostería de tezontle (en la planta baja del inmueble)

Se realizaron calas en la estructura y se verifico que no existían castillos ni algún otro elemento de confinamiento vertical; sin embargo, se detectaron perfiles IPR con secciones que van entre los 12x8 cm y 15x8 cm, mismos que están dispuestos a manera de cerramientos horizontales; los entrepisos tiene alturas variables.

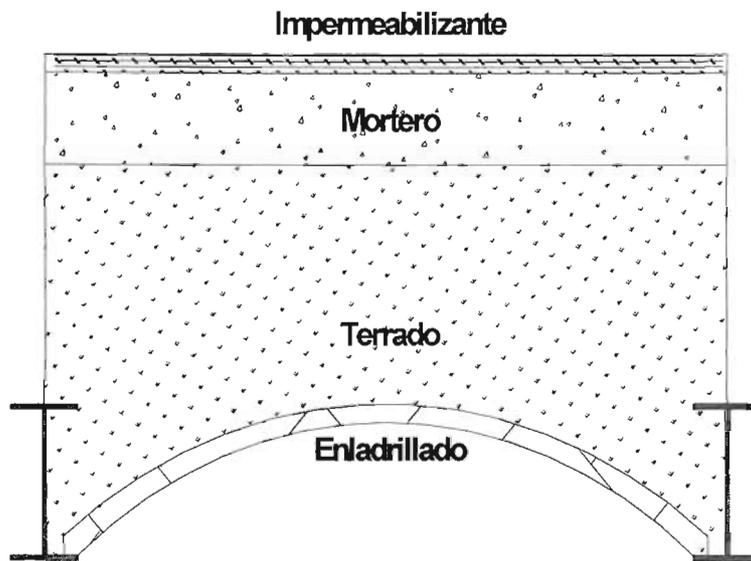


Fig 1.13 Bóveda catalana en el sistema de entrepisos tipo

Las cubiertas están resueltas con bóvedas catalanas y en los entrepisos además se emplearon sistemas a base de viguerías de acero, ambos sistemas salvan claros del orden de 7.00 m. Figura 13 – 15.

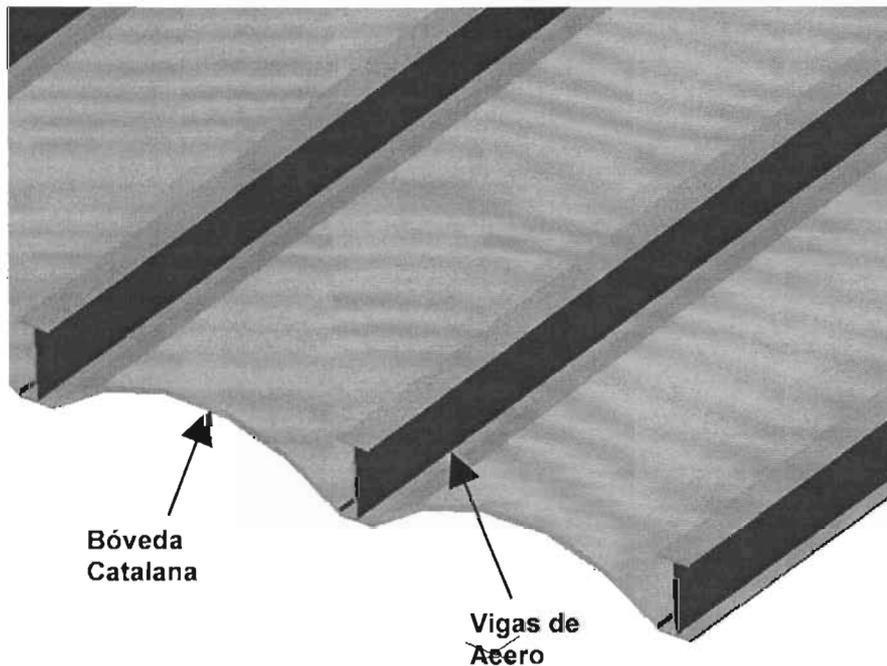


Fig 1.14 Detalle de las bóvedas catalanas ubicadas en los entrepisos tipo

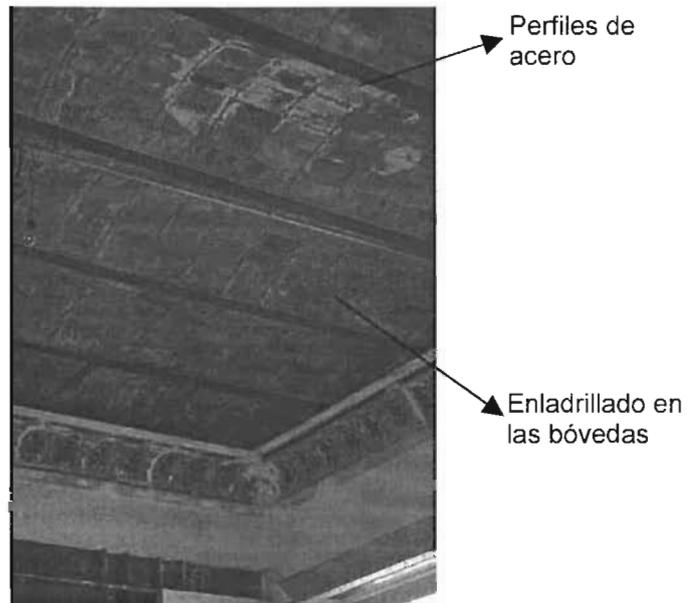


Fig 1.15 Bóvedas catalanas en los sistemas de entrepiso tipo

1.3.1 Fachada

Para la descripción de la fachada se dividirá en tres cuerpos al edificio, constituyendo cada cuerpo un nivel del edificio. Este inmueble tiene una longitud de 19.60 m. y una altura total de 20.10 m (figura 1.16).



Fig 1.16 Fachada y entrada principal del edificio

Primer Cuerpo.

Mide 19.60 m de longitud y de altura 5.10 m esta construida por muros de mampostería y cubiertos en la parte frontal por piedra de cantera, la única entrada del inmueble cuenta con un portón de madera con una altura de 4.15 m y un ancho de 2.50 m. Este cuerpo fue realizado en cantera gris formando almohadillos⁴ lisos en sillares horizontales y un rodapié de recinto formando una banda y repartidos o diamantados, en la parte superior delimita el primer cuerpo del segundo una cornisa que corre horizontalmente a lo largo de la fachada (figura 1.17).

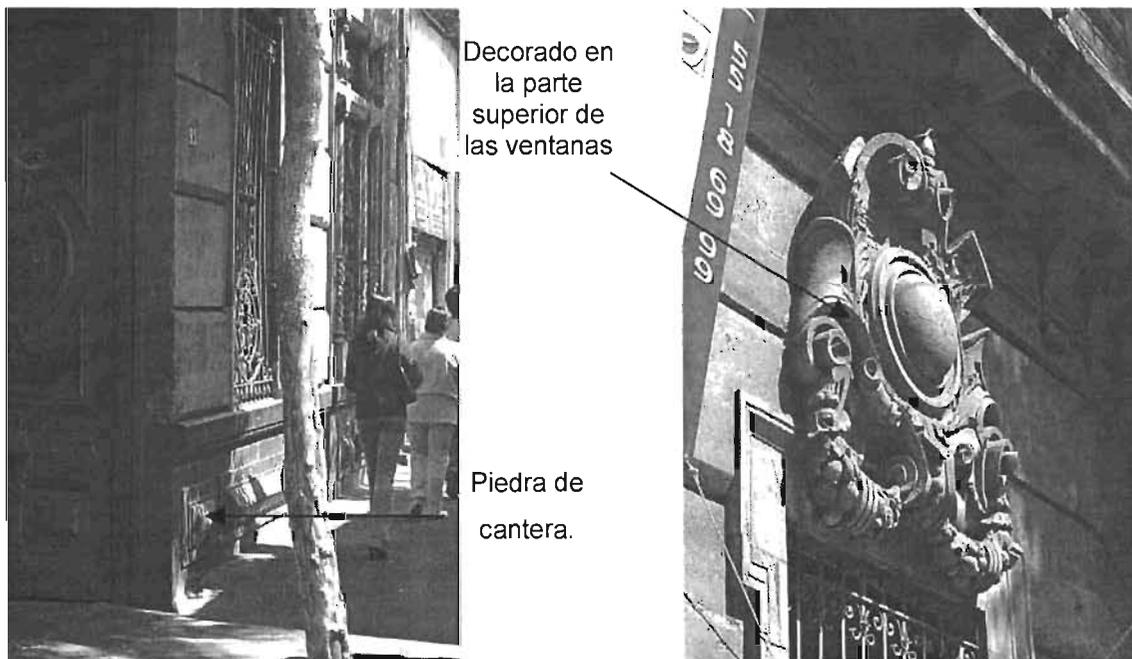


Fig 1.17 Decorados del primer cuerpo

Segundo Cuerpo.

Mide 19.60 m. de longitud y 7.15 m. de altura, este cuerpo también esta construido por muros de mampostería, y cubiertos con piedra de cantera como en el primer cuerpo se mantienen las mismas características arquitectónicas, formada en su parte central por pilastras, las ventanas son de madera con vidriería emplomada, pasando

⁴ Almohadillado: Piedra trabajada que resulta de la obra con la junta rehundidas.

al barandal formado en la base por madera y pasamanos de piedra (cantera gris), entre el segundo y tercer cuerpo hay un entablamento conformado por un friso decorado que corre horizontalmente a lo largo de la fachada (figura 1.18 y 1.19).

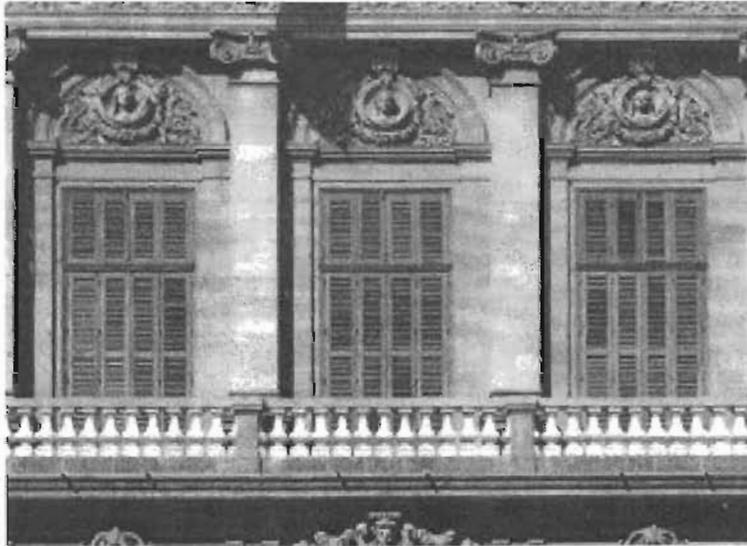


Fig 1.18 Fachada del Primer nivel

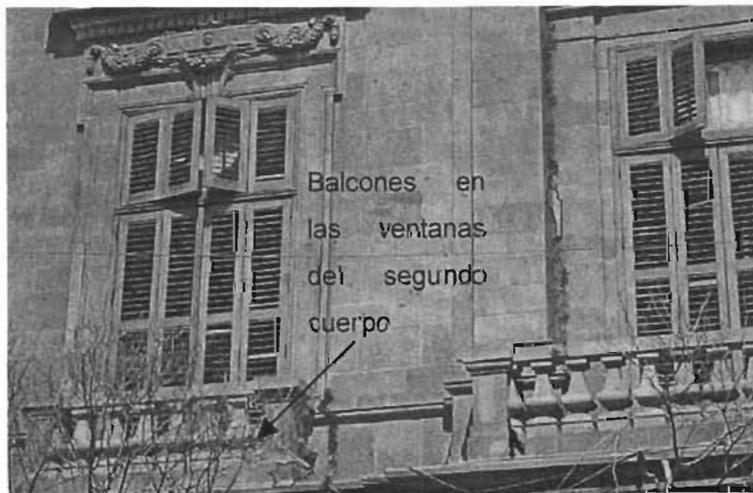
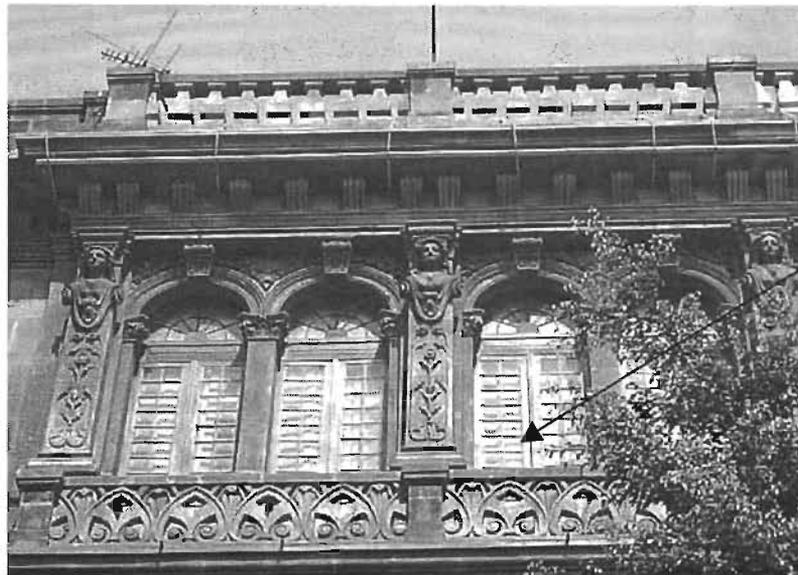


Fig 1.19 Balcones y ventanas del primer cuerpo

Tercer Cuerpo.

Mide 19.60 m. de longitud y 5.00 m. de altura; el pretil mide 19.60 m. de longitud y 1.50 m. de altura, aquí, cambia la formalidad, ya que en el momento en el que se construyó este nivel estaba de moda el Art Nouveau (figura 1.20).



Ventanas
centrales del
tercer cuerpo

Fig 1.20 Fachada del tercer cuerpo

La fachada central, esta conformada por seis ventanas, creando una división con columnas adosadas; después de la cornisa esta un pretil que en la parte central de la fachada tiene una sección formada por un barandal con balaustradas y el resto permanece liso (figura 1.21).



Pretil de la
fachada
principal del

Impermeabilizante en
la azotea del segundo
nivel

Fig 1.21 Pretil de la azotea, fachada principal

En las figuras 1.22 – 1.29 se muestran figuras de la fachada, como cortes longitudinales y transversales del edificio.

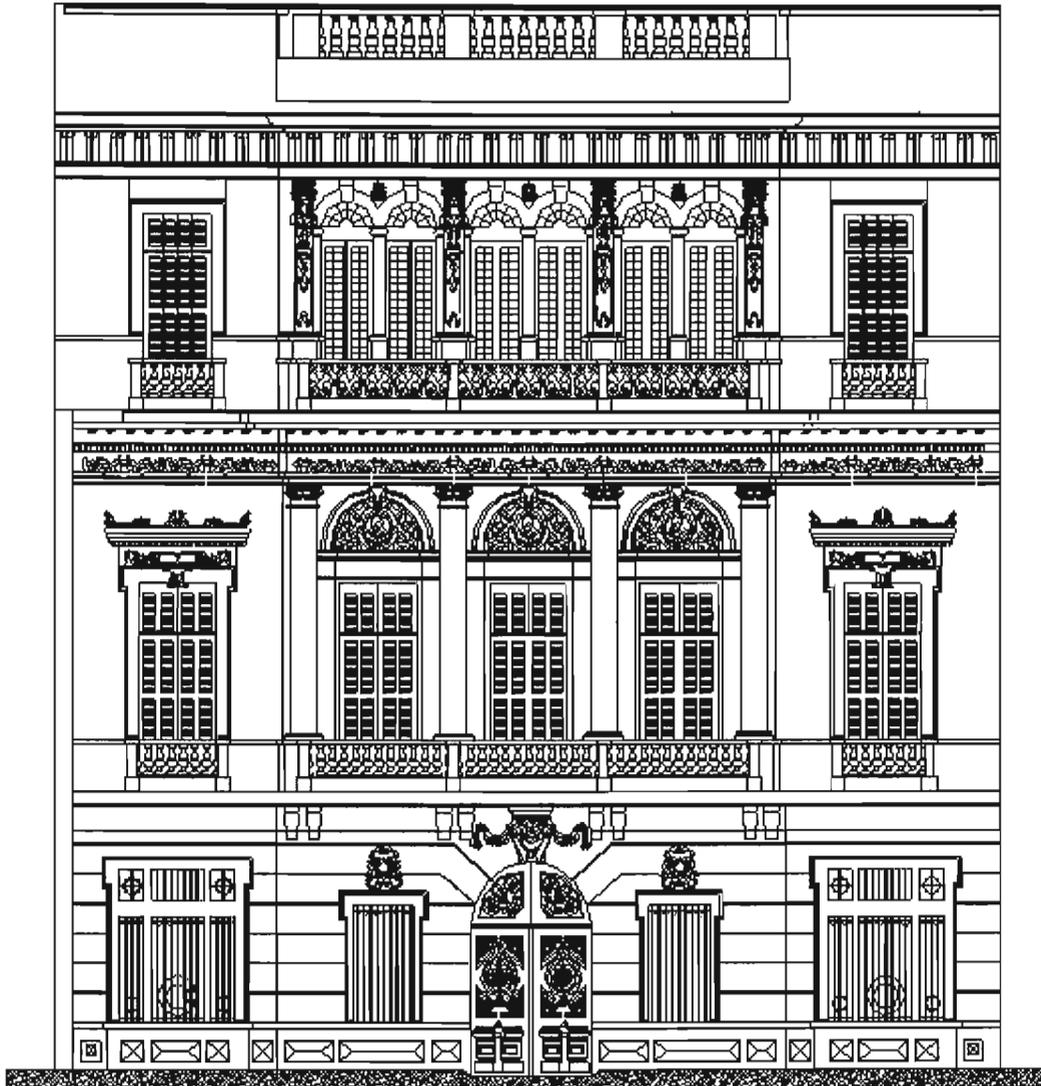


Fig 1.22 Fachada principal del edificio de Cuba 92

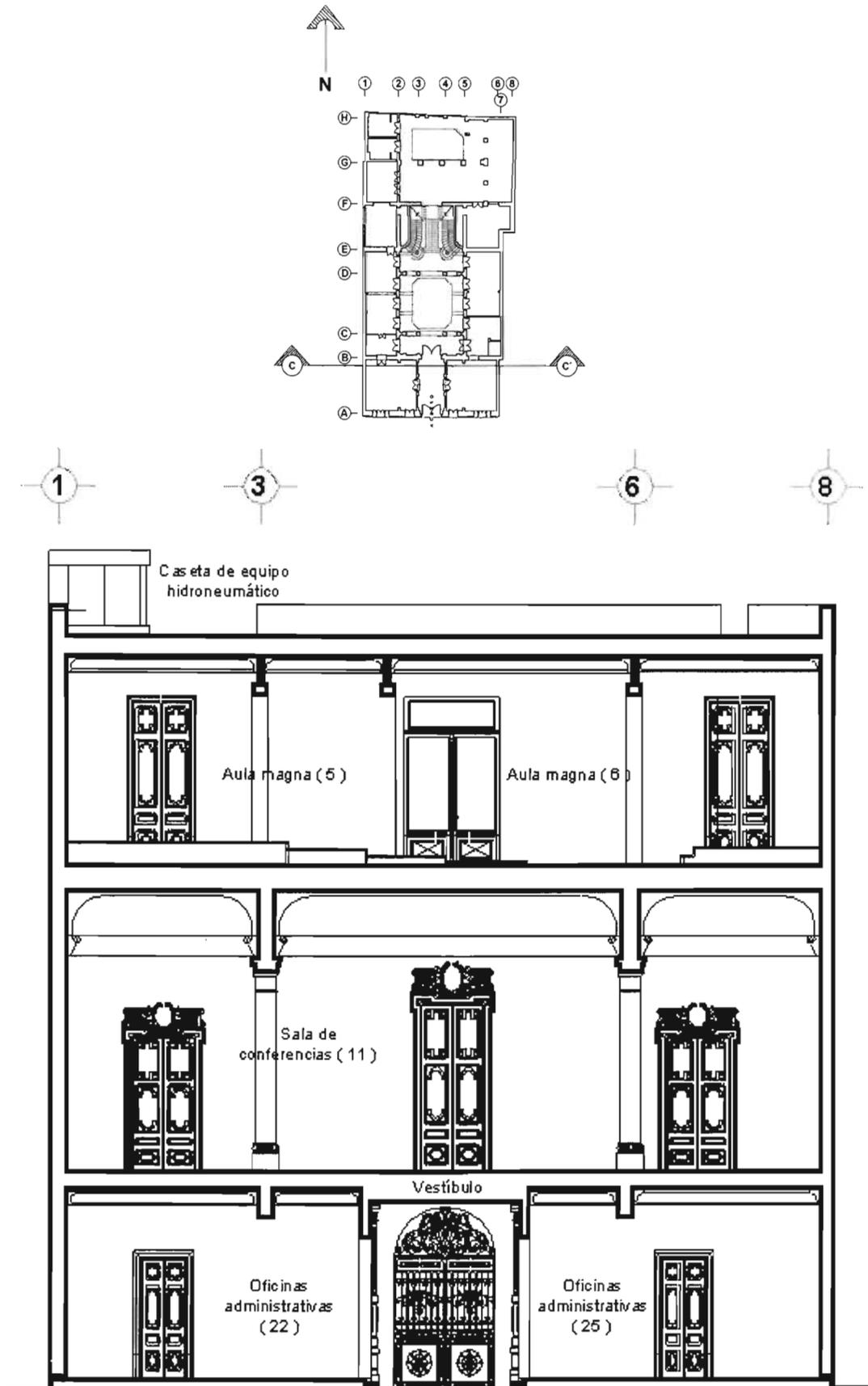


Fig 1.23 Corte transversal C-C'

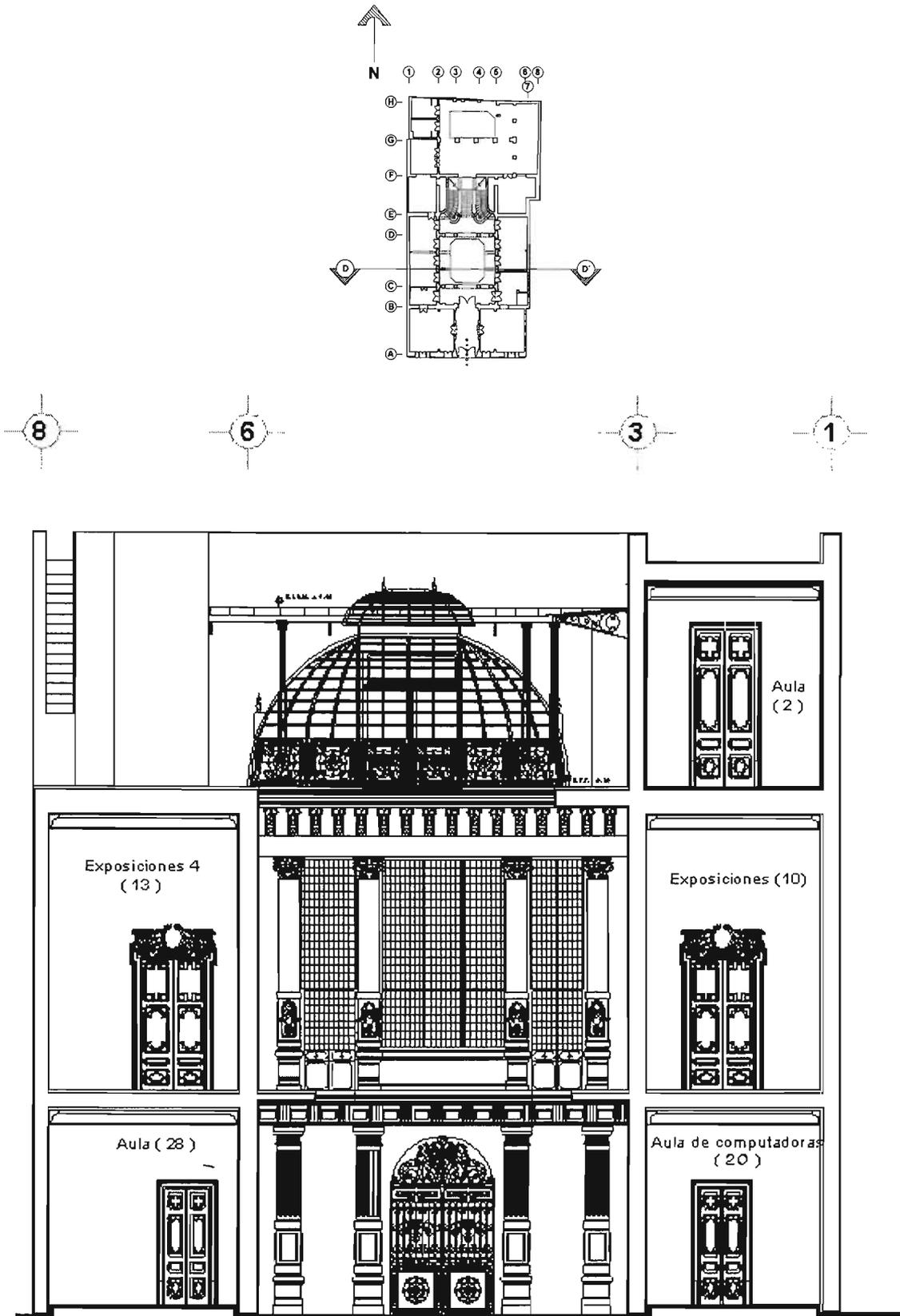


Fig 1.24 Corte transversal D - D'

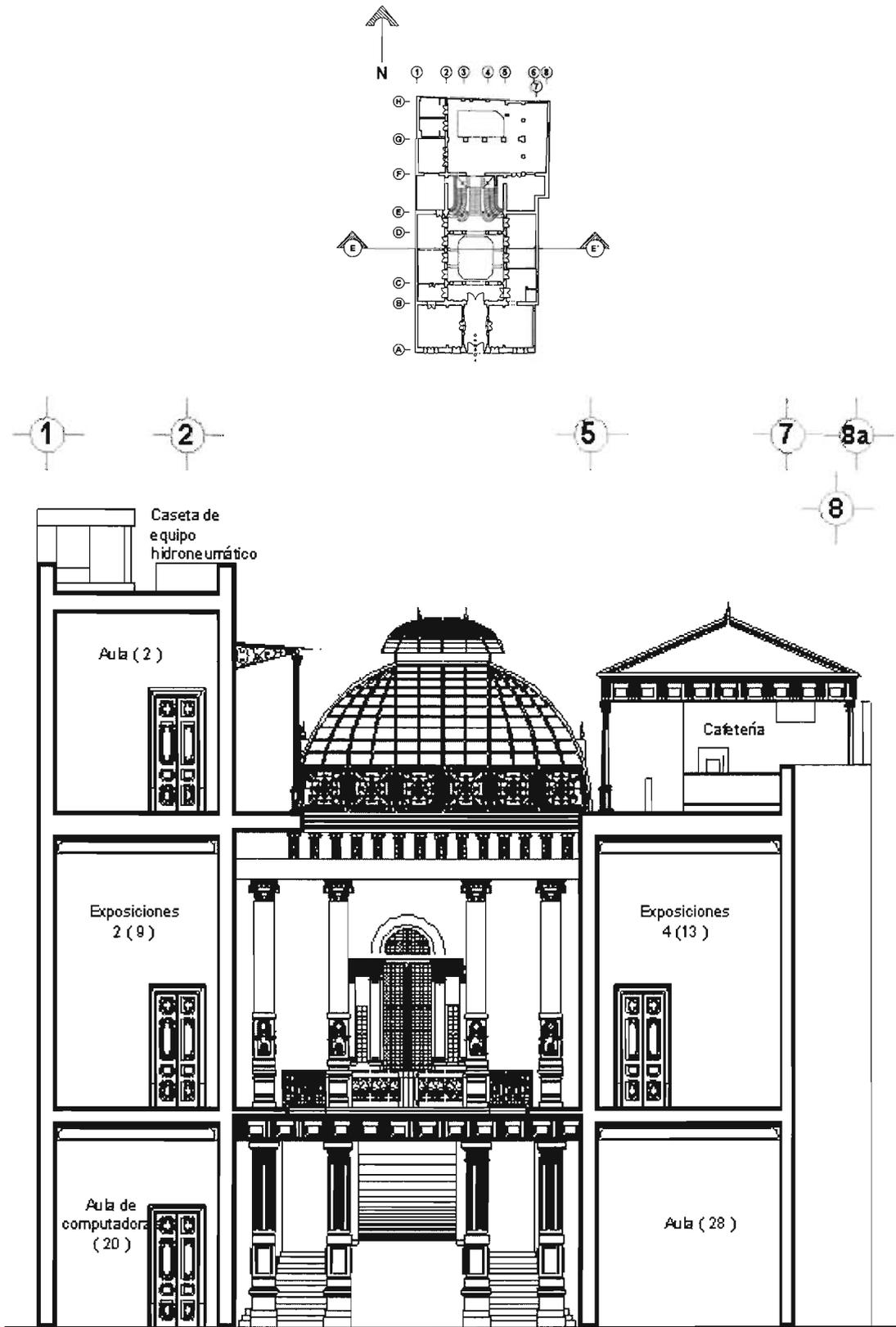


Fig 1.25 Corte transversal E - E'

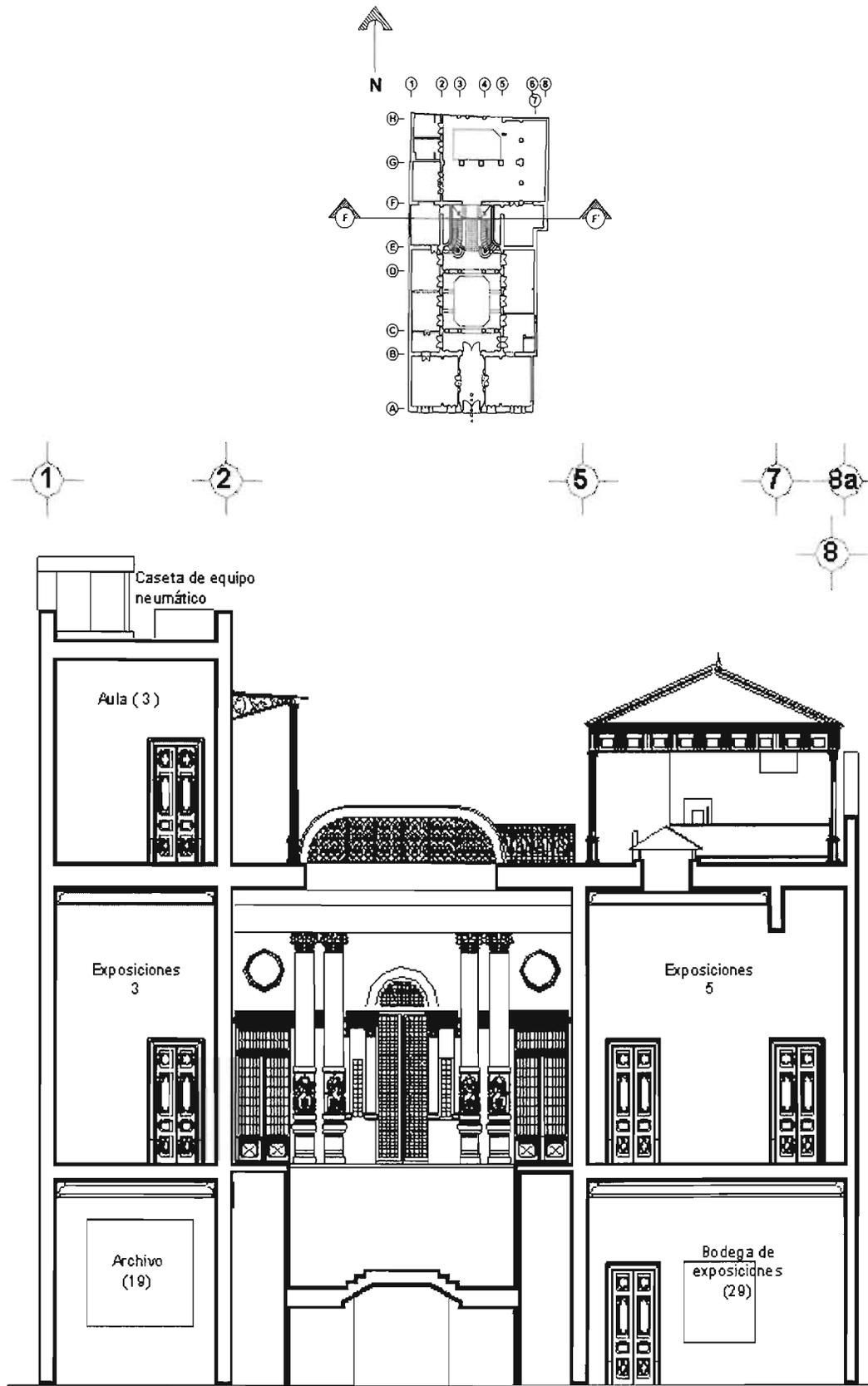


Fig 1.26 Corte transversal F - F'

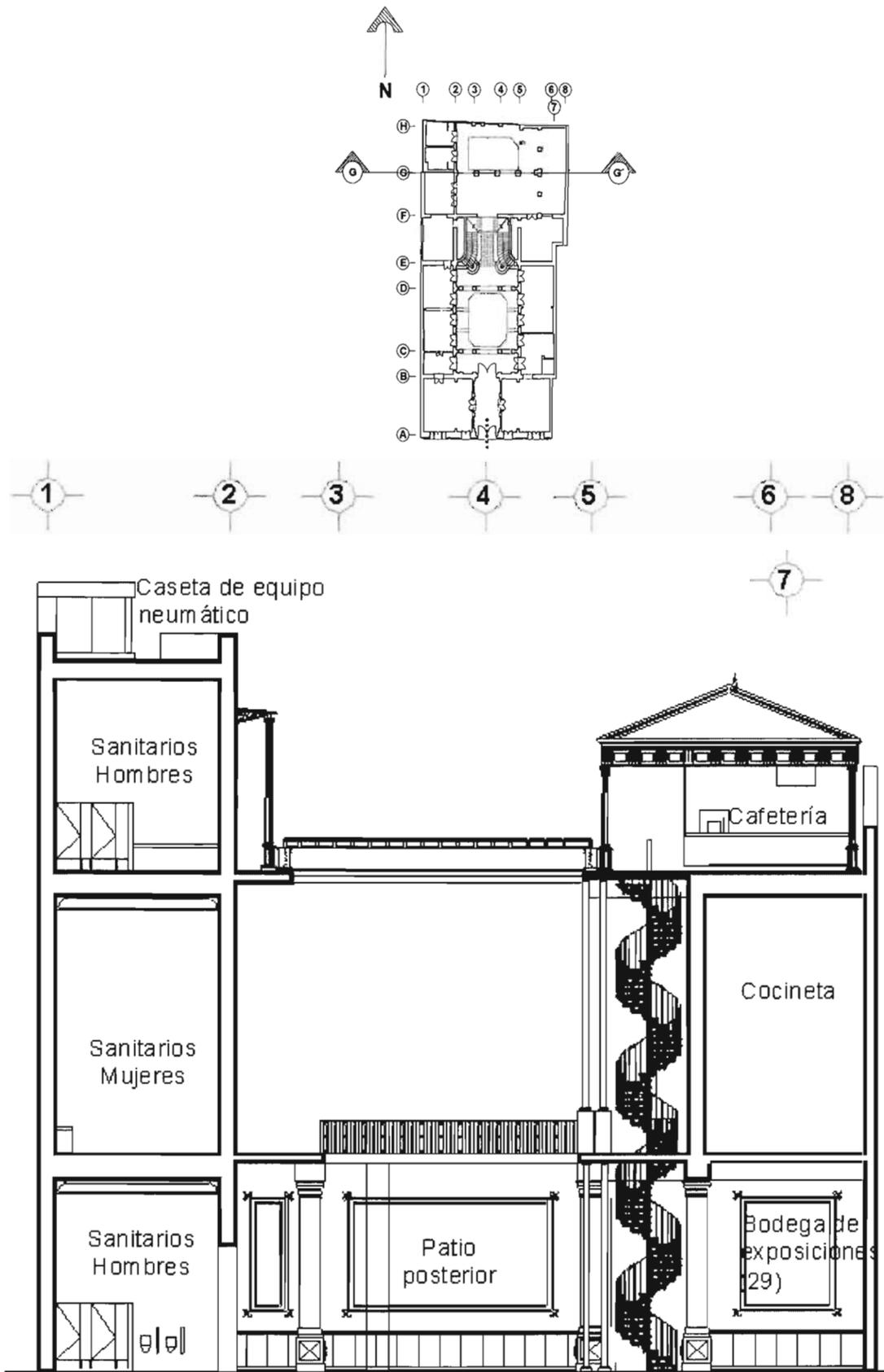


Fig 1.27 Corte transversal G - G'

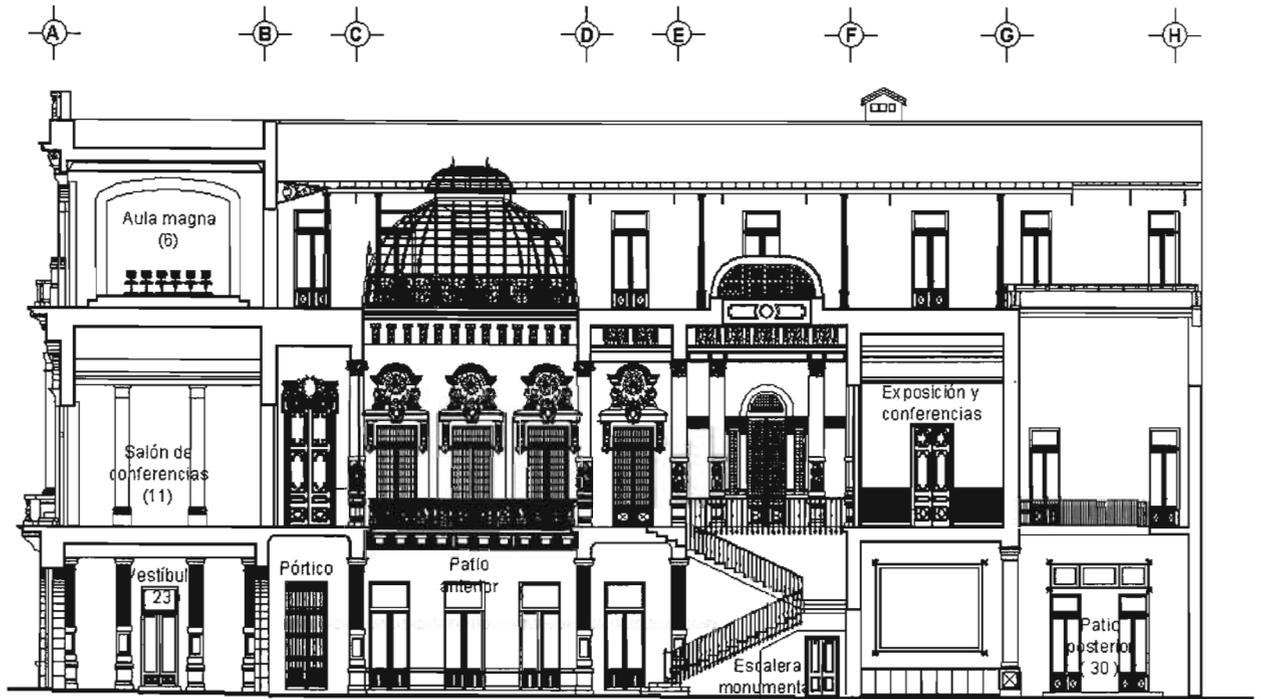


Fig 1.28 Corte longitudinal lado Oriente A – A'

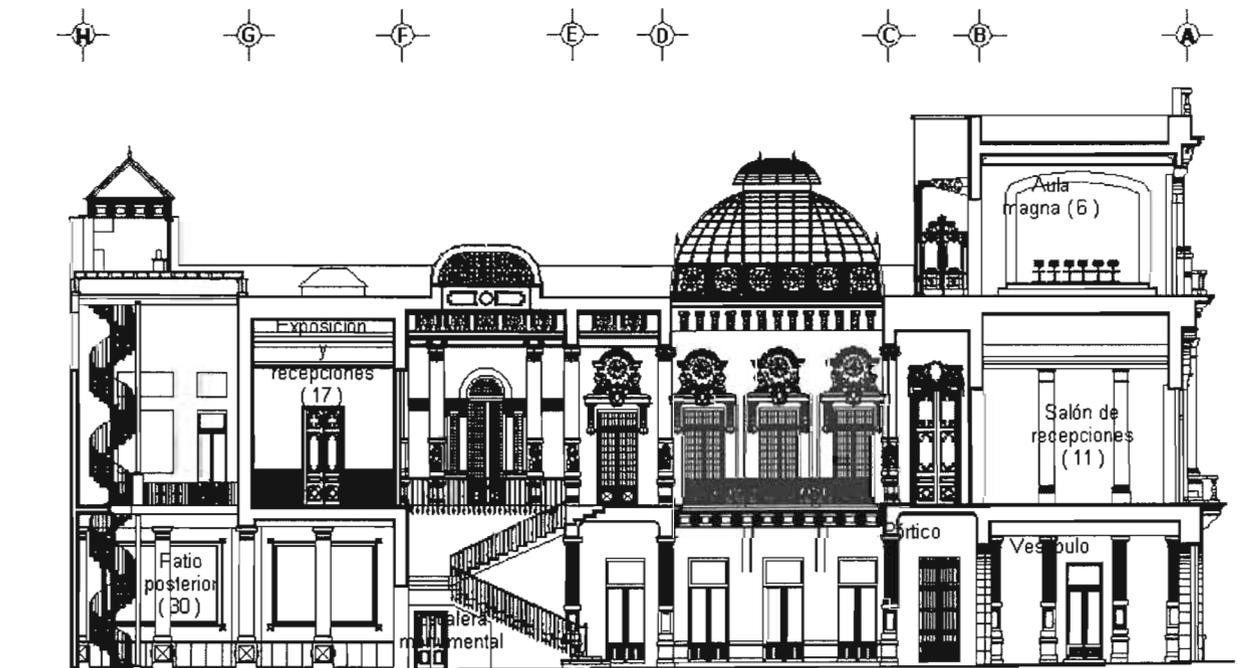


Fig. 1.29 Corte longitudinal lado Este B – B'

1.3.2 Interior del edificio

Para mejor identificación se denominará planta baja, primer nivel y segundo nivel, se llamara pieza, aula o local a los espacios que conforman las áreas útiles de la casa. También se indicaran los materiales usados en cada lugar, así como algunas características de los muros.

Planta baja.

Este nivel cuenta con 11 locales, un patio anterior y uno posterior; en el patio anterior se localizan 8 columnas de 40 x 40 cm. y en el posterior 6 columnas de la misma sección; están formadas por piedra de cantera, decoradas (figura 1.30 – 1.35).



Fig 1.30 Puerta del vestíbulo principal y columnas del patio principal



Fig 1.31 Columnas del patio posterior (planta baja)



Fig 1.32 Columnas y patio posterior planta baja



Fig 1.33 Viga de acero recubierta y pasillo principal de la planta baja

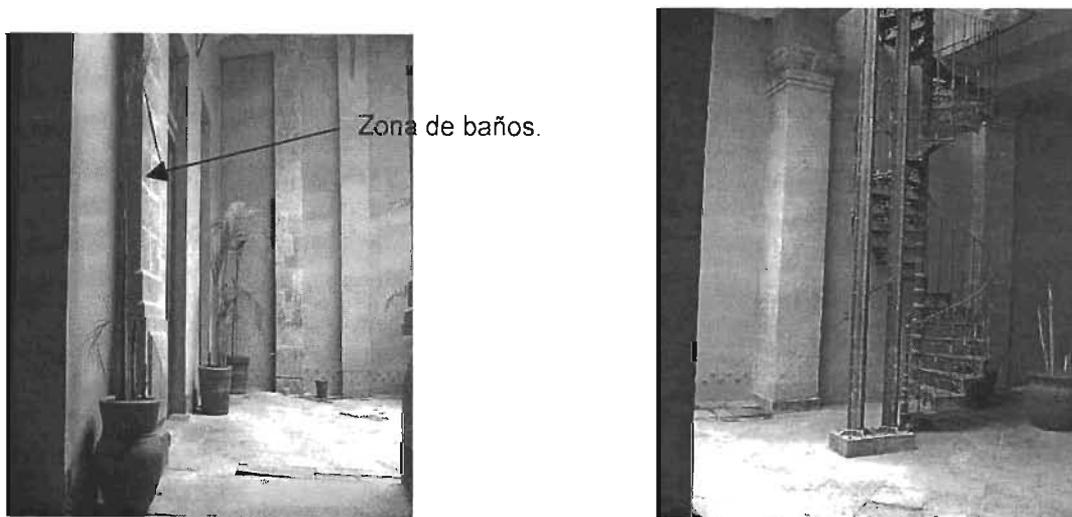


Fig 1.34 Muros y escalera de caracol del patio posterior

Los muros de colindancia son de mampostería, pero los muros interiores están contruidos de tabique rojo, en general el espesor de los muros es de 40 cm., en las columnas del patio principal, existen vigas de acero IPR recubiertas por adornos arquitectónicos, estas tienen una sección de 12" x 8" aproximadamente.

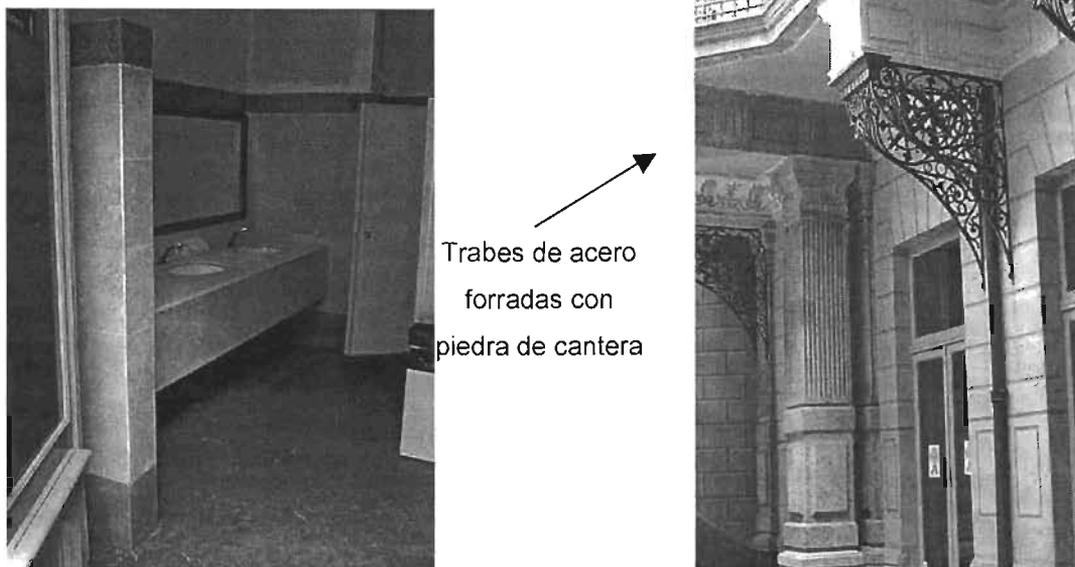


Fig 1.35 Baños de la parte posterior de la planta y muros del patio principal

Debido a las intervenciones que se han realizado, en la actualidad no se ven indicios de agrietamientos, lo podemos observar en las figuras 1.36 – 1.38; y en la figura 1.39 la distribución actual de la planta.



Fig 1.36 Escalera monumental

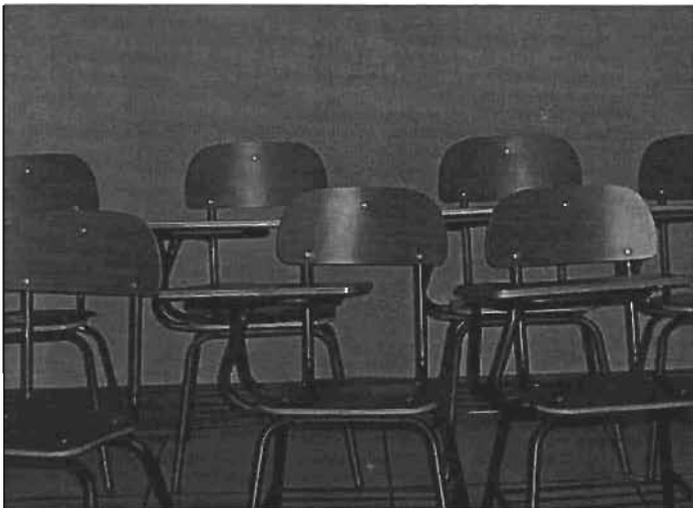
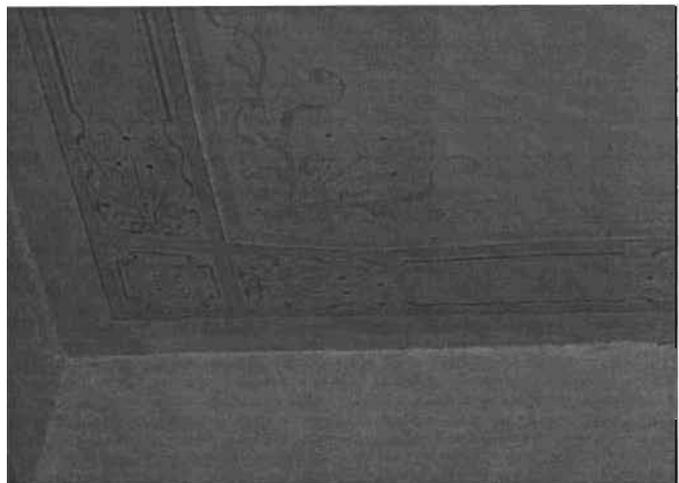


Fig 1.37 Actualmente las aulas de este edificio son ocupadas para cursos de idiomas.

Fig 1.38 Cielos rasos característicos de la planta baja, debido a la gran importancia artística que se tiene no se han podido realizar calas en este nivel para conocer los materiales de construcción con exactitud.



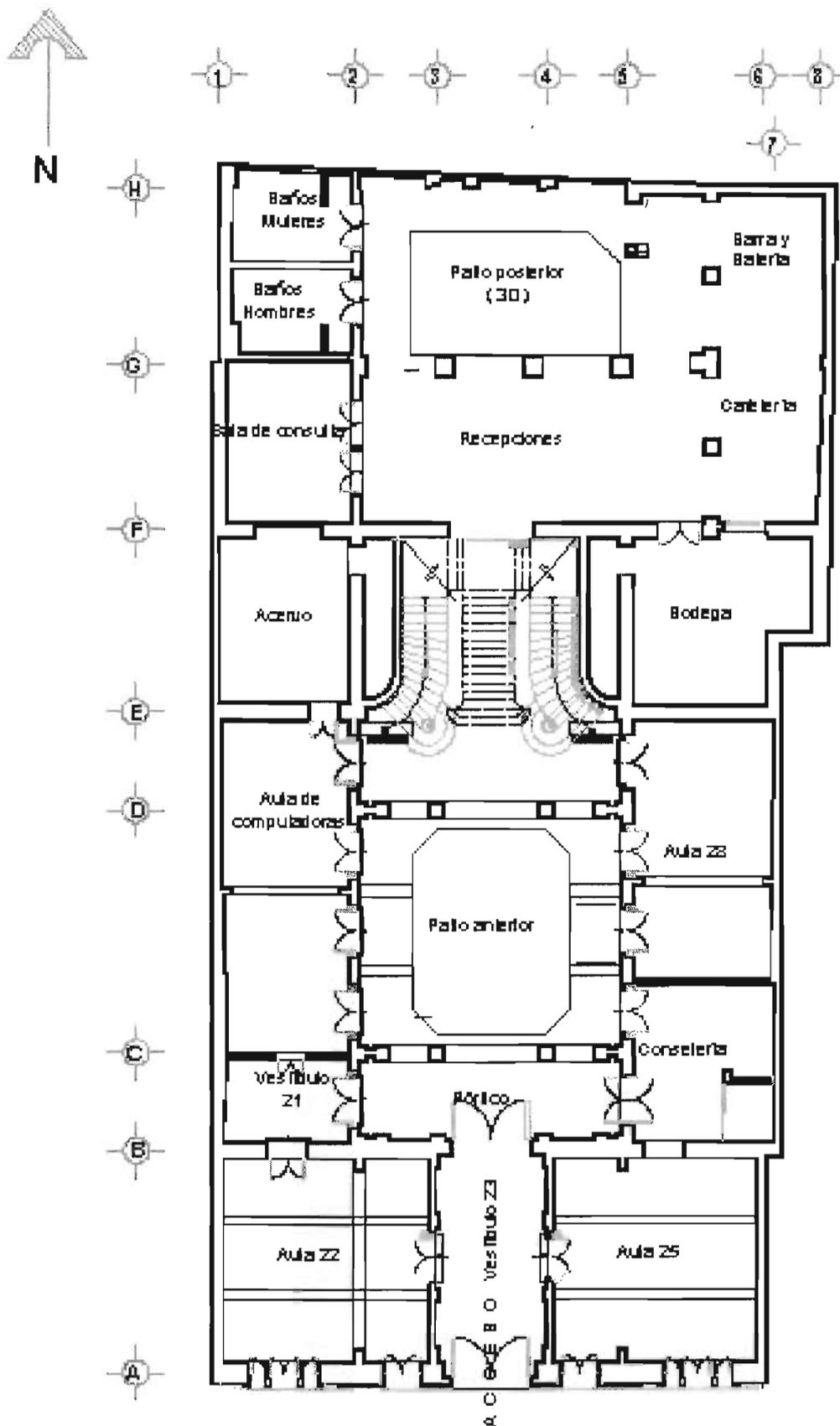


Fig 1.39 Distribución de la planta baja

Primer nivel.

Conformado por trece piezas o locales, en el pasillo principal se localizan 8 columnas de cantera con una sección de 40 x 40 cm. todos los muros de este nivel son de tabique rojo recocido con espesores de 40 cm. En este nivel, sobre las columnas también existen vigas de acero tipo IPR, con las mismas características de la planta anterior (figura 1.40).



Barandal de hierro
forjado



Fig 1.40 Columnas en el pasillo del primer nivel

Desafortunadamente, debido a la importancia artística que presentan los cielos rasos, no se ha podido realizar calas en este entrepiso de la planta baja y primer

nivel para saber las características del mismo, aunque se presume que deben tener las mismas características que el entresijo del primero y segundo nivel, donde si se han elaborado algunas calas para su estudio (figura 1.41).



Fig 1.41 Decorados en el entresijo del primer y segundo nivel

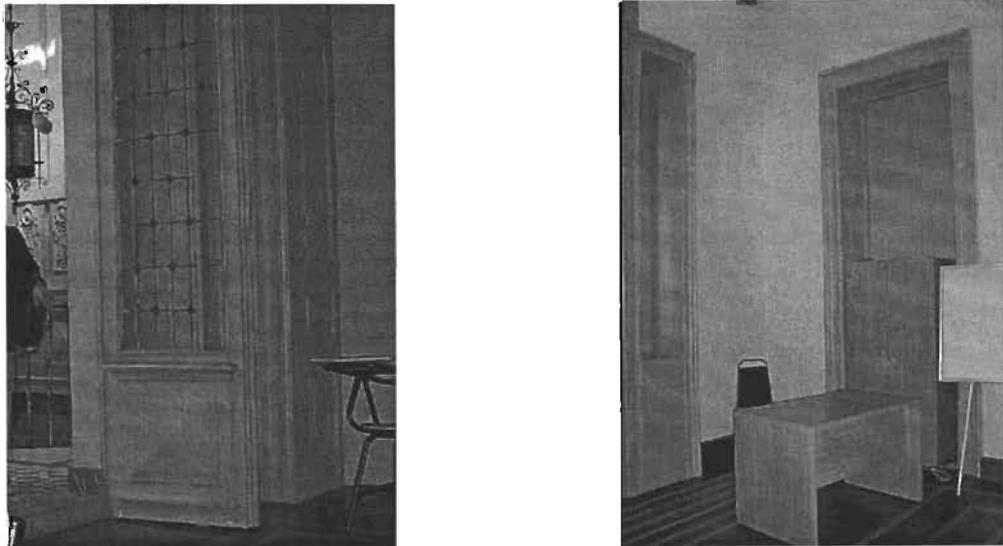


Fig 1.42 Aulas del primer nivel

En las figuras 1.42 – 1.48 las características del nivel y en la figura 1.49 la distribución en planta.

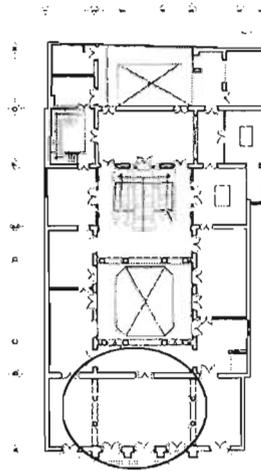


Fig 1.43 Estado actual de las bóvedas catalanas del entrepiso

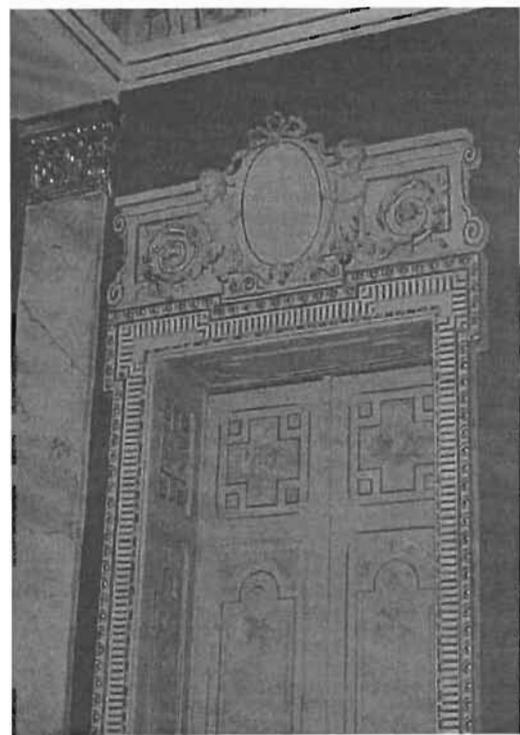
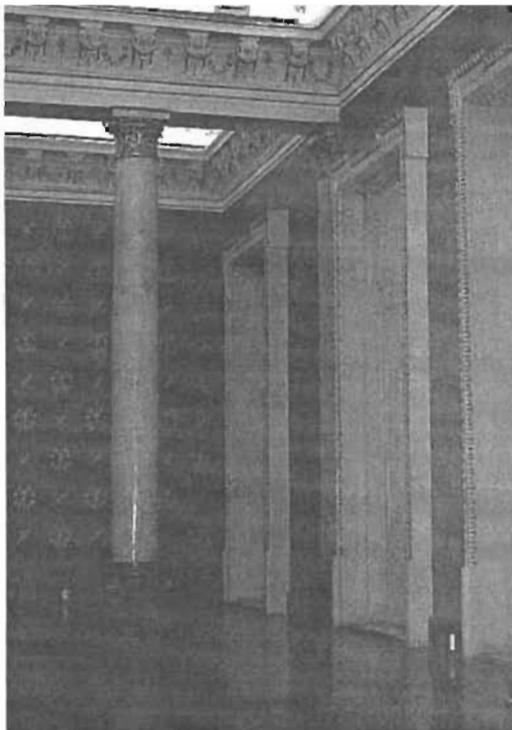


Fig 1.44 Decorados interiores en las aulas del primer nivel

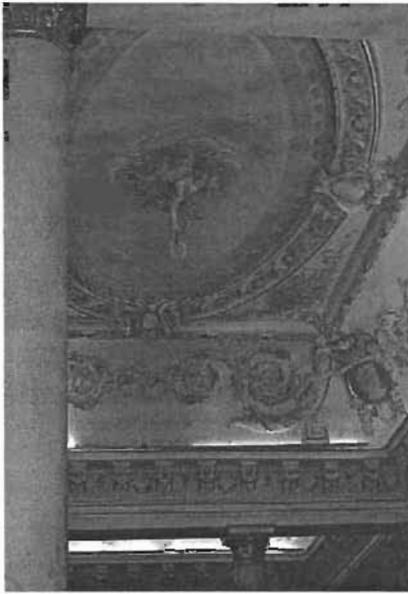


Fig 1.45 Cielos rasos y decorados en algunas piezas del nivel

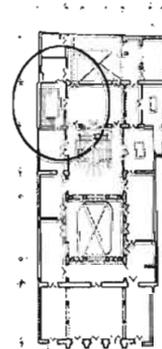


Fig 1.46 Cielos rasos del pasillo del primer nivel

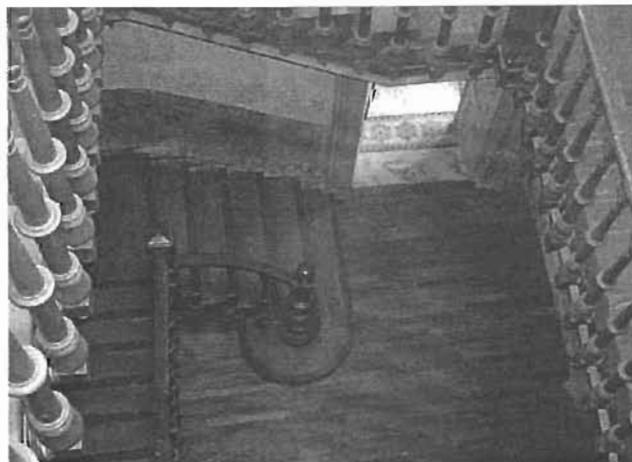


Fig 1.47 Escalera del primer nivel

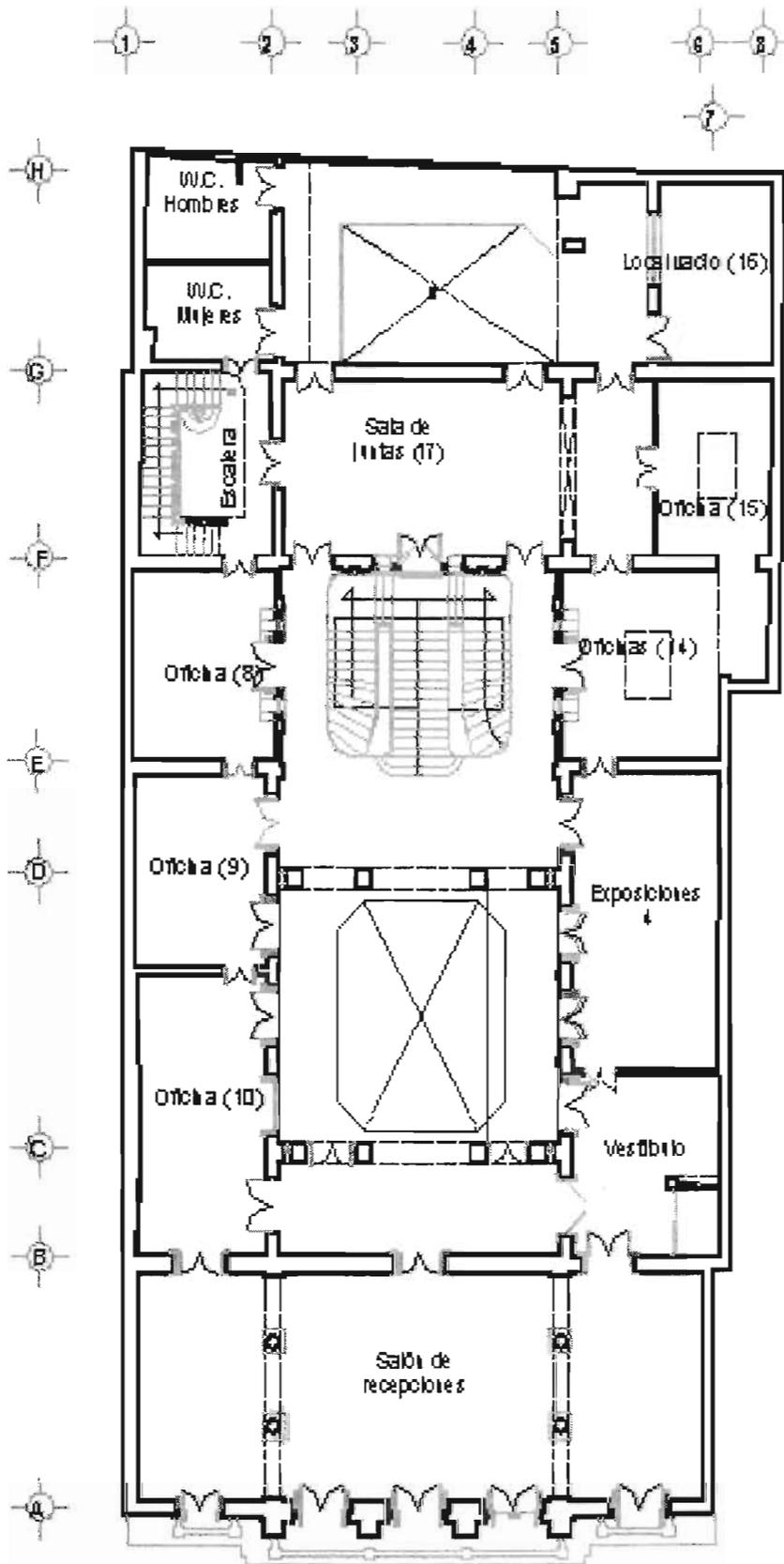


Fig 1.48 Distribución del primer nivel

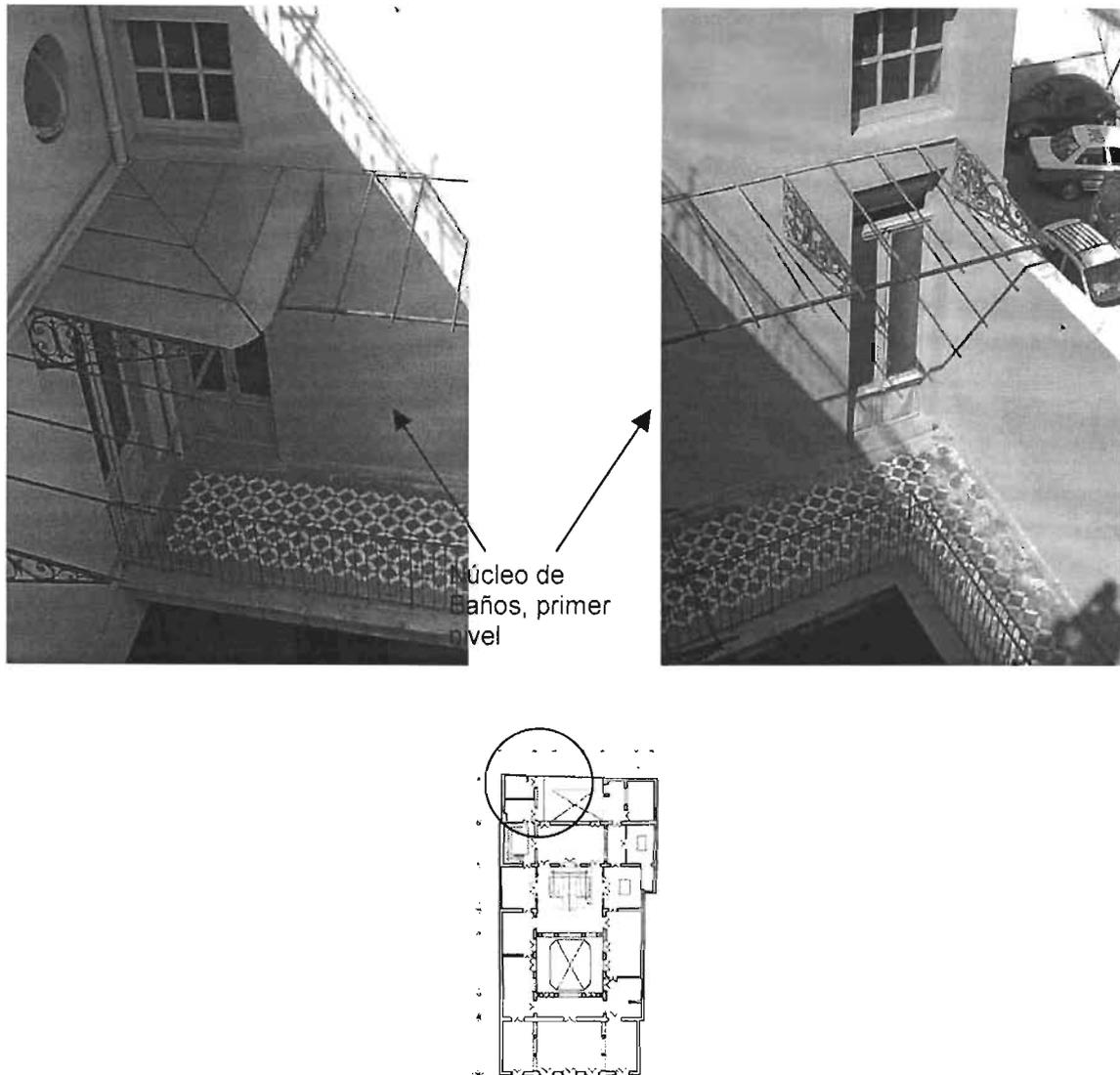
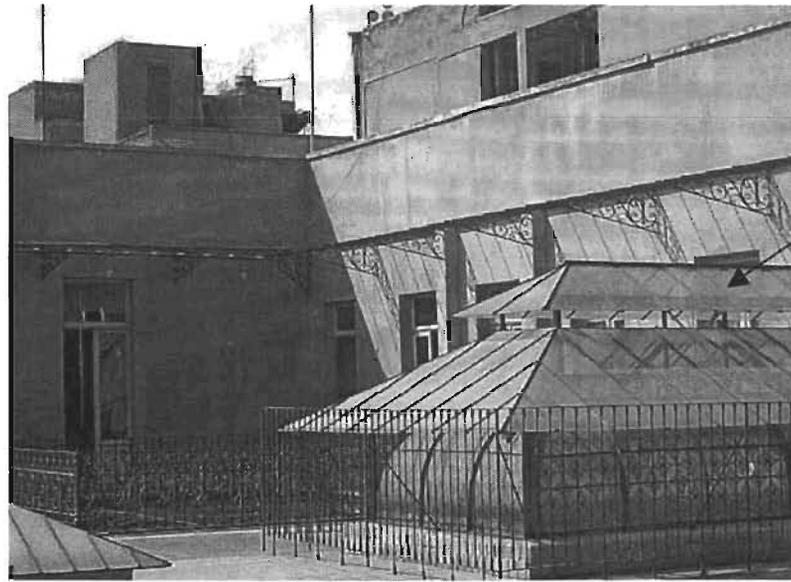


Fig 1.49 Aulas y pasillo posterior del primer nivel

Segundo nivel.

Este segundo nivel es el que ha sufrido varios cambios, en cuanto a su estructura, en la actualidad consta de 7 piezas o locales, y su entrepiso ha sufrido modificaciones, en este se han efectuado algunas calas con el fin de obtener sus características. A este nivel como ya se menciono anteriormente se le hizo una ampliación de piezas para utilizarlas como aulas posteriormente en la década de los 80s se retiraron figura 1.50 – 1.56



Domo del patio principal

Fig 1.50 Situación actual del tercer nivel

Originalmente el sistema de entresuelo de este nivel constaba de bóvedas catalanas con relleno soportadas por vigas de acero, algunas de estas se conservan a pesar del gran deterioro sufrido, debido a la ornamentación que existe en ellas y el gran valor artístico de las mismas. Más adelante se comentara el deterioro encontrado en este sistema de entresuelo y las intervenciones que se le han hecho a este.

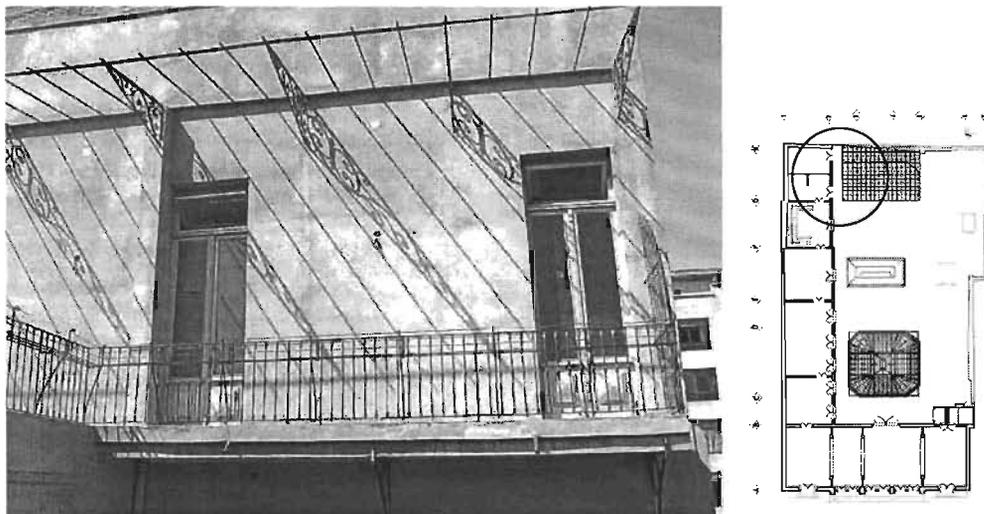


Fig 1.51 Zona actual de los baños del nivel

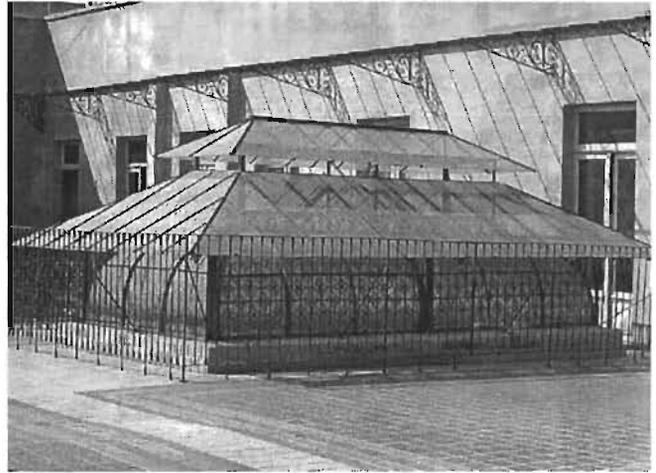
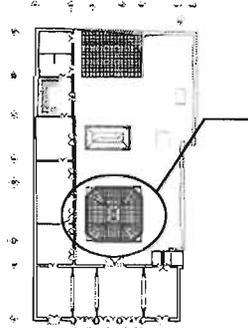
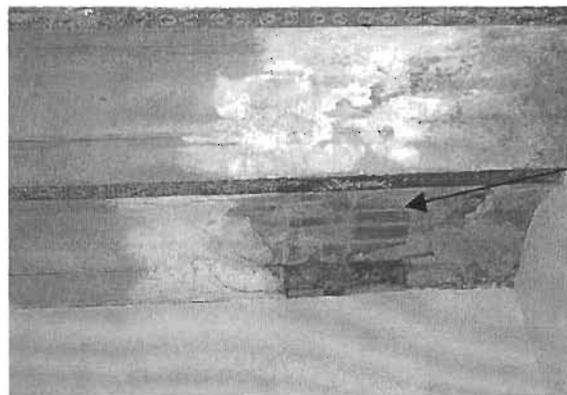


Fig 1.52 Domo del primer nivel

En la figura 1.57 y 1.58, se observan la distribución del nivel y de la azotea; en esta hay también bóvedas catalanas de diferentes características, las vigas de estas bóvedas se encuentran muy deterioradas en gran parte por la corrosión y por la oxidación que han sufrido.



Desprendimiento de pintura decorativa por humedades

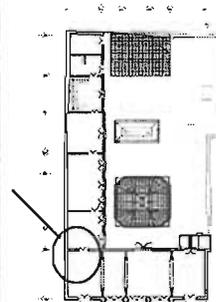
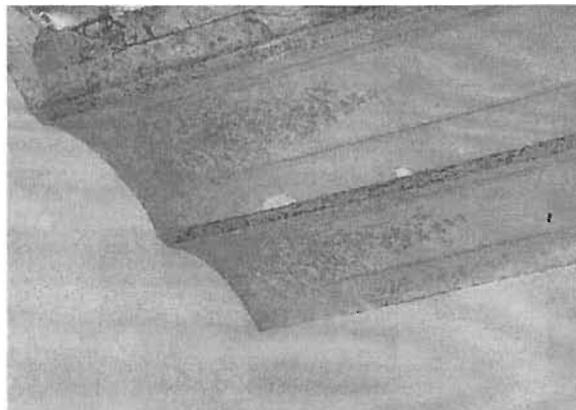


Fig 1.53 Deterioro de algunas ornamentaciones en las bóvedas por el tiempo

En el último proyecto de restauración de este inmueble se tiene planeado el reforzamiento de las mismas. En el anexo 1 se puede ver las propuestas para reforzar el sistema estructural de este nivel.

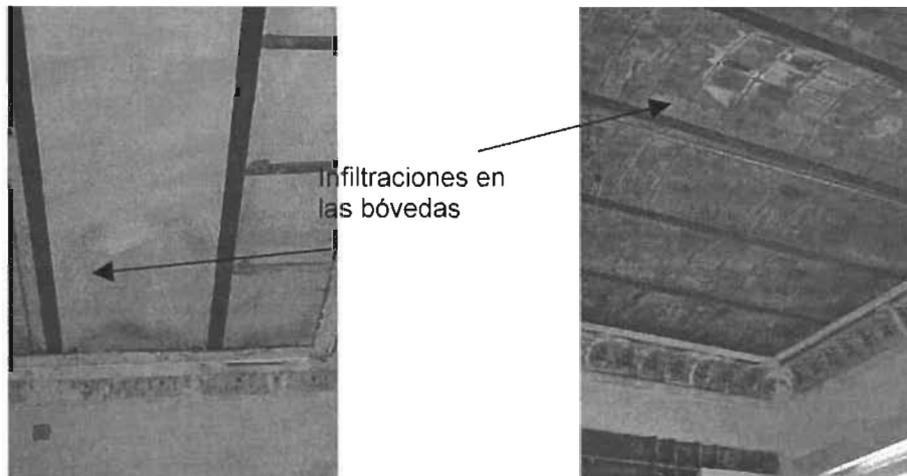


Fig 1.54 Humedad en las bóvedas catalanas



Fig 1.55 Calas que se han realizado en los muros de colindancia de la parte posterior



Fig 1.56 Puertas interiores tipo de las aulas del nivel

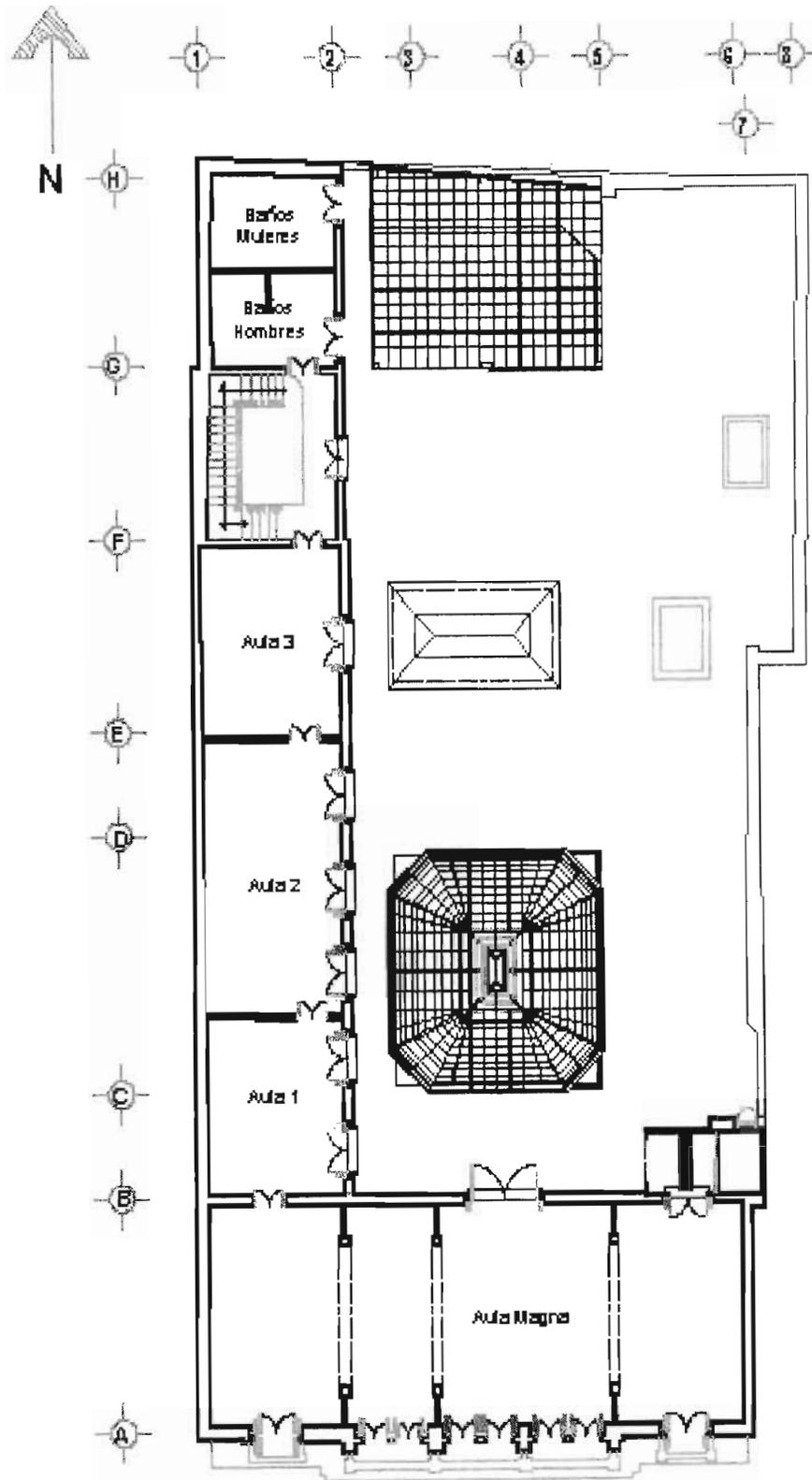


Fig 1.57 Distribución del segundo nivel

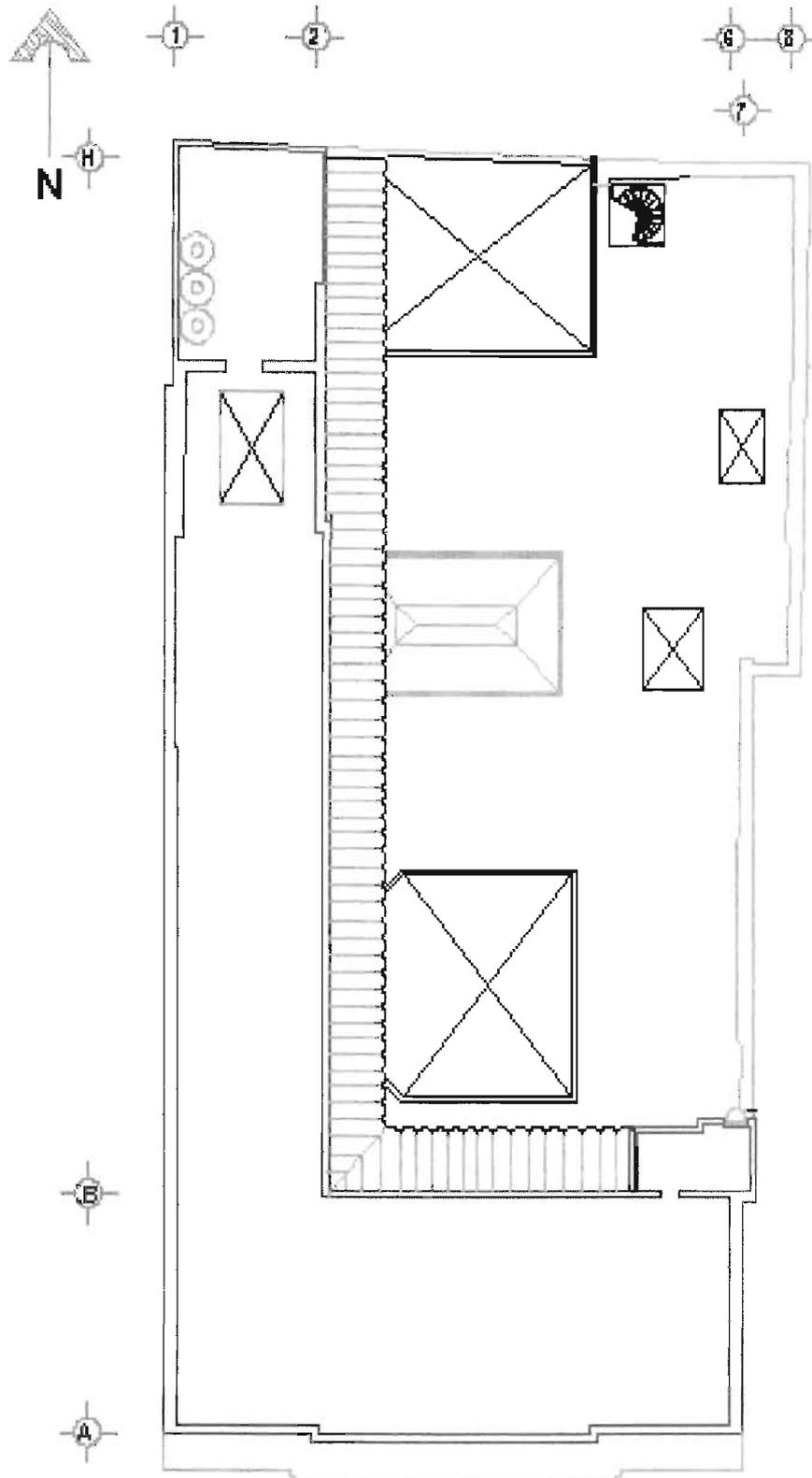


Fig 1.58 vista en planta de la azotea

1.4 Síntesis general de materiales de construcción

Cubiertas y entrepisos.

Viguería de madera con terrado.

Vigas de acero IPR con arcos de ladrillo formando una bóveda catalana, con relleno.

Vigas de acero IPR con arcos de lámina galvanizada acanalada y relleno.

Pisos.

Piedra y cantera.

Mosaico de pasta de 0.20 x 0.20 m.

Loseta de barro prensado de 0.10 x 0.20 m.

Cemento pulido.

Parquet de madera (caoba).

Duela de madera machihembrada.

Azulejo veneciano.

Muros y aplanados.

Muros de tabique rojo recocido en sillares atizonados de diferentes espesores.

Blok de tepetate en muros colindantes. Tabique ligero de arena y cemento.

Aplanados exteriores e interiores fino de mortero y aglutinante. Chapeo de cantera gris en fachada y en el rodapié del interior.

1.5 Art Nouveau⁵

En este inmueble se encuentran mezclados rasgos que la relacionan, en el segundo nivel con la arquitectura francesa (Art Nouveau). Como corriente estética, el Art

⁵ NEUVILLAE ORTIZ Alfonso; El Art-Nouveau en México; INBA, 1980; Cuadernos de Arquitectura y conservación del patrimonio artístico. Serie de monografías. No. 12

Nouveau surgió en Europa a consecuencia del desarrollo de la industrialización y de la producción mecánica de elementos arquitectónicos y ornamentales.

El Art Nouveau tuvo en México manifestaciones extraordinarias como en ningún otro país de Latinoamérica. Ya que las artes plásticas y la literatura poseyeron ejemplos de primer orden; así mismo la arquitectura, que se elaboró en la última década del siglo XIX, en que se construyeron edificios de gran perfección que daban idea del avance modernista de arquitectos e ingenieros del porfirismo.

El edificio de la Asociación de Ex alumnos de la facultad de Economía (AEFE) se localiza en el primer cuadro de la ciudad de México, donde radica uno de los mayores problemas relacionado a hundimientos diferenciales, debido a la deformabilidad del terreno y a la presencia de zonas con diversos grados de consolidación del mismo.

2. PROBLEMAS ESTRUCTURALES

2.1 Introducción

Toda construcción esta siempre expuesta a acciones que ocasionan un desequilibrio en el comportamiento estructural de la misma, con el fin de comprender esta problemática, se han dividido los daños que sufren las construcciones en tres aspectos generales, como son los sismos, los daños ocasionados por los hundimientos diferenciales que se presentan debido al tipo de suelo donde se desplanta la construcción y los daños ocasionados por el paso del tiempo (intemperismo, oxidación, corrosión, etc).

El edificio de Cuba 92, no es la excepción, y debido a estos aspectos, el inmueble ha presentado daños que a continuación mencionamos y que han requerido de intervenciones oportunas para preservar su estructura.

2.2 Daños producidos por el sismo

2.2.1 Sismo de septiembre de 1985

El 19 de septiembre de 1985, a las 07:19 hrs. se produjo un sismo con epicentro en el océano Pacífico, frente a las costas de Michoacán, que causó destrucción, daños humanos y materiales sin precedentes en la historia de México (figura 2.1). Su magnitud fue inicialmente estimada en 7.5 pero a la postre resultó ser de magnitud de 8.1 en escala de Richter. En la ciudad de México, las zonas que resintieron con mayor fuerza los efectos del movimiento telúrico, fueron el centro de la ciudad, así como las delegaciones Cuauhtemoc, Benito Juárez, Venustiano Carranza y en menor medida Coyoacán y Gustavo A. Madero.

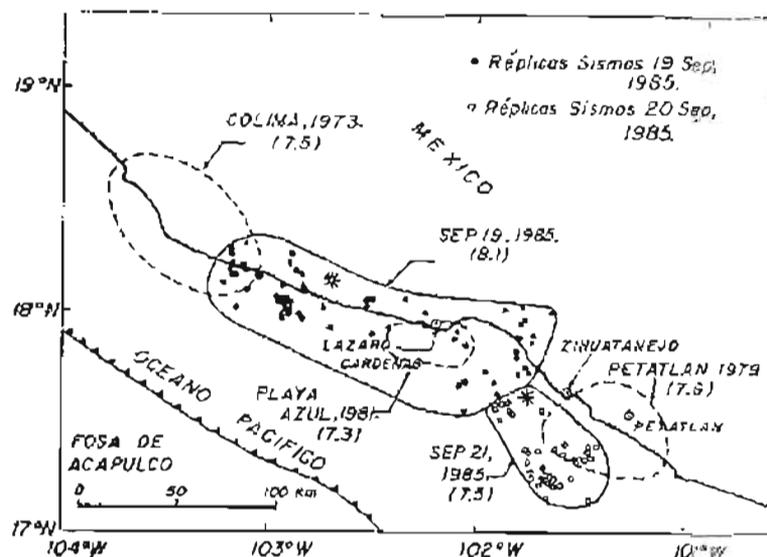


Fig 2.1 Epicentro del sismo de septiembre de 1985

En la ciudad de México, las estructuras extremadamente rígidas como las de los edificios históricos, se conjunta con un suelo sumamente blando y deformable de arcilla, lo cual modifica sustancialmente las vibraciones inducidas por un sismo, mientras que para los edificios modernos este efecto es de mucha menor importancia.

La respuesta sísmica de los monumentos históricos, presenta diferencias sustanciales con respecto a la de los edificios modernos comunes. Estas diferencias se derivan de las distintas formas arquitectónicas y estructurales de los edificios, así como del hecho de que los materiales estructurales de los edificios antiguos no tienen capacidad para resistir esfuerzos de tensión significativos, lo que impide una continuidad entre los elementos y da lugar a mecanismos muy diferentes para absorber los efectos sísmicos.⁶

El conjunto de edificios históricos ha salido librado exitosamente ante los fuertes sismos que han ocurrido desde su construcción; sin embargo, presenta algunas características que hacen dudar sobre su seguridad ante terremotos futuros, como los evidentes agrietamientos que presentan algunos de ellos, ocurridos a raíz de los sismos de 1985 (figura 2.2).



Fig 2.2 Daños provocados por el sismo de 1985 en los monumentos históricos (palacio de minería).

⁶ MELI PIRALLA, Roberto, SÁNCHEZ RAMÍREZ, A. Roberto, "La rehabilitación de la catedral metropolitana de la Ciudad de México" . Vol. 2 ; IINGEN UNAM, 2001

La preocupación principal es que los fuertes desplomos de las columnas o de los muros, se pueden incrementar notablemente por los desplazamientos debidos a los sismos, poniéndose así en peligro la estabilidad de dichos monumentos. Esto debido, principalmente a que los elementos de soporte de los edificios son paredes muy gruesas construidas de mampostería sólida de piedra o de ladrillo sin reforzar. Del sismo de 1985, tan sólo en la ciudad de México fueron afectadas cerca de 5730 edificaciones, en su mayoría de uso habitacional. Pero como ya se menciono anteriormente también los edificios históricos sufrieron algunos daños. Aquí solo se mencionaran los daños sufridos en el edificio de Cuba 92.

2.2.2 Daños ocasionados al edificio de Cuba No 92 por sismo de 1985

En general, el edificio de Cuba 92 tuvo un buen comportamiento durante el sismo de 1985, ya que los daños que sufrió en su estructura fueron casi nulos; sin embargo, los edificios colindantes no tuvieron la misma respuesta ante el sismo y las fallas que se generaron en estos también repercutieron en el inmueble, ocasionándole algunos de los daños que a continuación se mencionan (figura 2.3 – 2.5).

Los daños que sufrió el edificio, debido al mal comportamiento de los inmuebles vecinos, se registran principalmente en la parte trasera de la casa y el muro poniente, esto como consecuencia del movimiento telúrico y derrumbe de los edificios colindantes que se ubican uno en la calle de Palma y el otro en Belisario Domínguez, mismos que lastimaron las piezas o locales de la parte posterior, conjuntamente con el muro colindante al poniente ya que presentaba agrietamientos diagonales en todos los locales de los dos niveles.

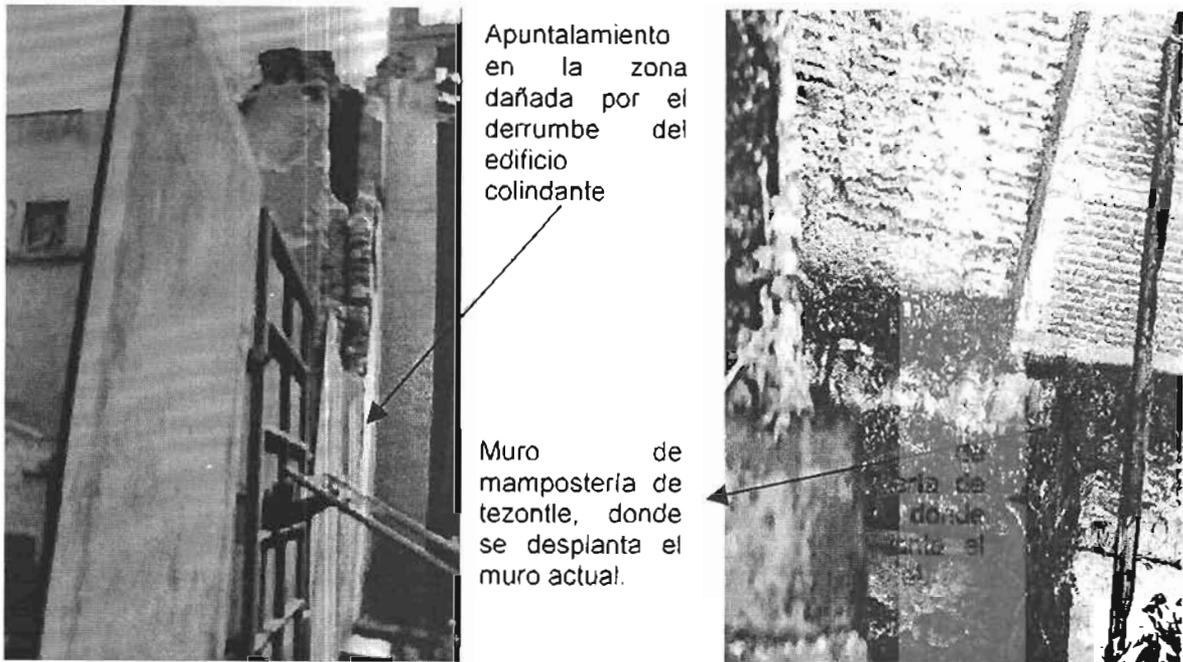


Fig 2.3 Daños y apuntalamientos en los muros de colindancia que afectaron al edificio



Fig 2.4 Aspecto del edificio en la parte posterior, antes de la rehabilitación

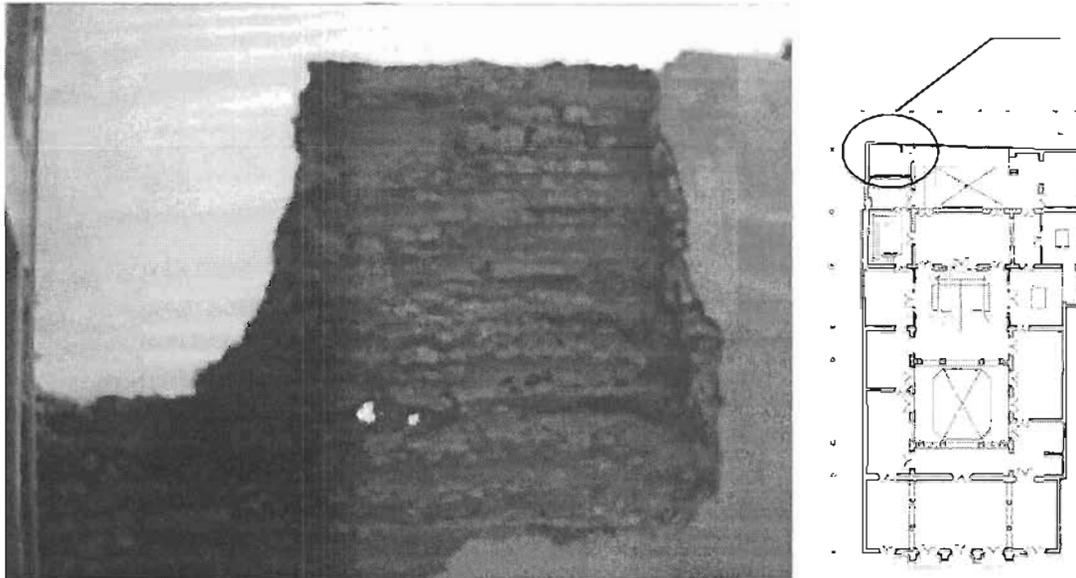


Fig 2.5 Desprendimiento de una parte del muro en la parte norte de la casa

Siendo los más afectados el cubo de la escalera del primer nivel, los baños del segundo nivel, los que presentan mayores daños que van desde las cuarteaduras en muro de lado a lado hasta el desprendimiento de aplanados. En el primer nivel en la parte trasera, segundo patio, hay un pasillo pegado a la colindancia el cual fue perforado por una columna que se les desprendió en el derrumbe o en la demolición de los edificios traseros y cayó traspasando la bóveda del pasillo (figura 2.6).

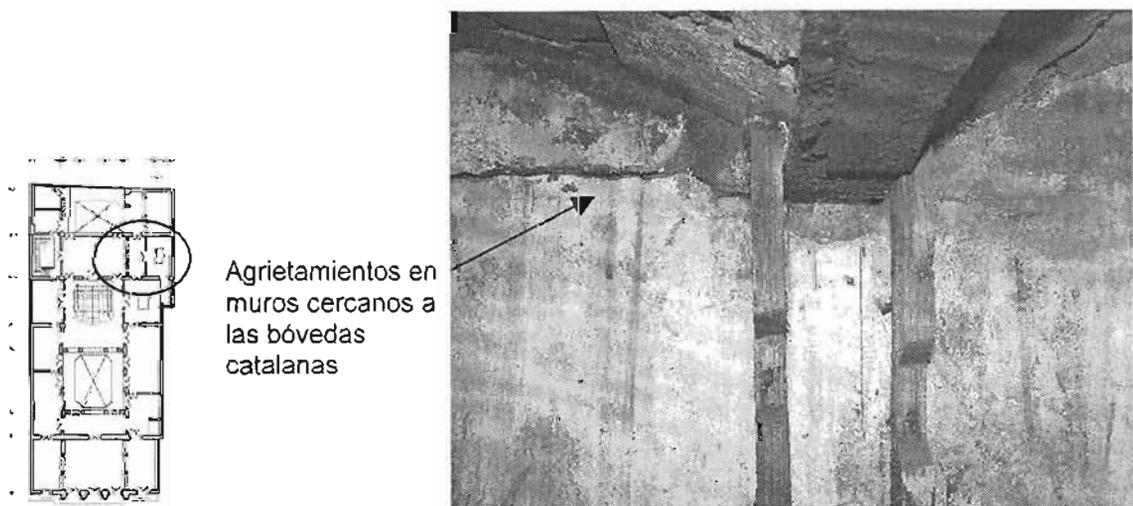


Fig 2.6 Daños entre muros y entrepisos, primer nivel

2.3 Hundimientos diferenciales

2.3.1 Problemas de los hundimientos

Uno de los mayores problemas y retos que presentan los edificios históricos en la ciudad de México, además de las características intrínsecas de debilidad en algunas mamposterías, son las condiciones de suelo blando compresible⁷ y de los fenómenos sísmicos. En la Ciudad de México hablar de hundimientos, es referirse a que se calcula que el área del Centro Histórico se ha hundido diferencialmente alrededor de 7 metros en el siglo XX. Uno de los monumentos históricos con este grave problema es la Catedral Metropolitana (figura 2.7).

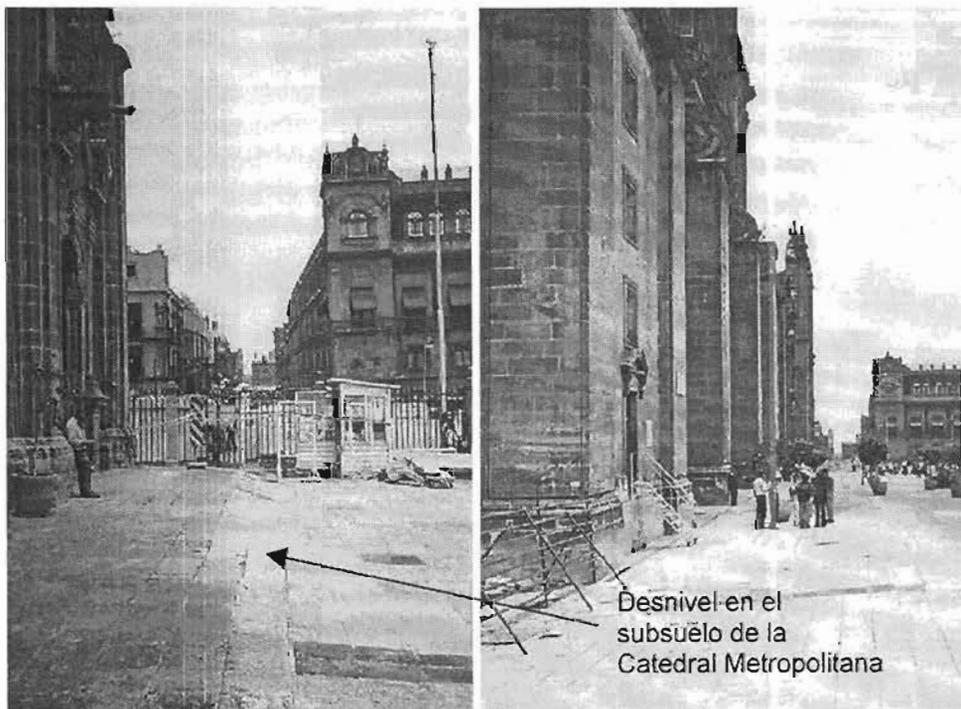


Fig 2.7 Hundimientos que presenta la Catedral metropolitana

⁷ El subsuelo esta formado por arcillas, limos, arenas y gravillas, son suelos normalmente consolidados. Una de sus características es su alto contenido de agua que da la resistencia y homogeneidad. Abundan en depósitos lacustres.

En la figura 2.8 se muestra una gráfica de como el suelo se hundió en un periodo de 100 años, aproximadamente, casi 8 m. observándose que a mediados del siglo pasado a la fecha el hundimiento es en mayor escala.

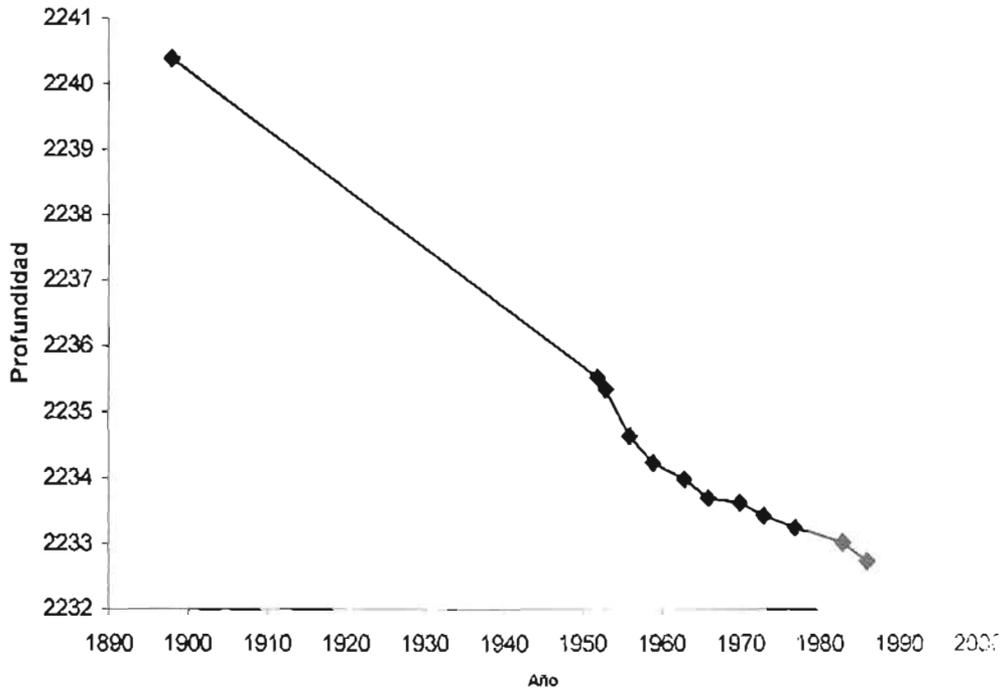


Fig 2.8 Gráfica del hundimiento que presenta la calle de Cuba 92

El subsuelo, sobre todo en la zona donde se encontraba el antiguo lago, es altamente compresible, prueba de ello es que, en los últimos 50 años, el hundimiento promedio, debido a la pérdida de humedad en las arcillas, se ha acelerado desde 0.25 mm hasta 8.8 mm al mes⁸

El inexorable y creciente problema gradual del hundimiento regional es un fenómeno que daña a valiosos monumentos del patrimonio cultural, en un permanente proceso de asentamientos diferenciales, que se manifiestan como agrietamientos, desplomes progresivos en los elementos verticales (columnas, muros y torres) e inclinaciones en los edificios con sus consiguientes grietas, fuertes debilitamientos de algunos elementos y sobre todo, la reducción de la seguridad estructural. Los efectos son

⁸ DR. ARNAL SIMON, Luis. "Deformaciones en suelos plásticos en la Ciudad de México". Facultad de Arquitectura. UNAM. 1998.

visibles en la estructura urbana de la ciudad y constituye un peligro inminente dado el carácter tectónico de la zona geográfica.

La sobreexplotación del acuífero del Valle de México ha obligado a establecer la veda desde 1954. Uno de los problemas más importantes y costosos en ese sentido ha sido el hundimiento del suelo en la Ciudad de México. el cual se conoce desde 1925; en la década de los 50 alcanza mas de 50cm/año, en 1973-1986. el hundimiento promedio fue de 8 cm/año, sin embargo, en algunas zonas es mayor, por ejemplo Xochimilco y Mixquic, donde se tienen hundimientos hasta de 40 cm/año.⁹

El suelo, en el que actualmente se desplanta el edificio, fue preconsolidado por las construcciones prehispánicas; sin embargo, la ubicación y dimensiones de dichas construcciones, indujeron esfuerzos de preconsolidación variables en las arcillas blandas subyacentes, causando zonas de compresibilidad desigual.

Los edificios que están parcialmente apoyados en restos de construcciones previas, se hunden disparejos (diferencialmente) y lo hacen en forma de cazuela o se flocean, dependiendo de la geometría del propio edificio y de la posición del punto duro que tiene debajo. Los que no están en este caso, se hunden parejo (uniformemente), pero todos se hunden¹⁰

Estos asentamientos diferenciales, que son producidos por hundimientos regionales. se deben a que encuentran obstáculos naturales o restos de construcciones anteriores, que provocan un alto grado de compresión en los suelos y son particularmente nocivos para los muros de mampostería, porque inducen tensiones que estos son poco aptos para soportarlas. Como consecuencia, surgió la necesidad de intervenciones, a partir de los años setenta (1970), con carácter de urgencia. para limitar los asentamientos y las fuertes deformaciones en las mamposterías de los edificios históricos. La Ciudad de México por su extensión está asentada en

⁹ CRUICKSHANK GARCÍA, Gerardo (1995). "Proyecto Lago de Texcoco, Rescate hidroecológico". CNA, México.

¹⁰ DR. MELI PIRALLA, Roberto, Fundación ICA., México. 1998. Pg 38.

diferentes tipos de suelo que van desde terrenos compactos, areno-limosos con alto contenido de grava, hasta depósitos areno-arcillosos muy débiles (en esta zona se ubica el Centro Histórico, donde se localiza la mayor cantidad de edificios históricos).

2.3.2 Hundimientos en el Edificio de Cuba 92

El edificio de Cuba 92 también ha presentado problemas de hundimientos, para evaluar la magnitud de dichos asentamientos, se realizó una nivelación en el inmueble prestando atención especial a la fachada principal, a los patios del edificio y a los pasillos del 1ro y 2do. Nivel. También se nivelaron las columnas que forman el patio principal y segundo patio, en la planta baja y las columnas del primer nivel, sobre la base de las columnas y a nivel de piso (figura 2.9).

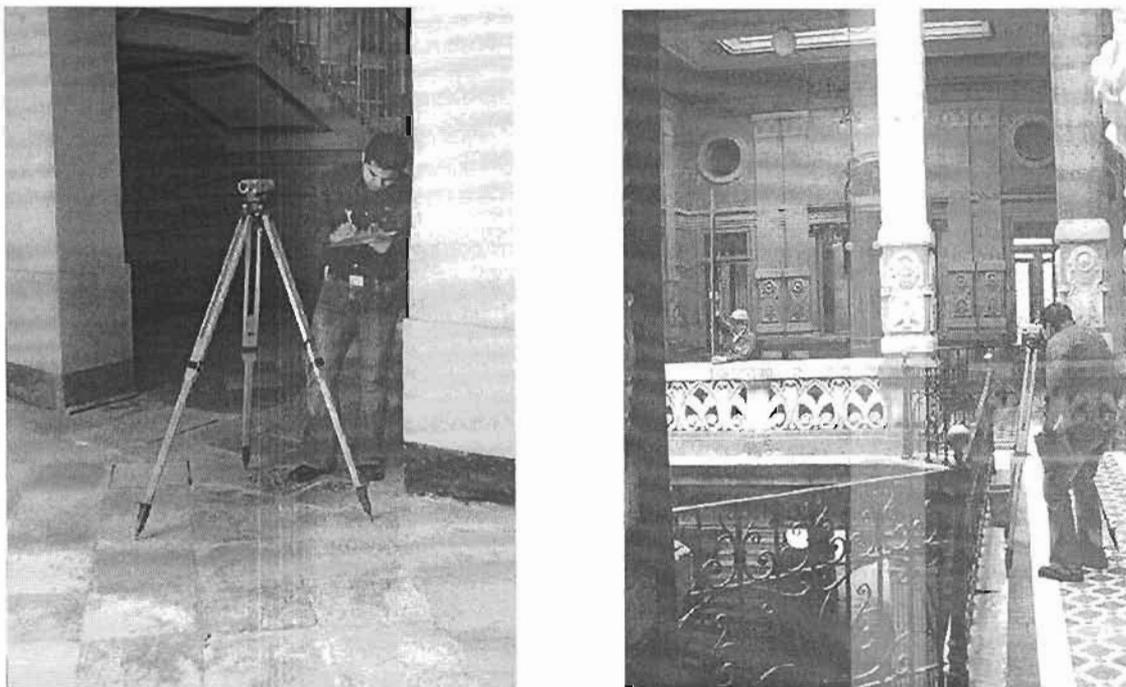


Fig 2.9 Nivelación en el edificio de Cuba 92, planta baja y primer nivel

En las figuras 2.10 y 2.11, se encuentran registrados los datos que el edificio presentó cuando se realizó la nivelación, de estos detectamos una ligera inclinación hacia el lado sur-poniente del orden del 1%, la cual ha causado algunos desplomos

en el edificio, en la fachada principal, así como en los muros del aula 22, y en las columnas principales.

Punto	Cota (cm)	Longitud (m)
N	100.000	0.00
P1	99.929	1.02
P2	99.906	4.13
P3	99.907	7.63
P4	99.762	8.63
P5	99.743	11.13
P6	99.819	13.73
P7	99.754	18.73
P8	99.737	19.53
Desnivel en cm (%)		1.347

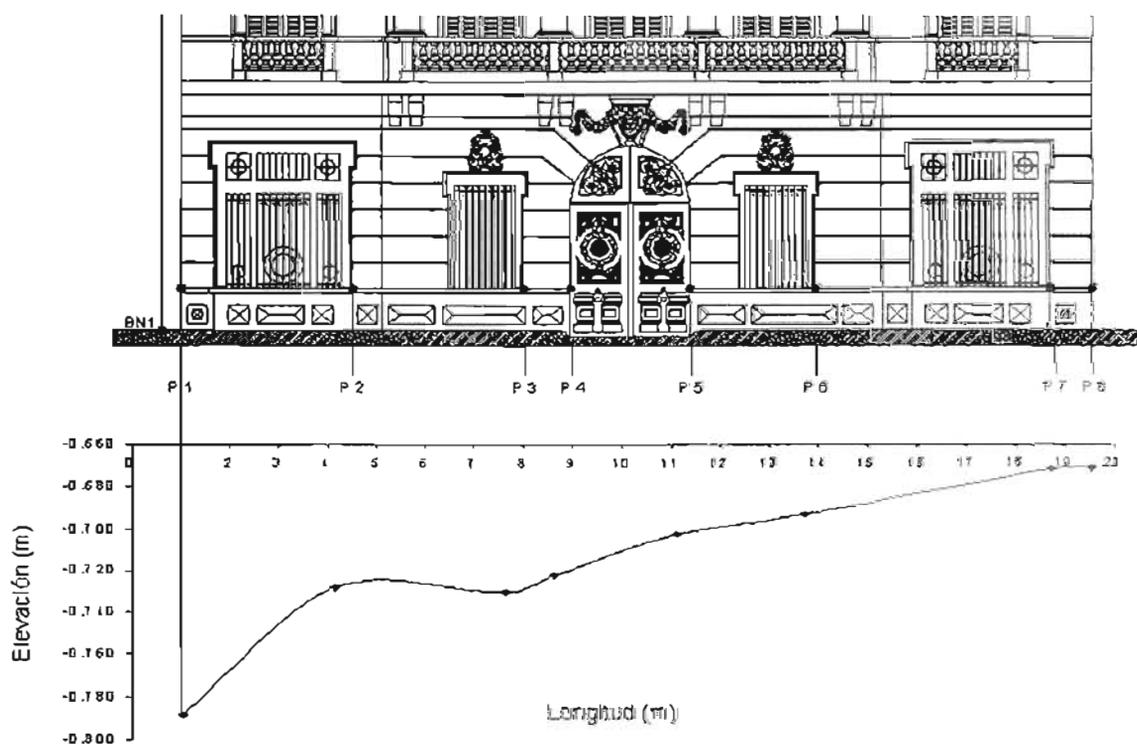


Fig 2.10 Hundimiento que presenta la fachada del edificio de Cuba 92

Punto	Cota (m)	Longitud (m)
PL1	99.773	0.00
C1	99.491	3.30
C2	99.506	4.57
C3	99.273	11.73
C4	99.463	11.29
C5	99.435	11.34
C6	99.426	11.71
C7	99.447	4.54
C8	99.467	3.28

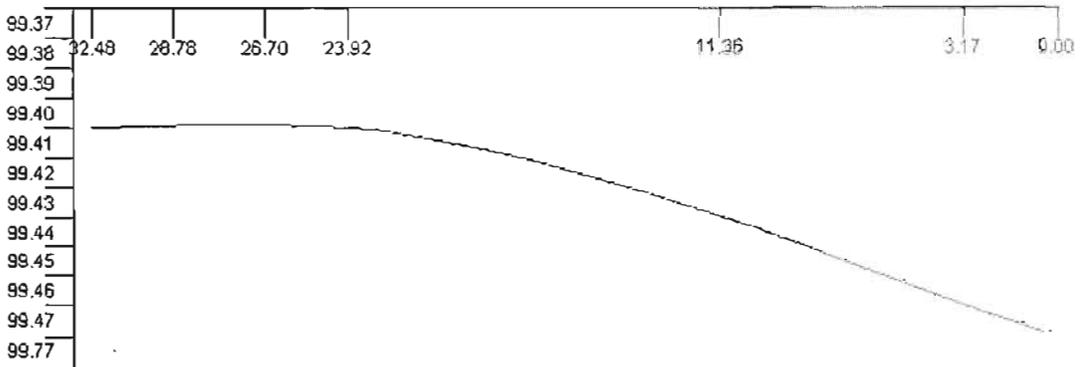
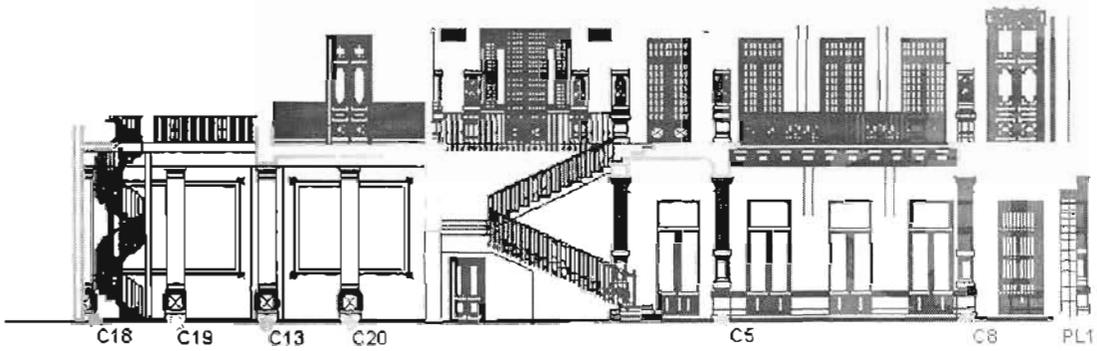
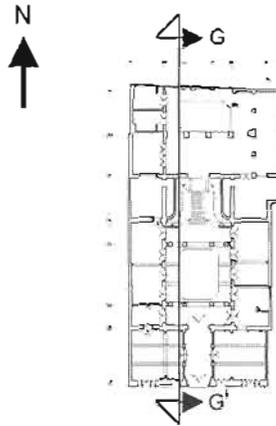


Fig 2.11 Hundimiento que presenta las columnas del edificio de Cuba 92

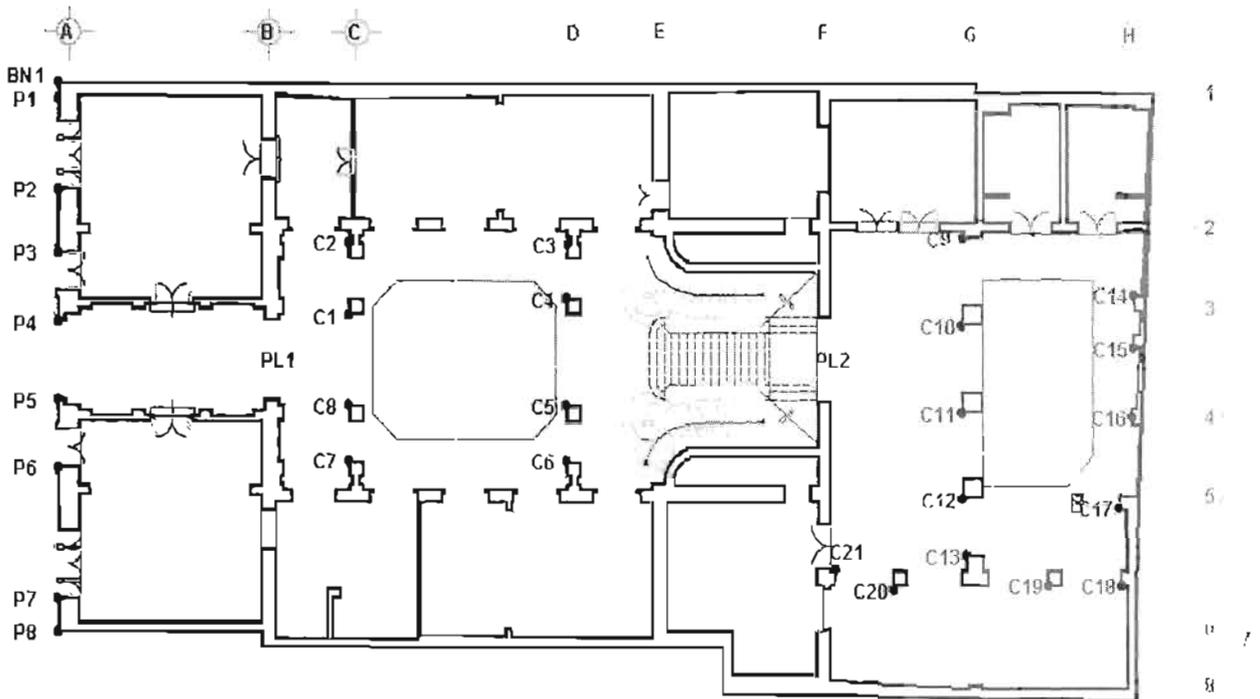


Fig 2.12 Localización de los puntos nivelados en el edificio de Cuba 92

Estos hundimientos han generado desplomos en todo el inmueble que a continuación describimos.

2.4 Desplomes

Planta baja

En la fachada, se presenta un desplomo en la esquina inferior sur, hacia el poniente con un valor de 1.60 %, mientras que en el resto de la fachada, el valor medido de los desplomos es de 0.53 %. En general en este nivel los desplomos medidos en los muros interiores, predominan hacia el norte, con magnitudes del desplomo del orden de 0.26% - 0.53%. el desplomo de mayor magnitud fue el que se presentó en la zona norte del edificio, específicamente donde comienza el patio posterior siendo de 1.57%. En las columnas los desplomos muestran una tendencia hacia el nore-orienté. Las cuales se observa en la figura 2.13.

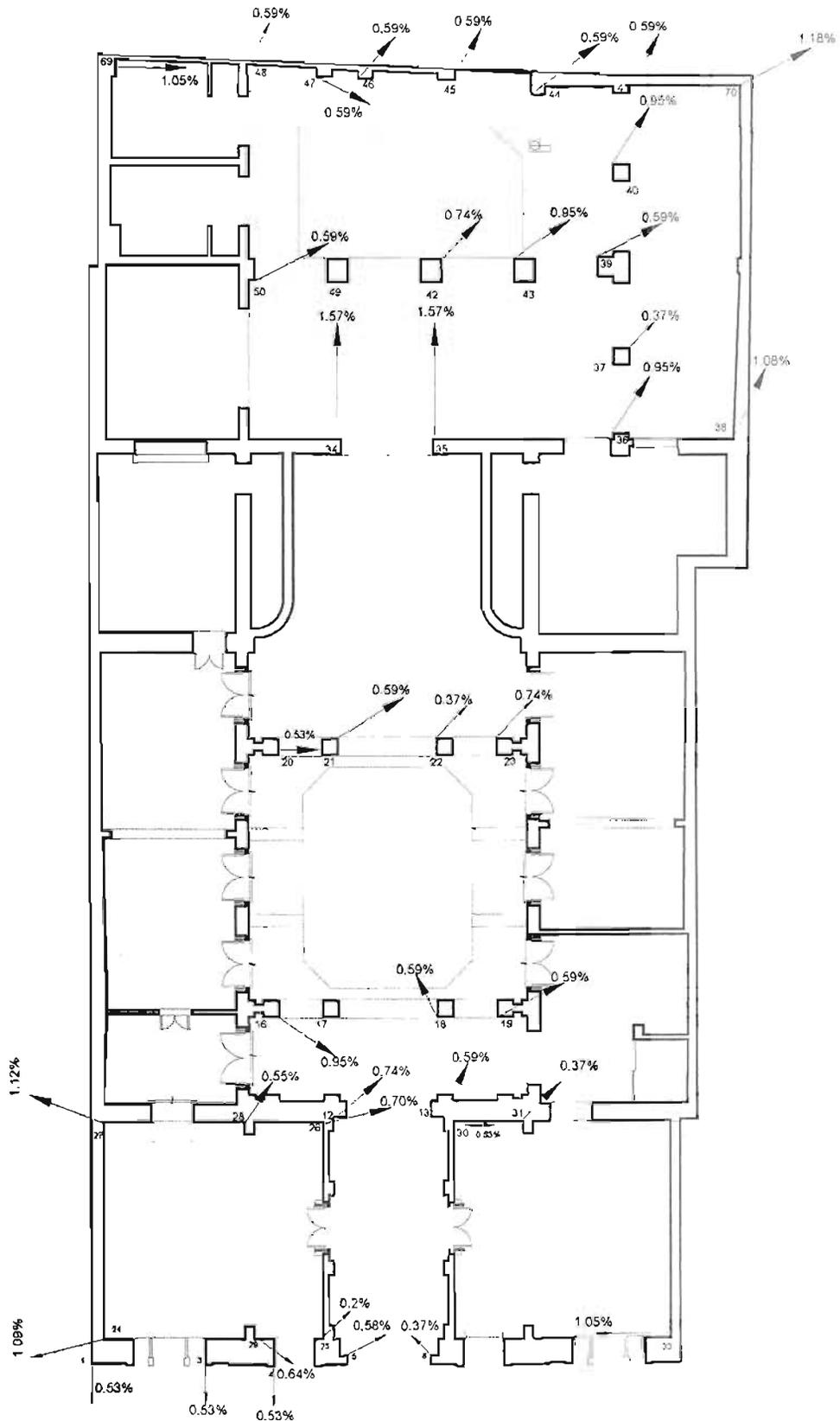


Fig 2.13 Desplomes resultantes en la planta baja del inmueble

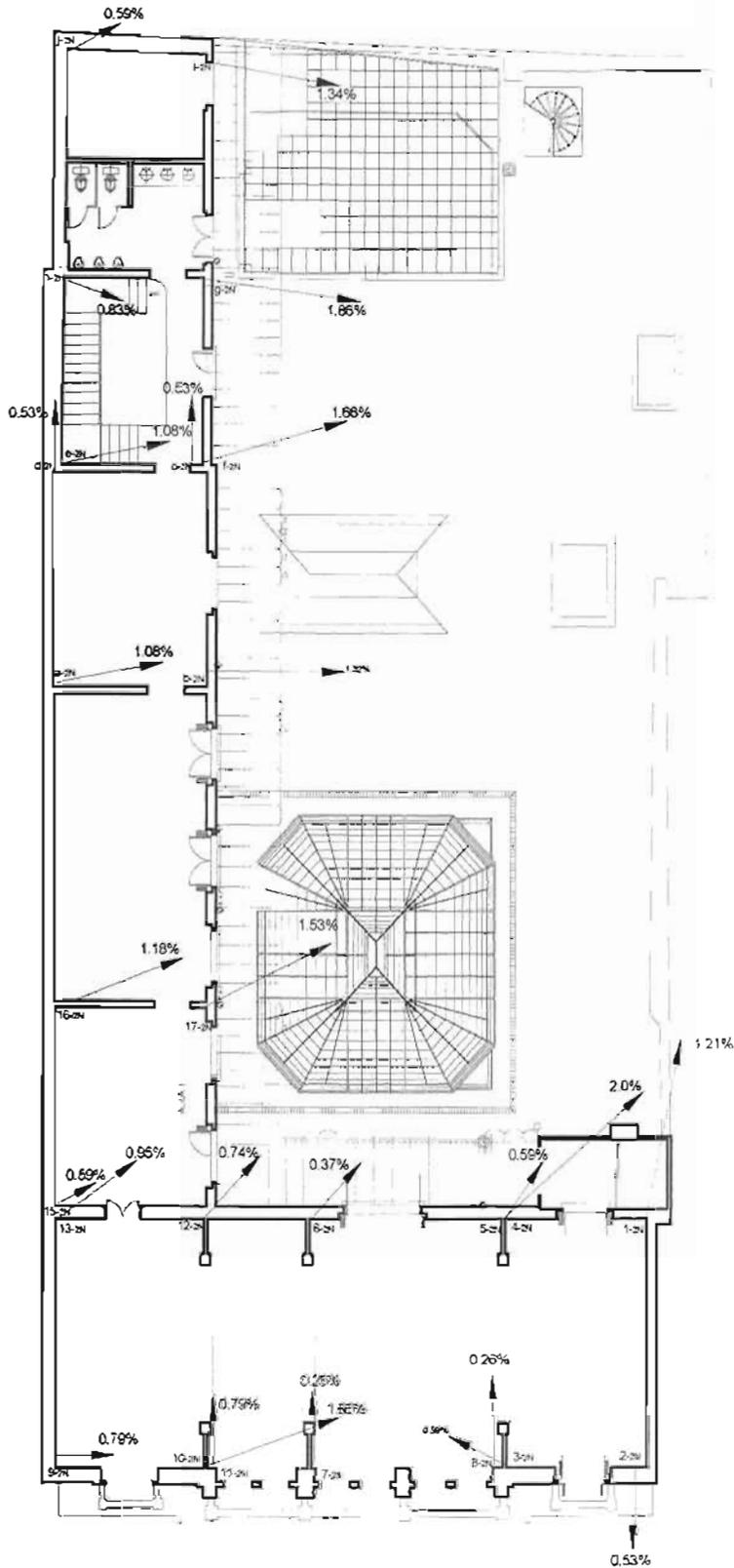


Fig 2.15 – Desplomes en planta del segundo nivel

Planta baja			
Punto	Valor del desplome en la dirección horizontal	Valor del desplome en la dirección vertical	Valor del desplome resultante
1	0.00	0.53	0.53
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.53	0.53
5	0.53	0.26	0.59
6	0.26	0.26	0.37
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00
11	-5.26	0.00	5.26
12	0.53	-0.53	0.74
13	-0.26	-0.53	0.59
14	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00
16	0.79	0.53	0.95
17	0.53	0.00	0.53
18	0.26	-0.53	0.59
19	-0.53	-0.26	0.59
20	0.53	0.00	0.53
21	0.53	0.26	0.59
22	-0.26	0.26	0.37
23	-0.53	0.53	0.74
24	-1.05	-0.26	1.09
25	-0.16	0.13	0.21
26	-0.68	-0.16	0.70
27	-1.05	-0.39	1.12
28	-0.53	-0.16	0.55
29	0.53	-0.37	0.64
30	0.53	0.00	0.53
31	-0.26	-0.26	0.37
32	0.00	0.00	0.00
33	1.05	0.00	1.05
34	0.00	1.58	1.58
35	0.00	1.58	1.58
36	-0.53	0.79	0.95
37	-0.26	-0.26	0.37
38	-0.26	1.05	1.09
39	-0.53	0.26	0.59
40	-0.53	0.79	0.95
41	-0.26	-0.53	0.59
42	0.53	-0.53	0.74
43	-0.79	0.53	0.95
44	-0.53	-0.26	0.59
45	-0.26	-0.53	0.59
46	-0.53	-0.26	0.59
47	-0.53	0.26	0.59
48	0.26	-0.53	0.59

Punto	Valor del desplome en la dirección horizontal	Valor del desplome en la dirección vertical	Valor del desplome resultante
49	0.00	0.00	0.00
50	0.53	-0.26	0.59
70	-1.05	-0.53	1.18
51	0.26	-0.53	0.59
52	0.53	0.26	0.59
53	1.05	-0.26	1.09
54	-0.26	0.26	0.37
55	0.00	-0.26	0.26
56	-0.26	-0.26	0.37
57	0.79	0.00	0.79
58	0.53	0.00	0.53
59	0.79	0.00	0.79
60	1.32	0.00	1.32
61	0.79	0.53	0.95
62	1.32	0.00	1.32
63	-0.53	0.26	0.59
64	-0.53	0.26	0.59
65	-0.53	0.53	0.74
66	0.26	0.53	0.59
67	-0.79	-0.53	0.95
68	0.79	-0.26	0.83
69	1.05	0.00	1.05
70	-1.05	-0.53	1.18

Tabla 1 Mediciones de los desplomes en ambos sentidos y sus resultantes

Primer nivel			
Punto	Valor del desplome en la dirección horizontal	Valor del desplome en la dirección vertical	Valor de desplome resultante
71	0.79	-0.79	1.12
72	0.53	-0.79	0.95
73	0.00	0.00	0.00
74	-0.79	0.00	0.79
75	0.00	-0.26	0.26
76	-1.05	-0.53	1.18
77	-0.79	-0.53	0.95
78	0.79	-0.53	0.95
79	0.79	0.79	1.12
80	-0.26	0.79	0.83
81	1.32	-5.26	5.43
82	0.26	-0.53	0.59
83	-0.26	0.26	0.37
84	0.53	1.05	1.18
85	0.00	0.00	0.00
86	-0.26	-0.79	0.83
87	-0.26	0.26	0.37
88	-0.13	-5.26	5.26
89	-0.26	-0.53	0.59
90	-0.79	0.53	0.95
91	1.05	0.53	1.18
92	-1.32	1.05	1.69
93	0.53	-5.26	5.29
94	0.26	0.26	0.37
95	-0.79	0.26	0.83
96	0.13	-0.26	0.29
97	0.00	0.00	0.00
98	-0.79	0.26	0.83
99	-0.79	-5.26	5.32
100	0.79	0.26	0.83
101	0.53	-0.53	0.74
102	-0.53	-1.58	1.66
103	-0.79	0.53	0.95
104	-1.05	-0.53	1.18
A	0.79	0.00	0.79
B	0.00	0.26	0.26
C	0.00	0.00	0.00
D	0.00	0.00	0.00
E	0.00	-0.26	0.26
F	0.00	-0.53	0.53
G	-0.79	0.00	0.79
H	0.00	0.26	0.26
I	0.00	0.26	0.26
J	0.00	0.26	0.26
K	0.00	0.26	0.26
L	0.00	0.26	0.26
M	0.00	-0.26	0.26

Segundo nivel			
Punto	Valor del desplome en la dirección horizontal	Valor del desplome en la dirección vertical	Valor de desplome resultante
1	-0.26	-1.18	1.21
2	0.00	-0.53	0.53
3	-0.53	0.26	0.59
4	0.26	-0.53	0.59
5	-1.71	-1.05	2.01
6	0.26	-0.26	0.37
7	0.00	0.26	0.26
8	0.00	0.26	0.26
9	0.79	0.00	0.79
10	-1.58	0.53	1.66
11	-5.26	0.79	5.32
12	-0.53	-0.53	0.74
13	0.79	-0.53	0.95
14	0.26	-0.79	0.83
15	0.53	0.26	0.59
16	1.05	-0.53	1.18
17	-1.32	0.79	1.53
a	1.05	0.26	1.09
b	-1.32	0.00	1.32
c	1.58	-0.53	1.66
d	-1.58	-0.53	1.66
e	1.05	0.26	1.09
f	-1.58	0.53	1.66
g	-1.84	0.26	1.86
h	0.79	0.26	0.83
i	1.32	0.26	1.34
j	0.53	-0.26	0.59

Tabla 1a Valores de los desplomes medidos en ambos sentidos y sus resultantes

Primer nivel

En la fachada del primer nivel, se presenta un desplome hacia el norte - poniente con valor de 0.26 %, manteniéndose constante en toda la fachada del nivel; los desplomos medidos en el interior de este nivel muestran una tendencia hacia el norte-orientado, teniendo un desplomo mayor del orden de 1.68% en la parte que soporta las columnas de la planta baja del inmueble. Las columnas principales conservan la misma tendencia que el nivel inferior. En la figura 2.14, se indican los desplomes que se midieron con la colaboración del Ing. Juan Carlos Terrones¹¹.

Segundo nivel

La fachada del nivel, así como los muros interiores registrados, presenta un desplomo hacia el norte-orientado, siendo el de mayor magnitud de 2.0 % localizado en la parte de la fachada. Fig. 2.15

2.5 Daños sufridos por deterioro

Planta baja

En el primer cuerpo se observaba la erosión que va adquiriendo la cantera, además de los elementos destructores como perforaciones hechas al colocar placas de información, logotipos, adhesiones (por pegamentos) de elementos publicitarios y las manchas por falta de mantenimiento (junteo de piedras, limpieza periódica, resanes de oquedades), esta erosión se aprecia con claridad en las jambas¹² de las ventanas. también presentan daños físicos realizados por vehículos de mudanza (figura 2.16 –

¹¹ Ing. Juan Carlos Terrones colaborador del Ing. A. Roberto Sánchez Ramírez, coordinación de estructuras y materiales, Instituto de Ingeniería UNAM.

¹² Molduras de cemento utilizadas entre otras formas como recercado de ventanas y puertas. Piezas de cemento para el enmarcado o recercado de puertas, ventanas, balconeras etc todas ellas fabricadas en hormigón pero con terminado muy fino.

2.17). en la parte trasera de la casa aparece el piso de piedra con algunas piezas exfoliadas o tapadas con concreto.

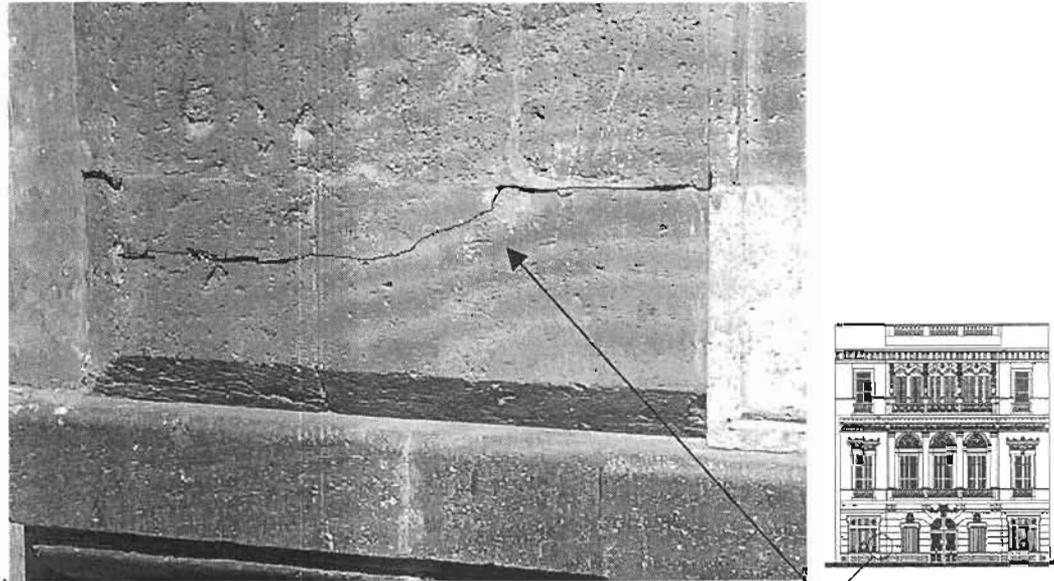


Fig 2.16 Daños que presenta la fachada por erosión



Daños que s
presentan por e
deterioro de lo
materiales

Fig 2.17 Erosiones en jambas de la ventana en la fachada (planta baja)

Primer nivel

El segundo cuerpo, se puede decir que es el más dañado, la exfoliación¹³ de la cantera ha afectado las cornisas, balaustres, pasamanos, principalmente; también aquí se repite el descuido, falta de junteo de canteras, limpieza, cambio de piezas deterioradas (cornisas), goteros erosionados lo que coadyuva al escurrimiento del agua por la fachada (figura 2.18 – 2.20), en algunos plafones existe humedad, debido al afloramiento de salitre y el desprendimiento de la capa pictórica, así como el ensuciamiento de adornos y cornisas, en el pasillo de las columnas principales se encuentran unos adornos arriba del dintel que se han venido erosionando provocando el desprendimiento de algunas piezas ornamentales.



Fig 2.18 Anteriormente estos balcones presentaban algunos deterioros

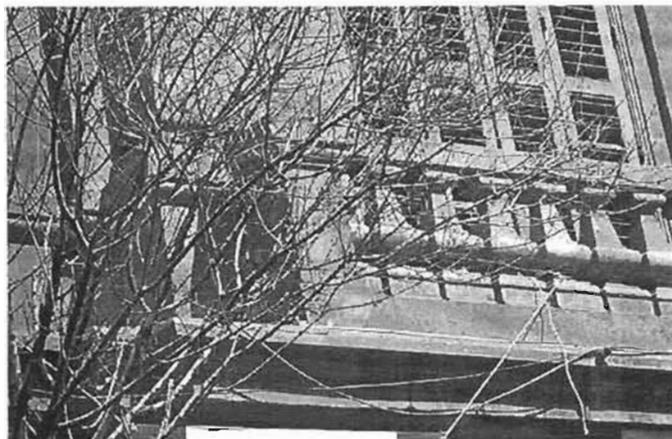


Fig 2.19 Balcón restaurado del primer cuerpo (lado poniente)

¹³ Exfoliación. Es la tendencia que muestran los minerales a fracturarse en planos regulares

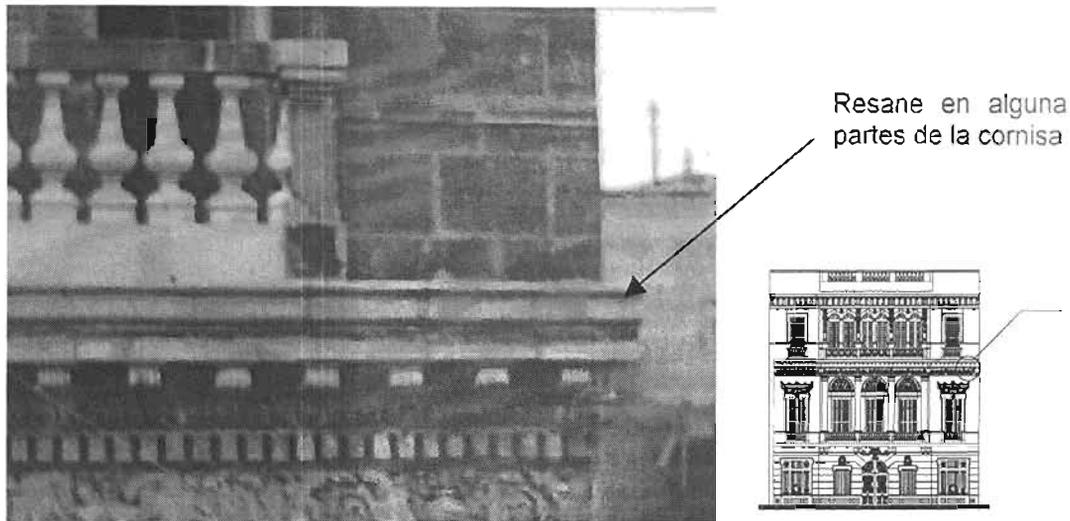


Fig2.20 Daños presentados en las cornisas

Segundo nivel

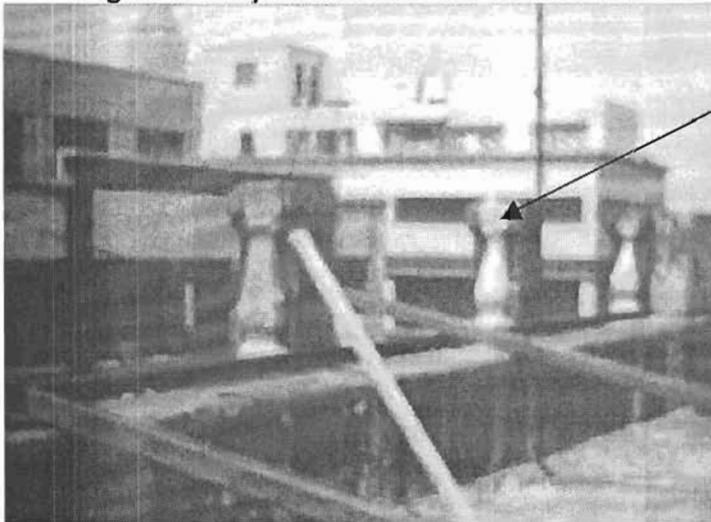
En este nivel hay menos daños, lo que representa mas cuidado es la exfoliación de la cornisa, la suciedad adherida a los frisos y las manchas provocadas por el escurrimiento de agua contaminada por desechos orgánicos, conjuntamente con las lluvias ácidas que hay en esta ciudad (figura 2.21 – 2.24).

Algunos pisos de duela están desgastados, apolillados y con algunas piezas rotas. El piso exterior es de mosaico de pasta el cual absorbe el agua por las juntas, lo que produce humedades en los plafones del primer nivel.

Originalmente el sistema de entrepiso de este nivel constaba de bóvedas catalanas con relleno soportadas por vigas de acero, algunas de estas se conservan a pesar del gran deterioro sufrido, debido a la ornamentación que existe en ellas y el gran valor artístico de las mismas.

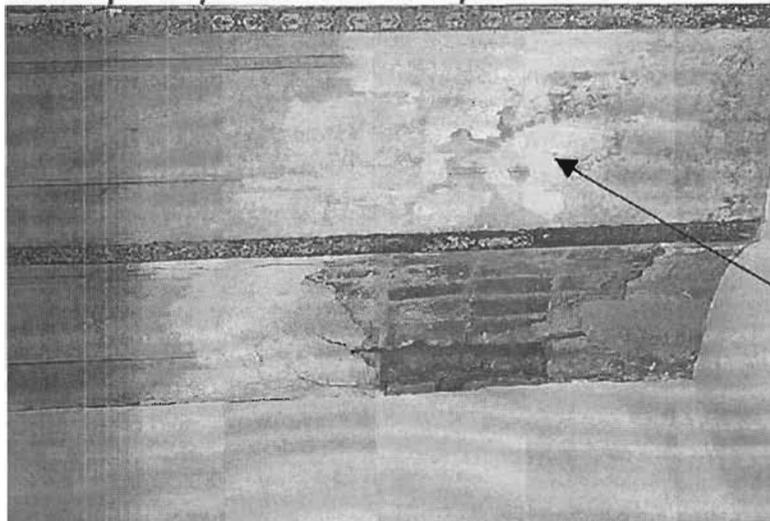


Fig 2.21 Esquina oriente del tercer nivel



Pretil dañado en la parte de la fachada

Fig 2.22 Daños que se presentaban en la parte de la azotea en la fachada



Desprendimiento de las pinturas ornamentales por humedad

Fig 2.23 Situación de algunas bóvedas del segundo nivel.

La azotea de este nivel también tiene bóvedas catalanas de diferentes características, las vigas de estas bóvedas se encuentran muy deterioradas en gran parte por la corrosión y por la oxidación que han sufrido.

En el último proyecto de restauración de este inmueble se tiene planeado el reforzamiento de las mismas (anexo 1)

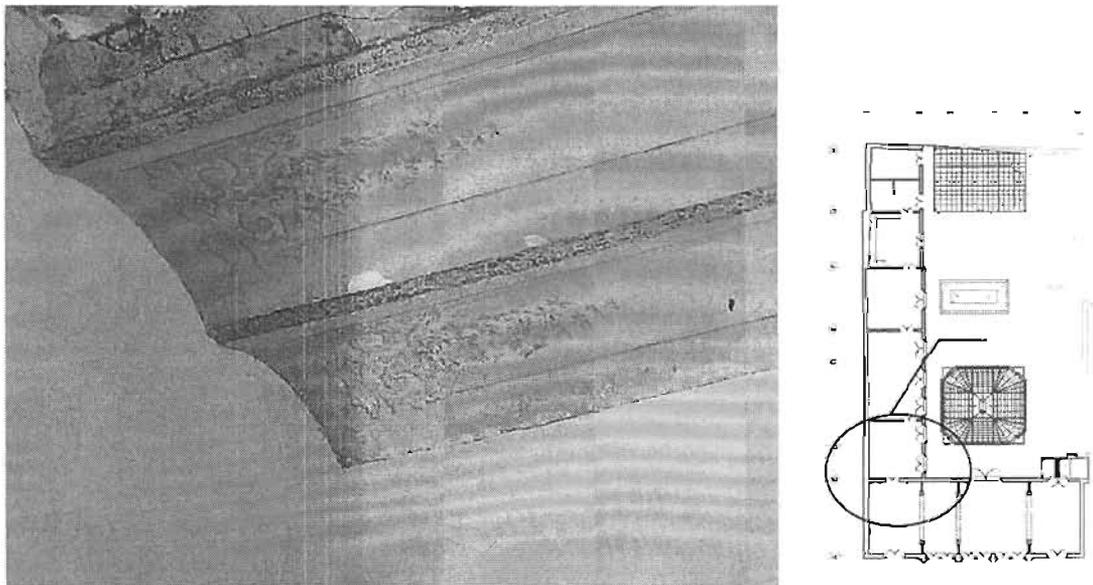


Fig 2.24 Deterioro de algunas ornamentaciones en las bóvedas por el tiempo

3. INTERVENCIONES

Por su gran valor histórico y artístico, algunos edificios, han sufrido intervenciones, tratando de mantener su esencia principal de cada uno de ellos. Desde el punto de vista de la proporción, se pueden clasificar las intervenciones en el siguiente orden:

Inmediatas: Para prevenir el daño al inmueble.

Urgentes: Para prevenir el deterioro acelerado.

Necesarias: Para mantener el edificio en condición estable a prueba de réplicas sísmicas, agua y viento.

Deseables: Para rehabilitar o mejorar el edificio, incluyendo su resistencia Sísmica.

De observación: Para adquirir mayor información y establecer un diagnóstico correcto.

El edificio, ha tenido diversas intervenciones que le han permitido mantener su originalidad. A principios de la década de los 80s el inmueble tuvo las primeras intervenciones considerables. Se pudo obtener información fotográfica de dichas

intervenciones realizadas (Ruvalcaba 2004)¹⁴, que estuvieron a su cargo; las cuales se describen a continuación.

3.1 Intervenciones realizadas en la década de los 80s

3.1.1 Obras de protección

Se realizaron apuntalamientos para consolidar los entrepisos y para apuntalar la estructura que se localizan debajo de las piezas demolidas en el segundo nivel, para evitar un posible colapso (figura 3.1).

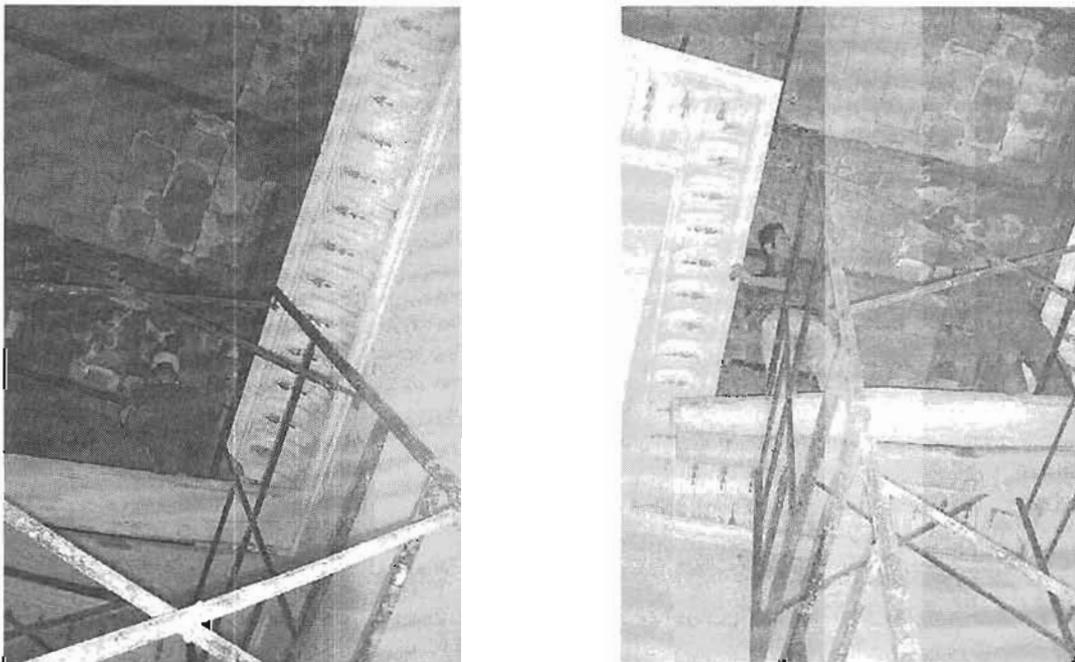


Fig 3.1 Cimbra metálica utilizada y apuntalamiento del cuarto del elevador, primer nivel

Se retiraron todas las duelas y zoclos en todos los niveles con el fin de limpiar y revisar los entrepisos y techos y también se revisaron los espacios cubiertos con tableros y encamados de polines, en estos últimos se remplazaron duelas viejas y apolladas y se renivelaron los pisos al colocar la duela nueva.

¹⁴ Arq. José Luis Ruvalcaba, Subdirector de restauración de monumentos históricos INBA

El objetivo principal al quitar la duela y los encamados fue sacar la basura existente y revisar las bóvedas afectadas por fisuras o cuarteadoras así como para evaluar las condiciones estructurales en las que se encontraban los sistemas de piso resueltos con elementos de madera. En las figuras 3.2 – 3.5 se puede observar los encamados de los entresijos, así, como el retiro de las duelas existentes.

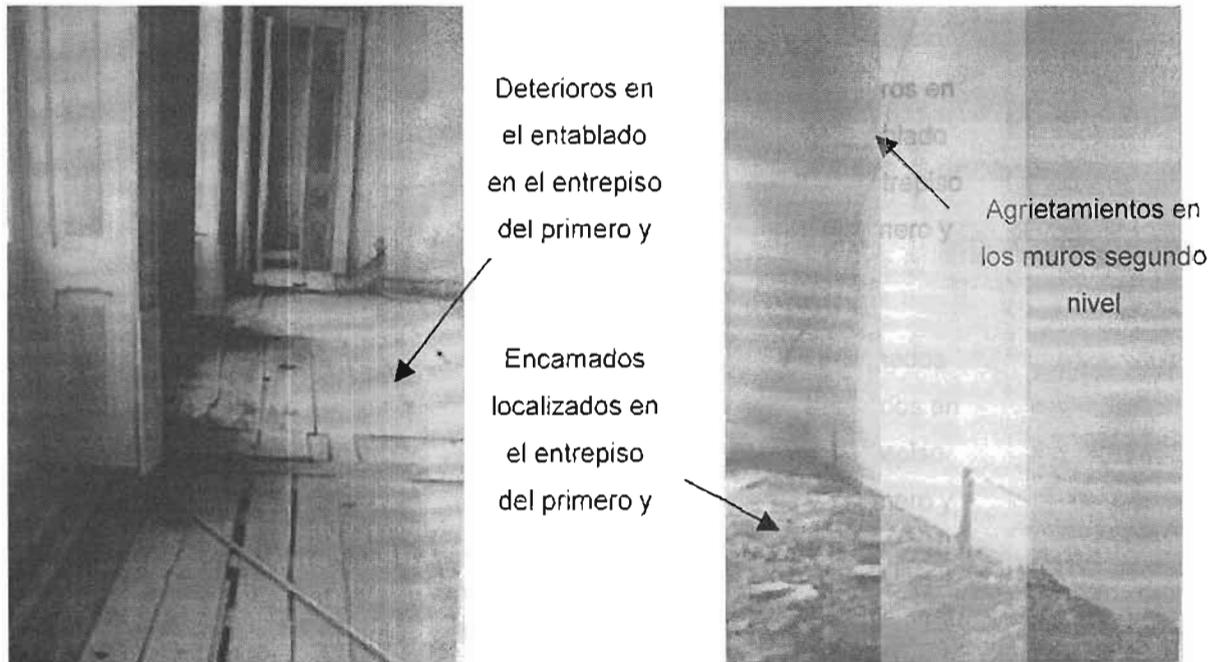
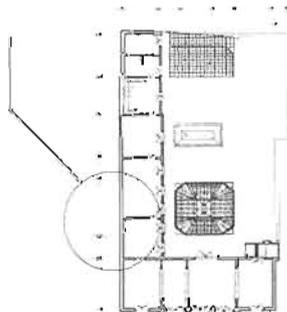
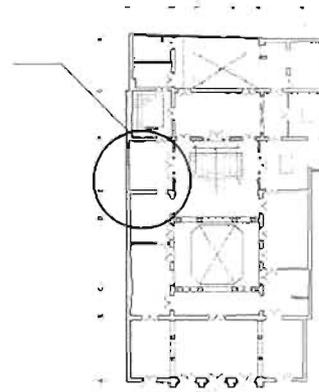
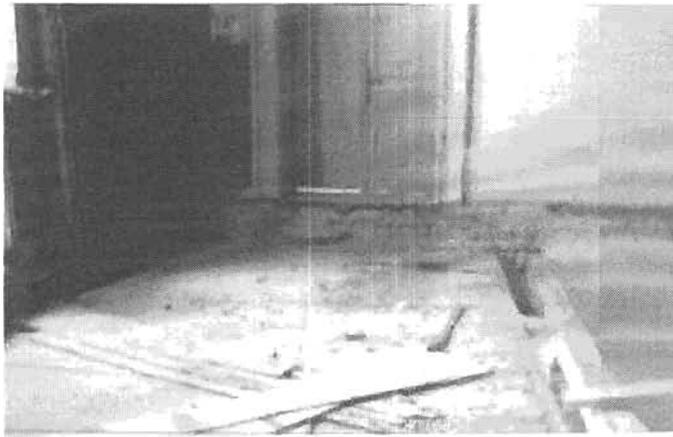
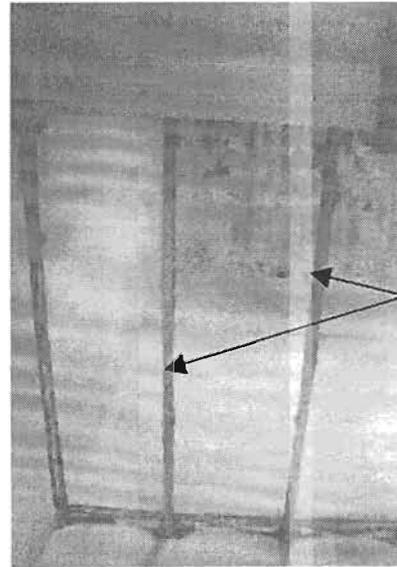


Fig 3.2 Entablado y encamado de algunos locales del segundo nivel

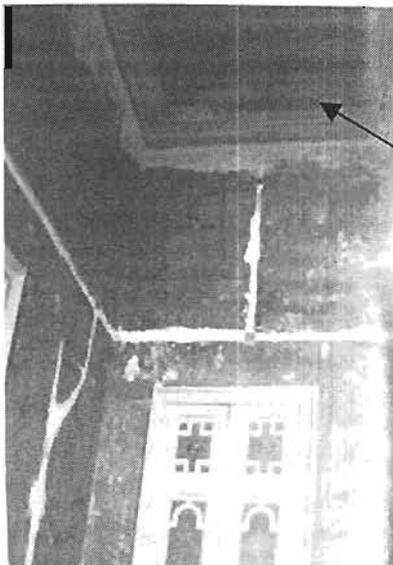




Encamados
retirados



Perfiles de acer
localizados en la
bóvedas catalanas



Retiro de los cielos
rasos en los
entresijos

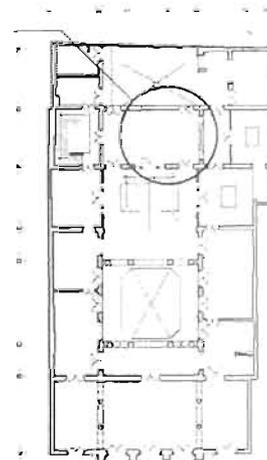


Fig 3.3 Retiro de duela, encamados y viguerías del primer nivel

3.1.2 Obras de liberación

En la planta baja, se demolieron los muros que unían las columnas del patio trasero. los muros de las piezas que se encuentran a un costado de la escalera principal del lado oriente del edificio, así como un cuarto que se encontraba también en la esquina noreste del patio posterior. Esta intervención se realizó para recuperar la originalidad del inmueble, ya que la casa había sido objeto de múltiples alteraciones para acondicionarla como escuela de música en los años 60s, en las figuras 3.4 y 3.5, se pueden observar la liberación de dichos muros.

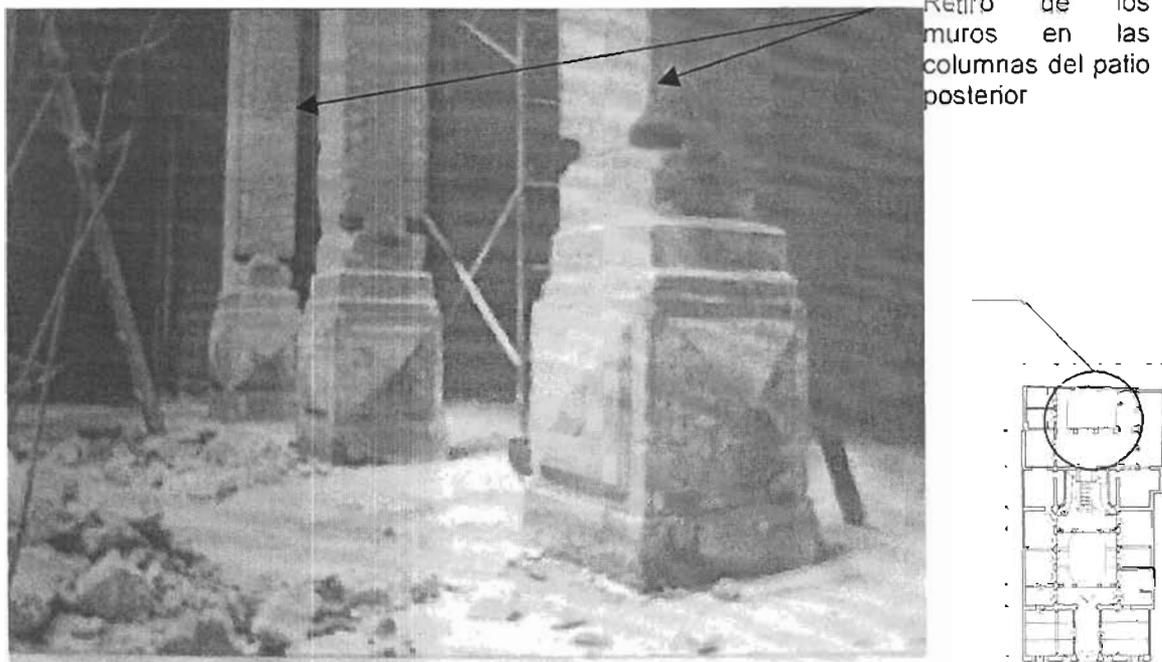


Fig 3.4 Demolición de muros en las columnas del patio posterior

Los muros que se encontraban en las columnas del patio trasero eran de tabique rojo recocido, y fueron construidos como un cuarto de servicio.

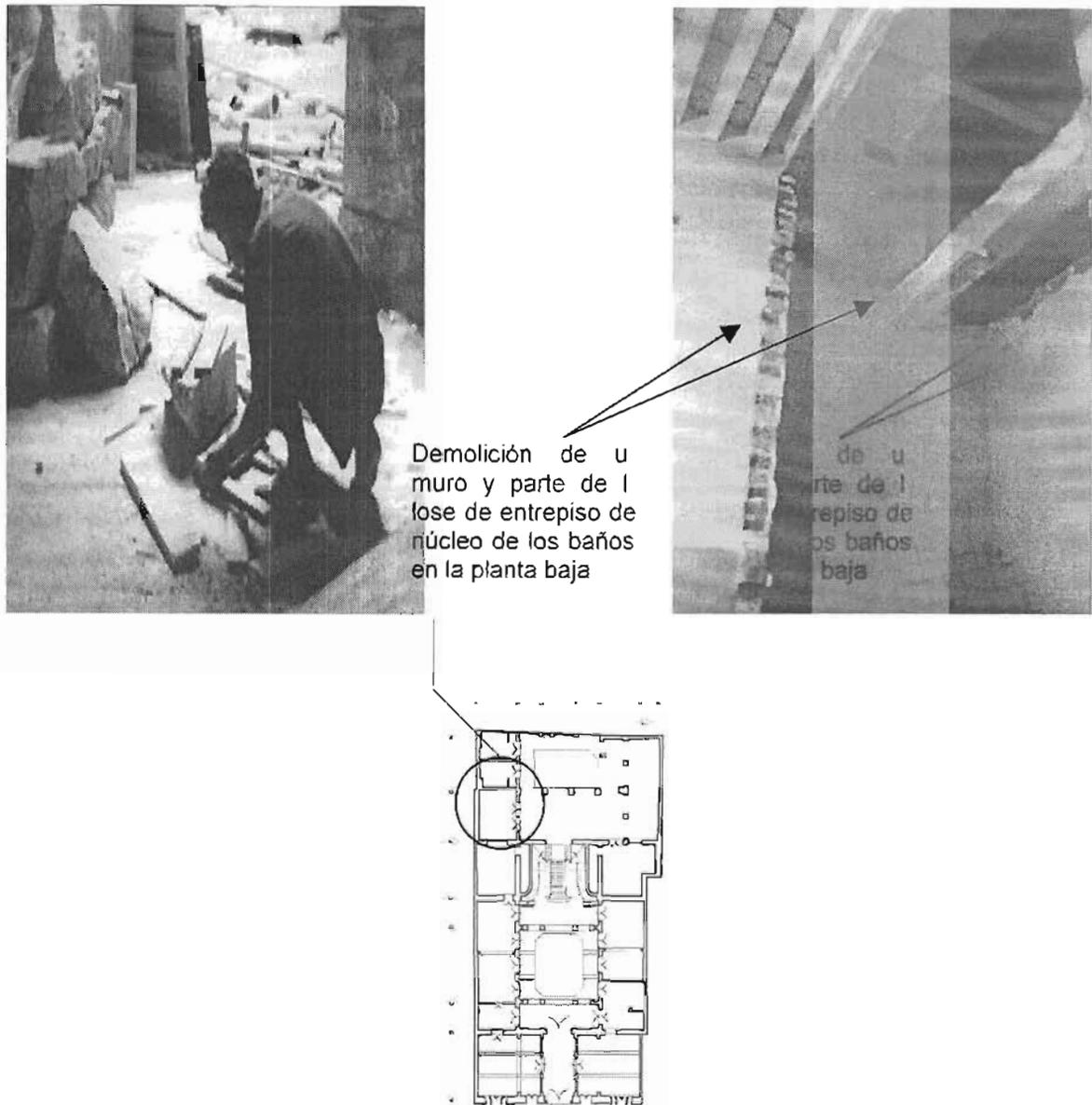
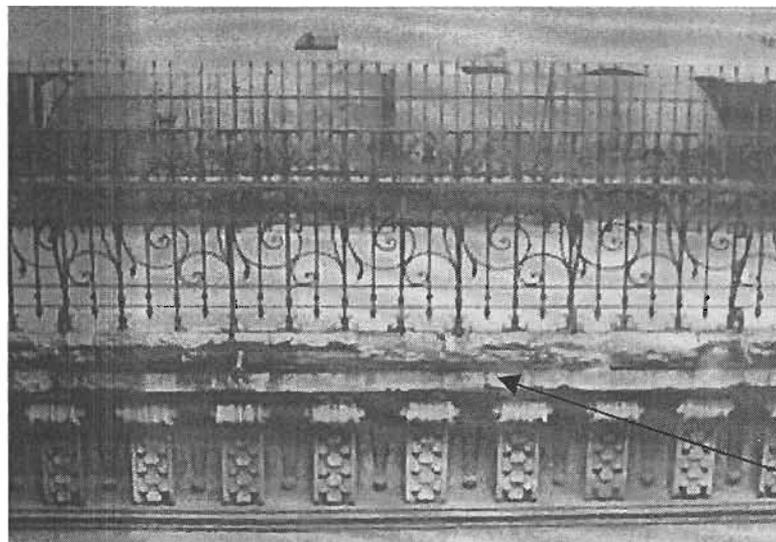
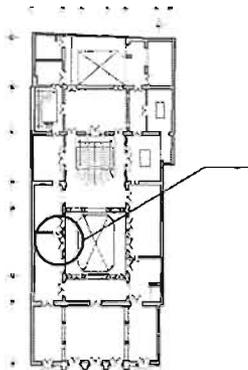


Fig 3.5 Demolición de muros cerca de la escalera principal y del muro del primer nivel

En el primer nivel sólo se demolió el muro que cerraba el acceso a uno de los baños de la parte posterior del edificio, en la zona noroeste. En el mismo nivel también se sustituyó el azulejo del primer nivel de los pasillos alrededor de las columnas, figura 3.6 y se reparó el barandal figura 3.7.



Fig 3.6 *Sustitución del azulejo en el pasillo del primer nivel*



Reparación del pasillo del primer nivel

Fig 3.7 *Reparación del borde inferior del entrepiso en la zona del barandal del primer nivel*

Uno de los principales cambios que mostró el edificio en la intervención de la década de los 80s fue la demolición de los locales del segundo nivel, ubicados en la parte oriente, los cuales fueron construidas en 1960 para ocuparlos como aulas. El número de aulas retiradas fue de siete, las cuales obstruían dos vitrales originales del nivel inferior (figura 3.8 – 3.10).

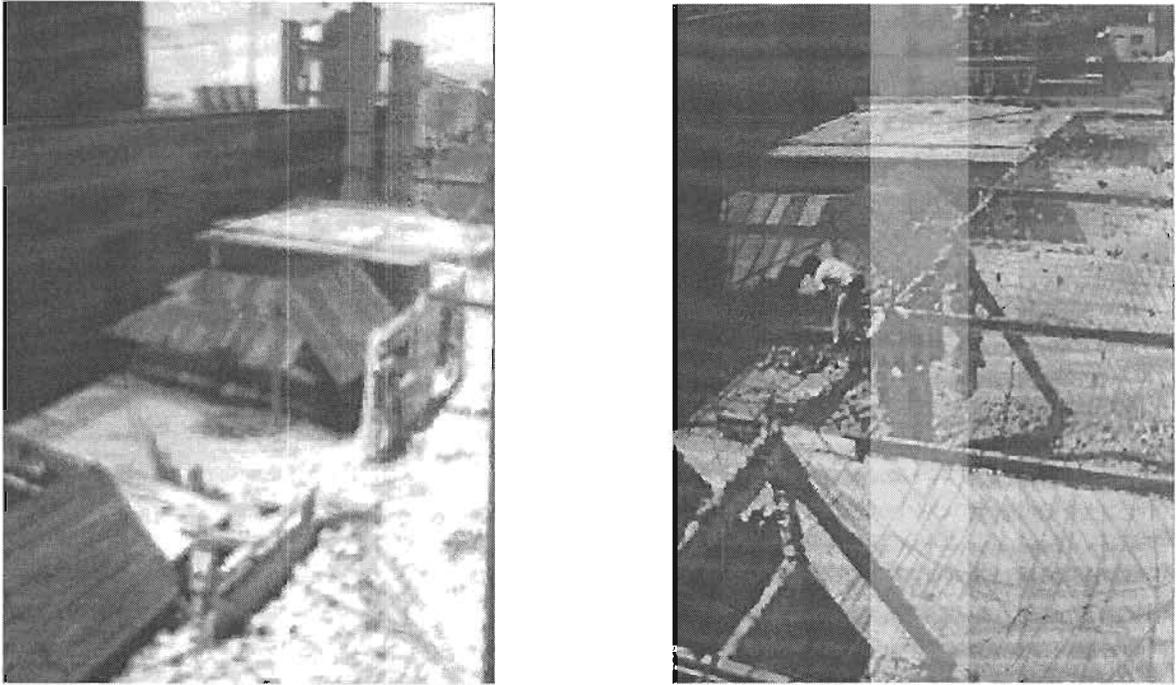


Fig 3.8 Demolición de las aulas del segundo nivel

En la figura 1.5, se puede apreciar la distribución de los espacios que fueron anexados en los tres niveles en el año de 1960. En la intervención de 1980 se realizaron importantes trabajos de instalaciones eléctricas, sanitarias e hidráulicas.

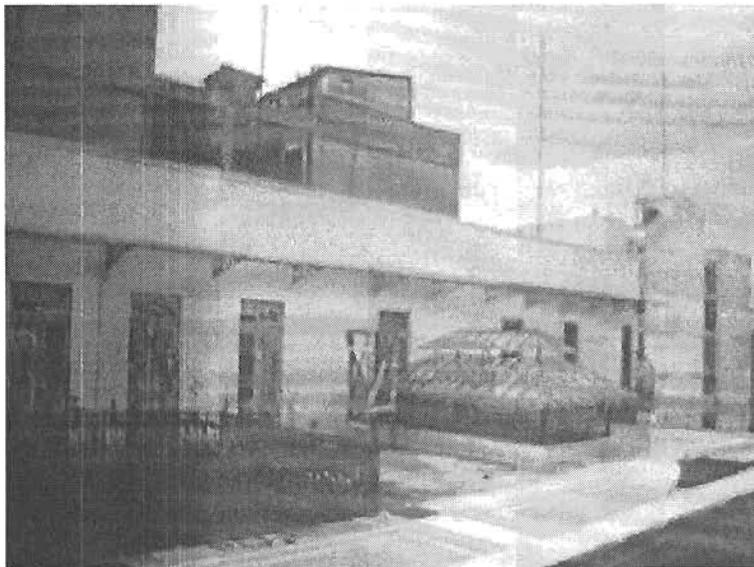


Fig 3.9 Situación actual del segundo nivel.

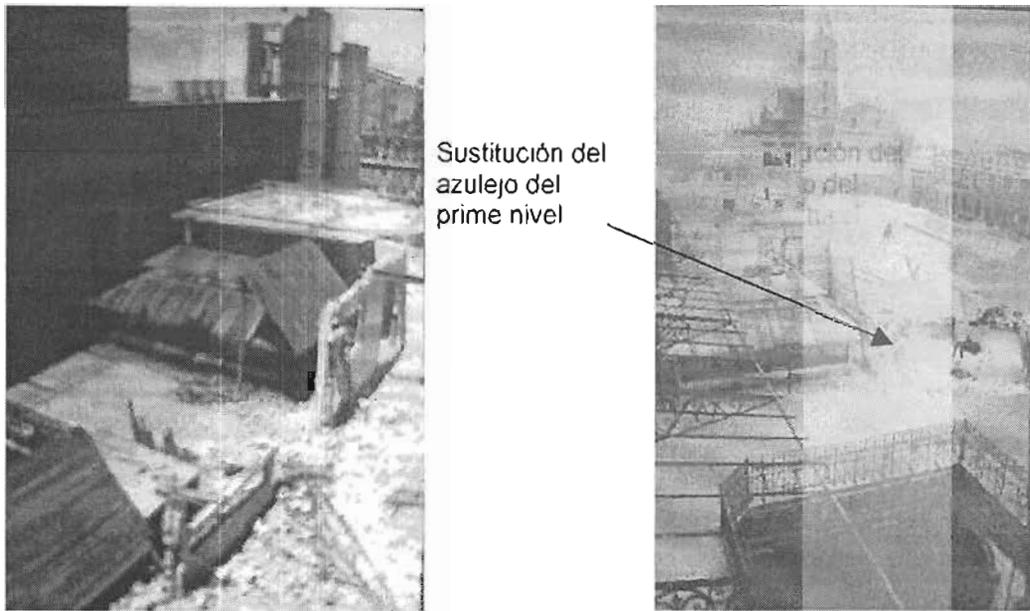


Fig 3.10 Trabajos de demolición y remoción de materiales.

3.1.3 Obras de consolidación

Se consolidaron algunos muros que sufrieron cuarteaduras, para ello fue necesario, colocar varillas en sentido vertical del muro a forma de grapas para ligar ambas partes de los muros y posteriormente inyectarles mezcla para su confinamiento (figura 3.11 – 3.13).

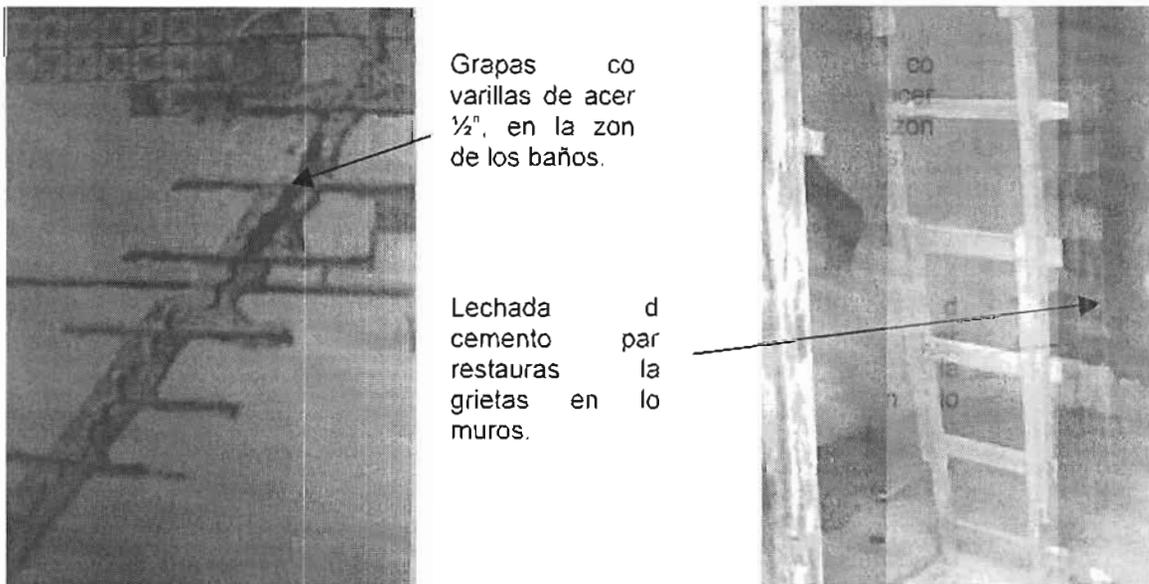


Fig 3.11 Colocación de varillas en los muros dañados

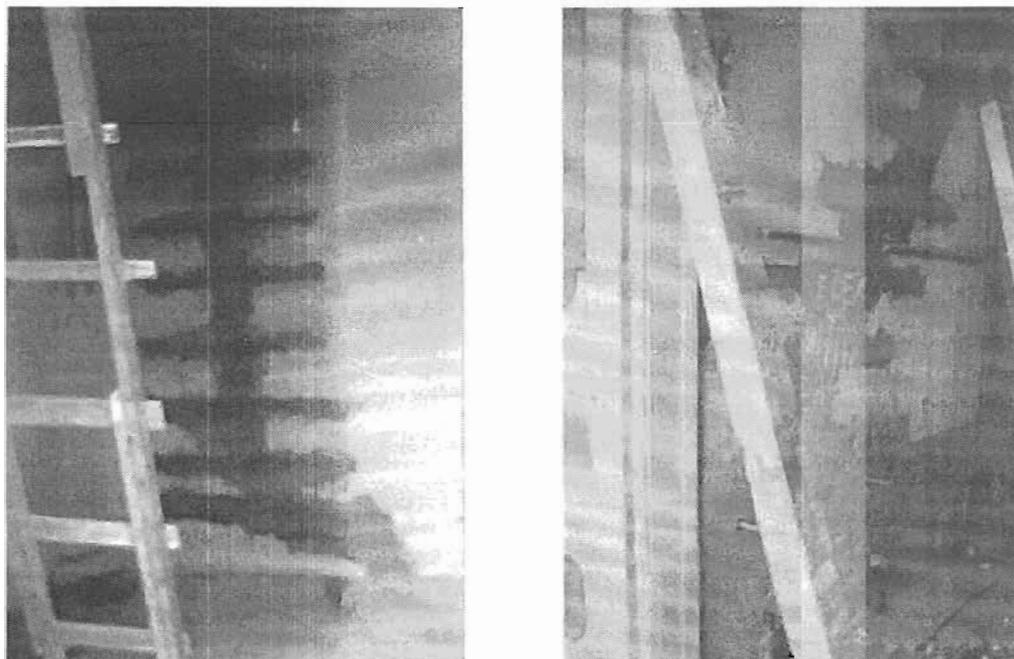


Fig 3.12 Saneamiento de los muros con lechada de cemento

Se restableció, el muro de la parte posterior del inmueble, que había sido dañado por el derrumbe del edificio vecino.

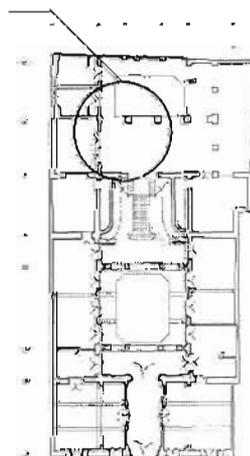


Fig 3.13 Resane de muros en la planta baja

Se aplicó impermeabilizante a la parte de la azotea y terraza, debido a que por la falta de la misma se produjeron infiltraciones de agua y humedades, por lo que fue necesario hacer un cambio de enladrillado (figura 3.14).

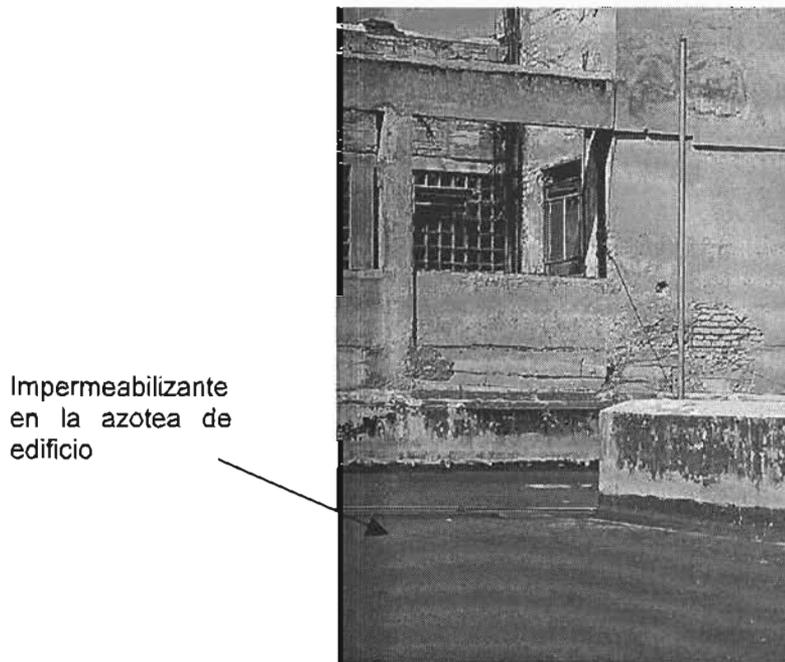


Fig 3.14 Impermeabilizante en la azotea del edificio de cuba 92

3.2 Intervenciones realizadas en (2003-2004)

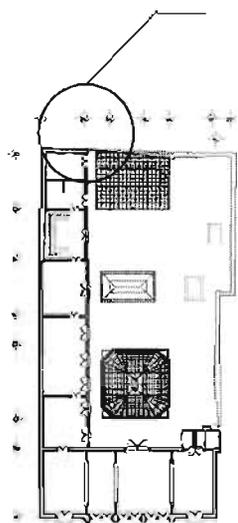
Posteriormente, la UNAM al adquirir el inmueble, realiza otras intervenciones algunas de las principales son las que a continuación se describen:

3.2.1 Cronología de intervenciones

- 1996 (AEFE) Se hicieron trabajos de restauración en muros y plafones en herrería, carpintería y barniz y limpieza en general del edificio, trabajos de albañilería y pintura.
- 1997 Se hizo la obra de instalación eléctrica de alumbrado contactos y fuerza de planta baja, primero y segundo nivel.

- 1998 Proyecto de restauración de la primera etapa, se construye el domo de la escalera del patio principal, y reparación de azotea (impermeabilización y cambio de enladrillado de zonas dañadas y se rehabilitaron las bajadas de agua pluvial).
- 1998 Restauración de la escalera de madera.
- 2000 Ejecución del proyecto de la escalera de madera norte - poniente.
- 2000 – 2003 Trabajos de reestructuración en el segundo nivel y núcleo de sanitarios, así como la restauración integral del inmueble.

Como primer paso se realizaron visitas técnicas al sitio, por parte del personal que labora en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se ejecutaron calas en elementos estructurales y sistemas de entrepisos e identificación de vigerías dañadas. liberación de entrepisos, se observó la ausencia de elementos de confinamiento como castillos o cadenas de cerramiento (figura 3.15).



Cala en el muro de la parte norte, (núcleo de baños).

Fig 3.15 Calas realizadas en los muros de colindancia

En el desmontaje de los cielos rasos se detectaron perfiles de acero con un estado avanzado de degradación a causa de la corrosión; dichos perfiles constituyen los elementos de soporte de las bóvedas catalanas. Se tomaron muestras del oxido que

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

afecta a dichos perfiles para ser analizados en el laboratorio¹⁵; los resultados de dicho análisis se presentan en el anexo 2 (figura 3.16).



Perfiles de acero con corrosión por filtración de humedad.



Fig 3.16 Estado de las vigas que fueron muestreadas

Se intervino el núcleo de sanitarios, ubicado en la zona norte del inmueble. En esta zona se extrajeron núcleos de 3 a 4 pulgadas de diámetro del muro que define la colindancia norte a una altura de 2.00 m, con la finalidad de conocer las características constructivas de los estratos del mismo (figura 3.17).

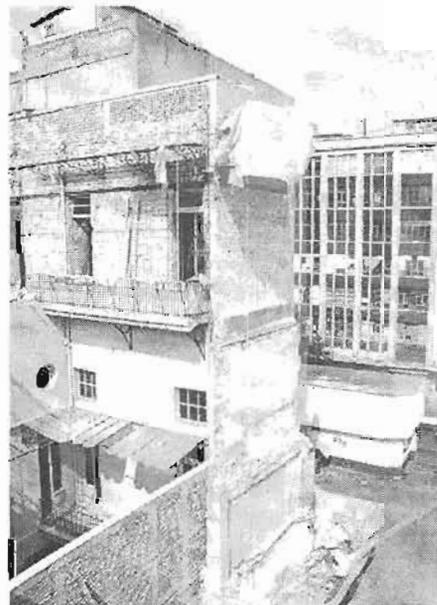
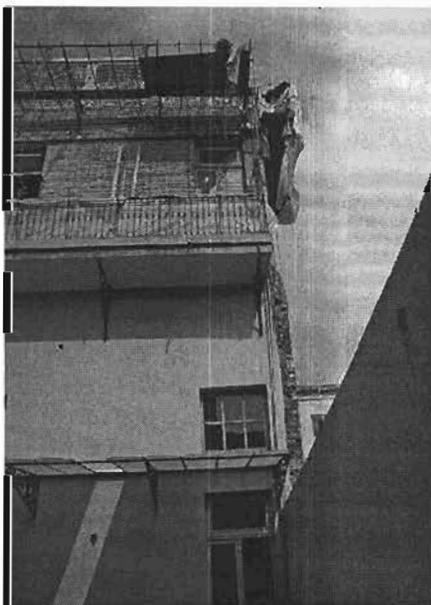
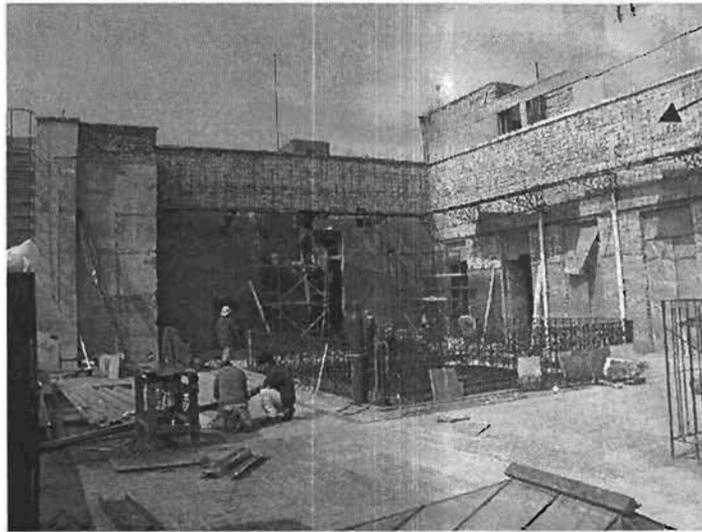


Fig 3.17 Remodelación del núcleo de sanitarios, segundo nivel

¹⁵ Departamento de Ingeniería Metalúrgica, Facultad de Química UNAM.

Los muros se consolidaron y se reforzaron con malla electro soldada 6.6/10.10, la cual se fijó a la mampostería mediante anclas, distribuidas a cada 50 cm en ambos sentidos, las anclas se realizaron con varillas de 3/8" haciendo una escuadra de 8 cm en sus extremos, y en muros donde fue posible se atravesó toda el ancla con el fin de que afianzaran a la malla de ambos lados (figura 3.18).



Confinamiento con mall electro soldada, en todo los muros del segund nivel

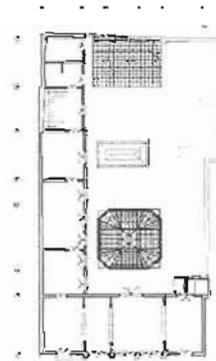


Fig 3.18 Confinamiento de las piezas del segundo nivel, con malla electro soldada.

También, se arregló el muro de colindancia norte del primer nivel, ya que éste se encontraba suelto en uno de sus extremos, además de que estaba desplomado hacia el lado norte. Este mismo muro se desplantaba sobre un muro de mampostería de tezontle (figura 3.19).



Fig 3.19 Reparación del muro de colindancia de la parte norte del edificio.

En algunos muros de las piezas del segundo nivel, se consideró que los perfiles metálicos no trabajaban integralmente, para corregir dicha situación en las esquinas o en la intersección de dos muros perpendiculares dichos perfiles fueron unidos mediante conexiones hechas para tal fin (figura 3.20).

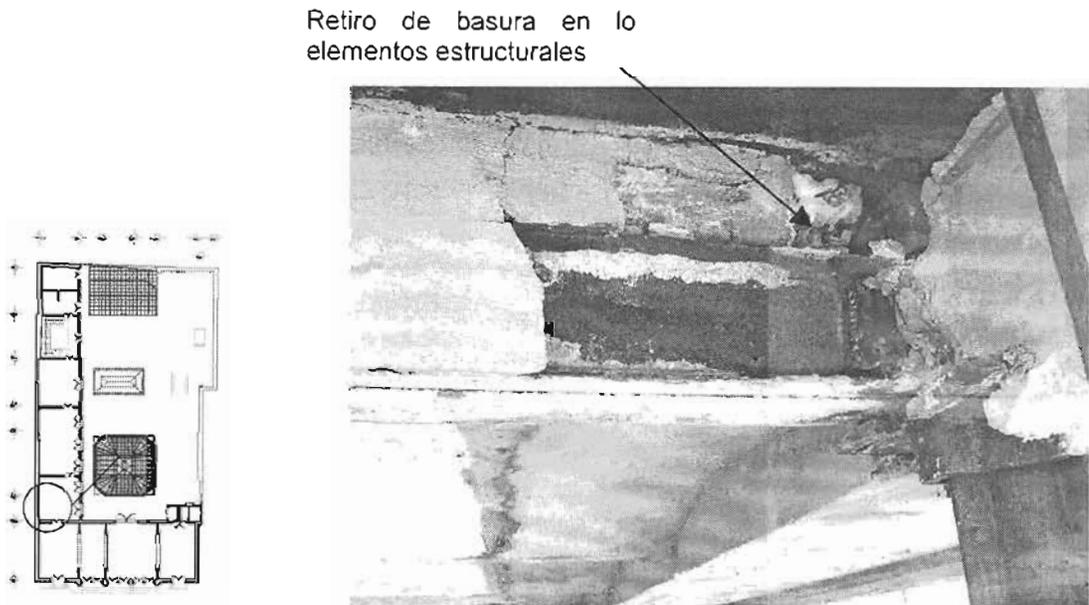


Fig 3.20 Elementos metálicos que no trabajan integralmente

En términos generales, dichas conexiones fueron resueltas mediante placas de acero 3/8" de espesor, soldadas a los patines superiores e inferiores de los perfiles que concurren en el mismo punto, se colocaron placas intermedias entre las almas de estos para que funcionaran como atiesadores. Esta solución se realizó en todos los muros excepto donde existía pintura ornamental o con valor artístico.

Los muros después de haber sido consolidados se confinaron con malla electrosoldada 6.6.10.10. cubierta con una capa de mortero de 3 cm de espesor, la malla se sujeta a los muros y la losa de concreto mediante anclas y una dala perimetral respectivamente. Además, la vigería que había perdido su capacidad de carga fue soportada mediante una serie de soportes en forma de "U" que se suspenden de un perfil PTR que fue soldado a la nueva viga metálica en estas aulas el entrepiso fue restaurado con un sistema de losacero (figura 3.21 y 3.22).

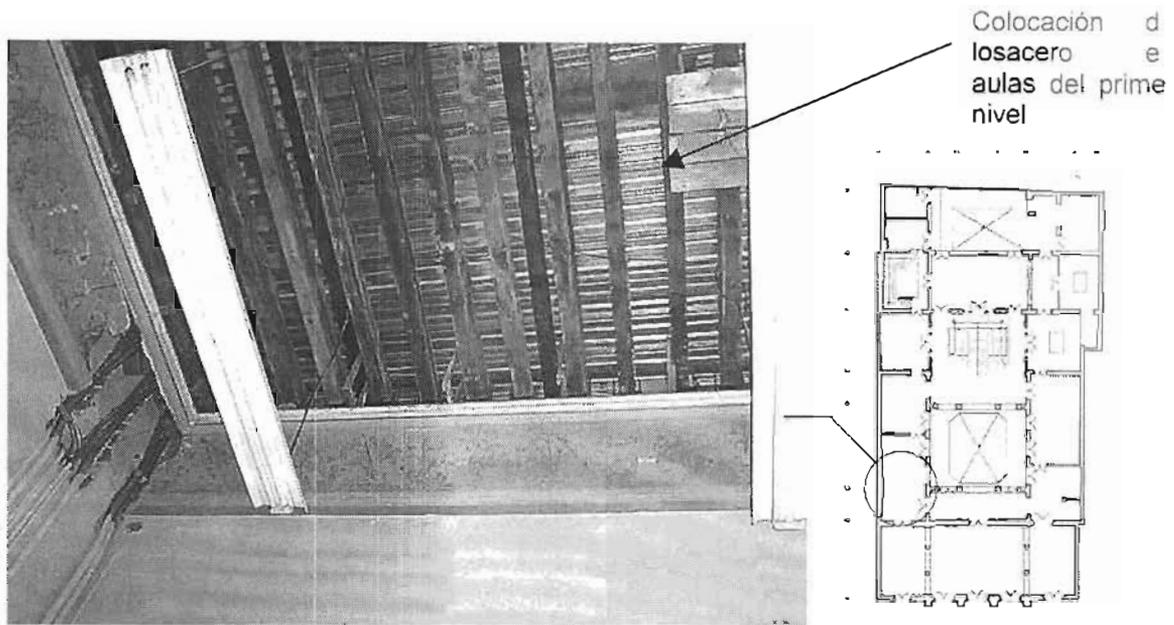


Fig 3.21 Sistema de losacero en el aula del primer nivel

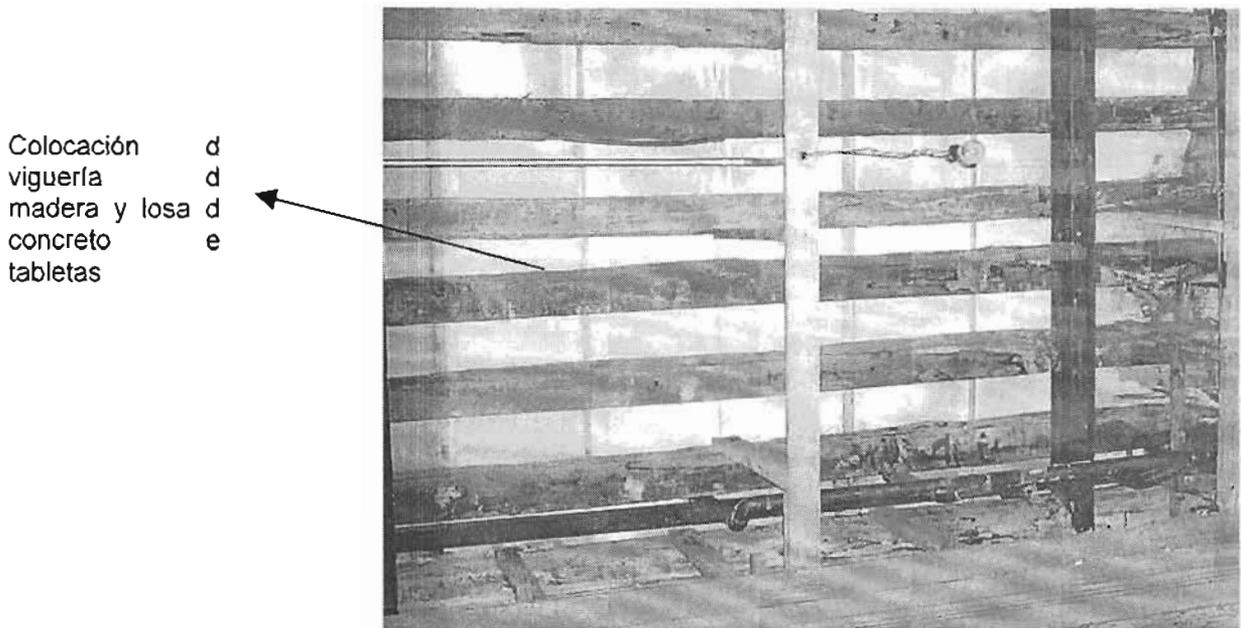
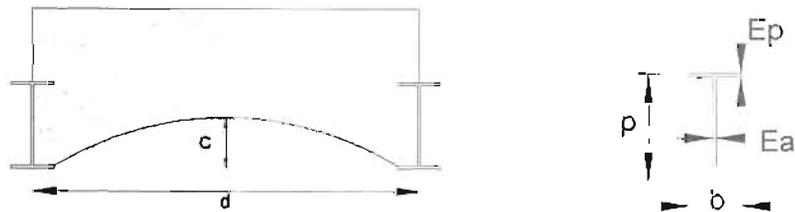
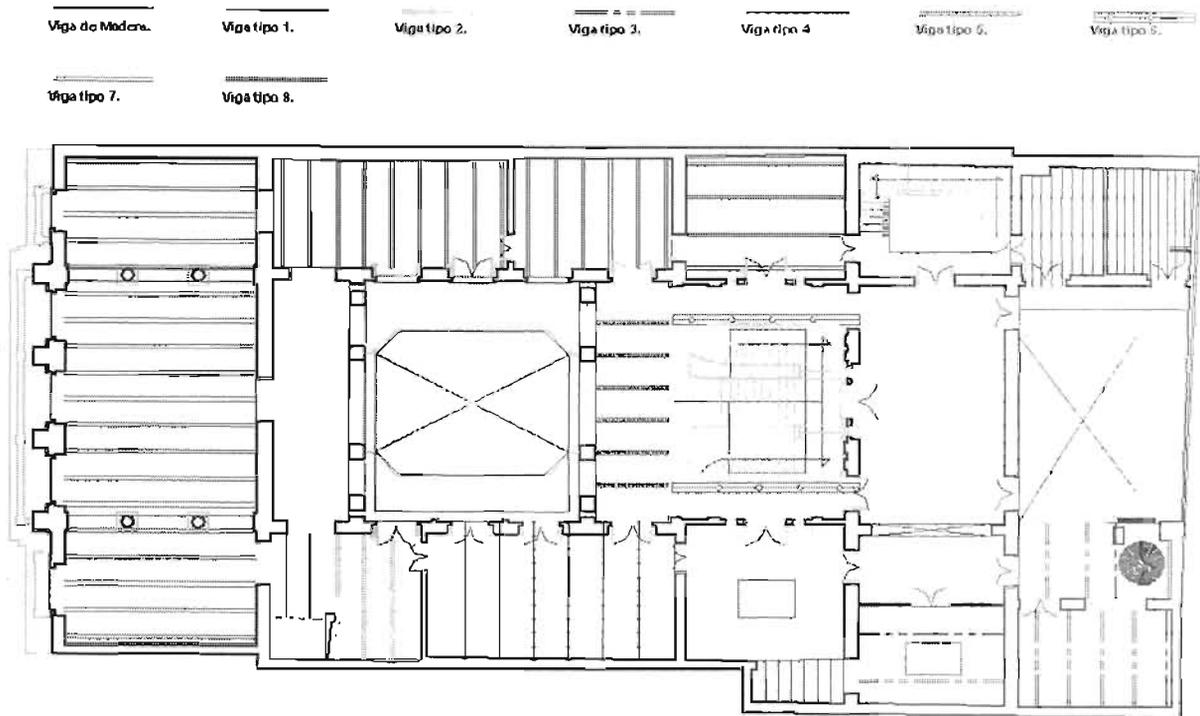


Fig 3.22 Sistema de entepiso en el primer nivel

En la figura 3.23 observamos la localización de los diferentes tipos de viga así como las características de cada una de ellas, algunas ya existían y otras se colocaron como refuerzo en la intervención de 2004 para el entepiso entre el primer y segundo nivel.



Viga tipo	Ubicación	p	b	Ep	Ea	d	c
1	Elevador	12	6	7.6	6.85	81	10
2	Vestíbulo	15.5	8.5	8.1	8.3	98.5	10.5
3	Local vacío (16)	13	8	-	-	117	10.5
4	Exposiciones 4	15.3	8.8	8.8	6	125	13
5	Pasillo de la escalera principal	12	6	-	-	124	20
6	Escalera principal	25	11.5	Vigas dobles			
7	Salón de recepciones	25	15	-	-	81	10
8	Oficina 8, 9, 10	20	10	-	-	98.5	10.5

Fig. 3.23 Características de los elementos estructurales en el entrepiso del primer y segundo nivel

En la figura 3.24 observamos las características del sistema estructural del entrepiso entre el primer y segundo nivel durante la intervención de 2004, la cual nos muestra las zonas que han sido restauradas a base de losacero, las zonas donde se ha colocado nueva viguería, algunas zonas que no se han podido explorar y las zonas que contienen vigas de madera.

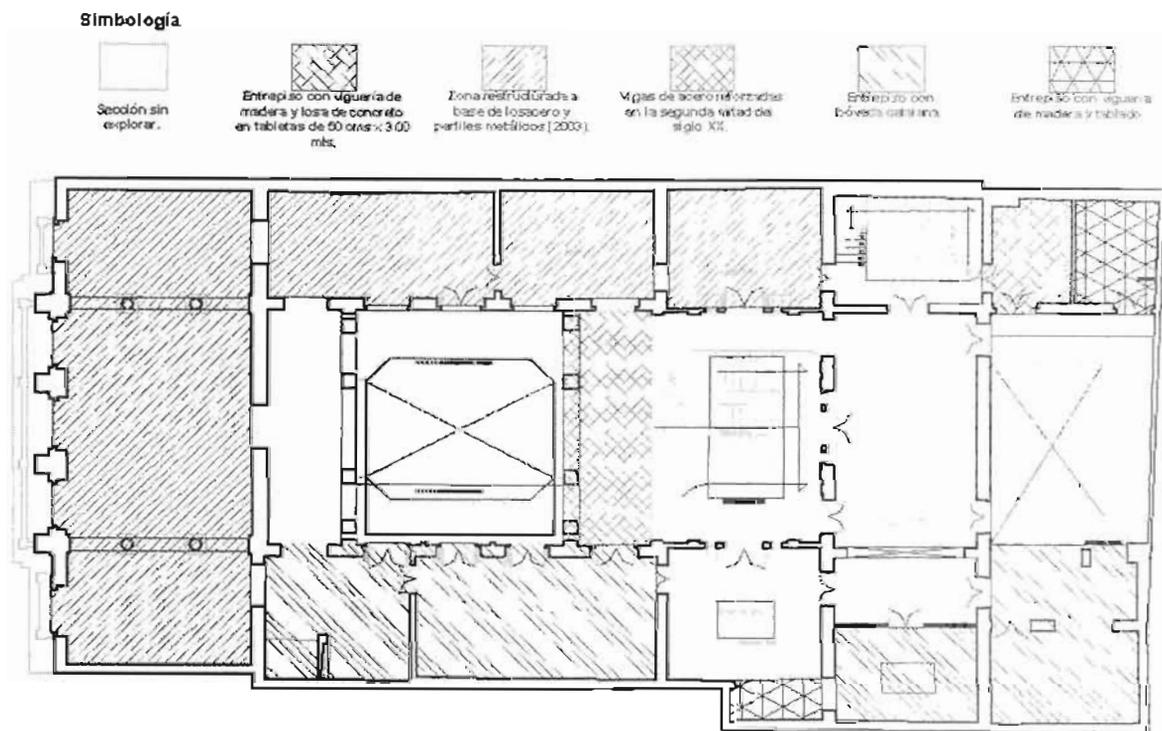
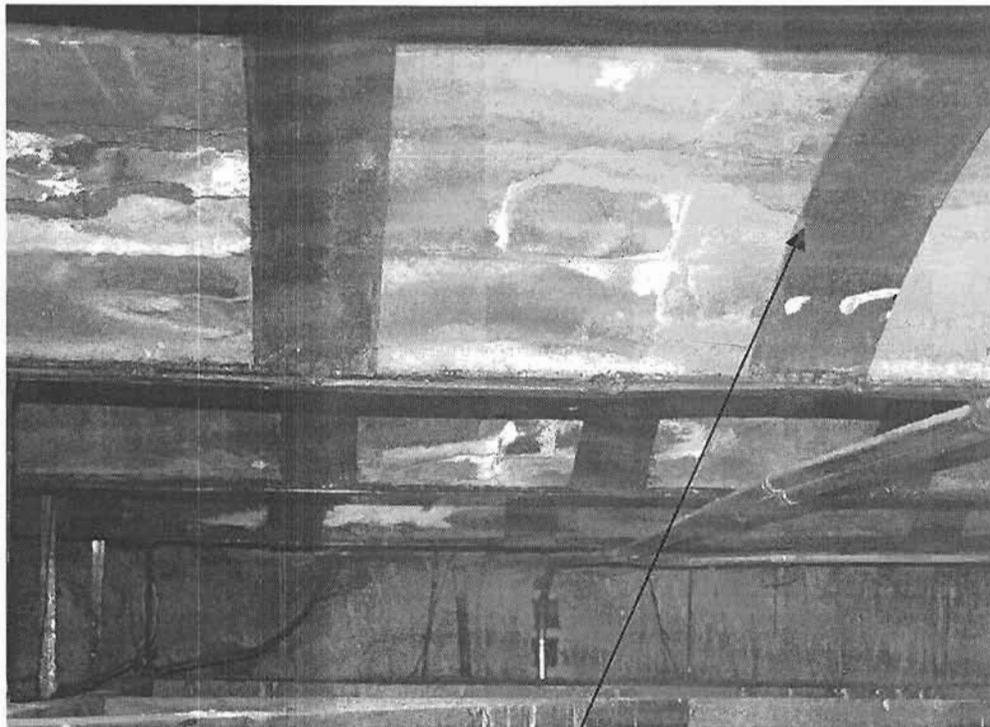


Fig 3.24 Situación del entrepiso (2004)

En el pasillo del primer nivel, en el pasillo de frente a la escalera principal, se reforzaron las bóvedas colocando cinturones de solera, para evitar el desprendimiento de estas (figura 3.25). En ese mismo nivel, se reforzó la escalera que comunica al segundo nivel mediante estructuras de acero que fueron empotradas a la mampostería y soldadas en la parte inferior de dicha escalera (figura 3.26).



Cinturones d solera, com refuerzo en la bóvedas

Solera de refuerzo soldada a lo perfiles de acero.

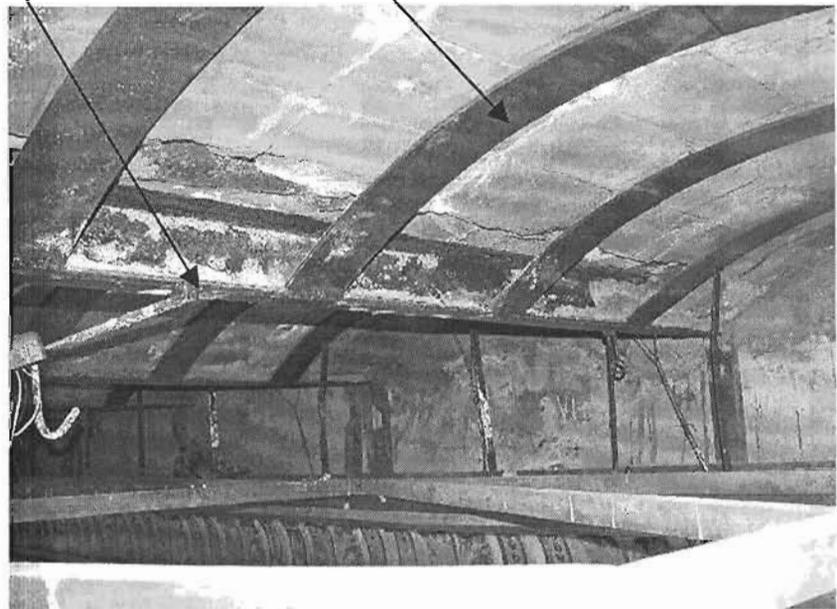
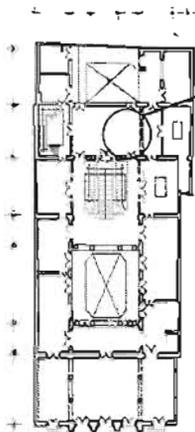
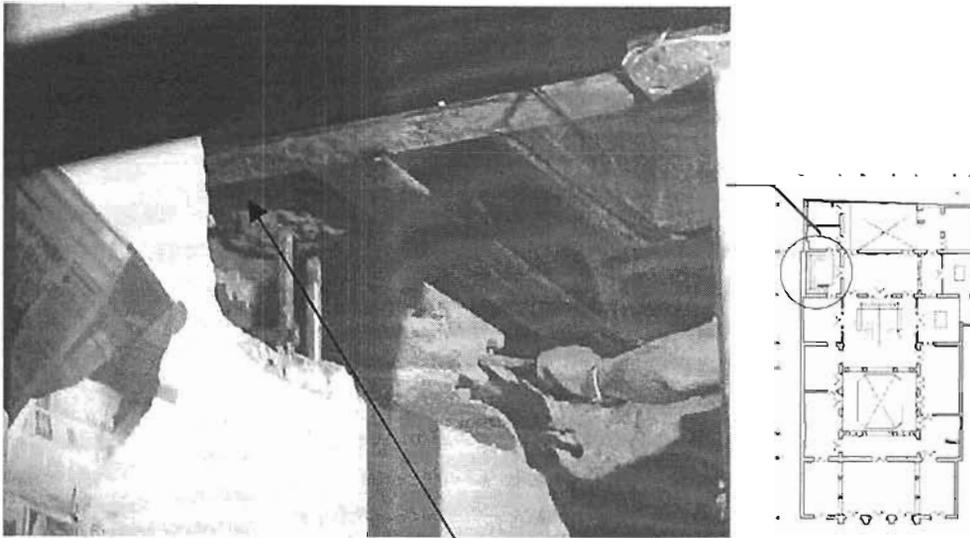


Fig 3.25 Refuerzo con solera soldada a las vigas de las bóvedas catalanas en el pasillo de la escalera principal del primer nivel



Perfil de acero, d
refuerzo en la escaler
del primer nivel

Empotramiento e
los muros d
mampostería de lo
perfiles de refuerz
de la escalera.

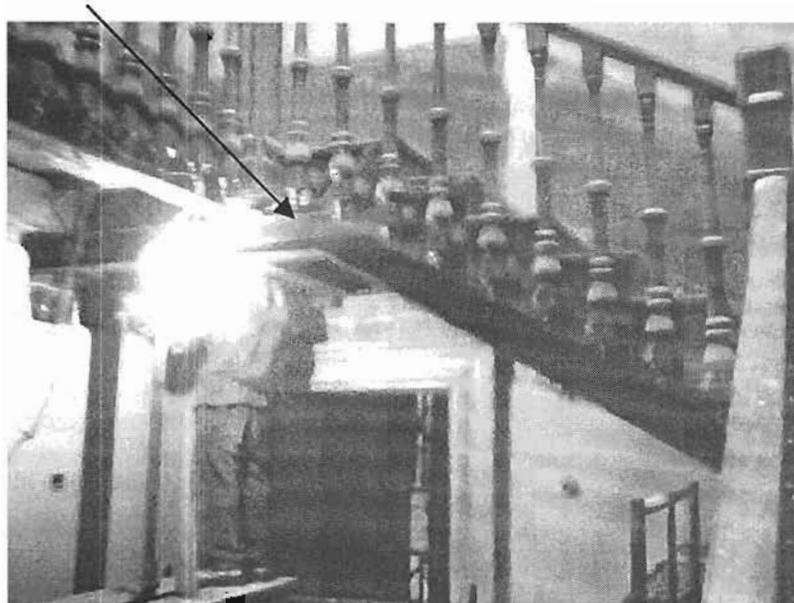
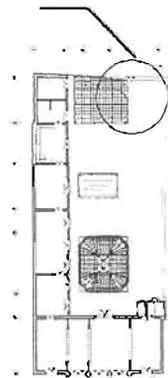
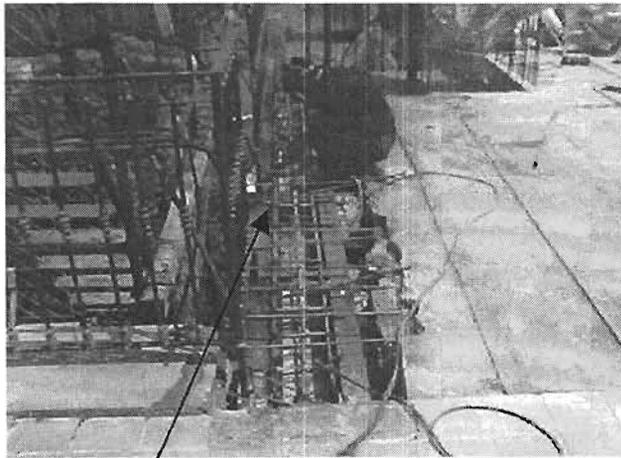
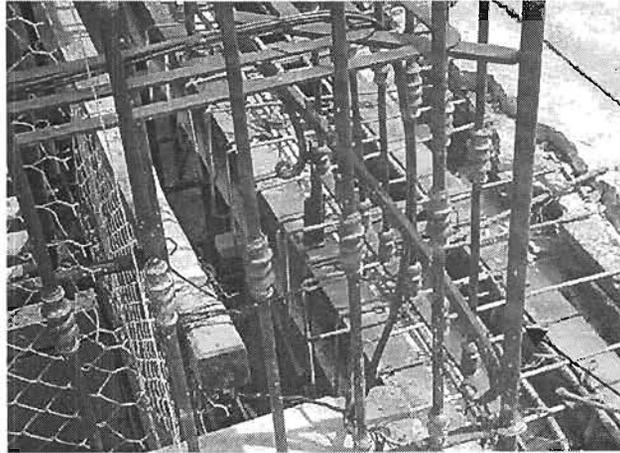


Fig 3.26 Intervenciones en la escalera del primer nivel

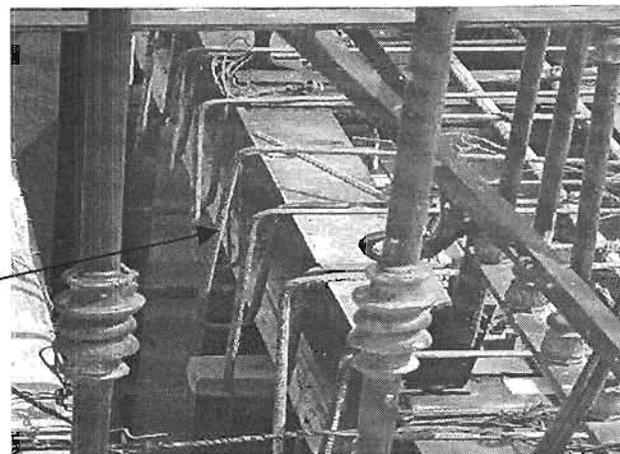
En el segundo nivel, aparte de confinar todos los muros, se reforzó el barandal que lleva a la escalera de caracol mediante un anclaje hacia el sistema de entrepiso, ya que por el deterioro este barandal podía sufrir un colapso (figura 3.27), además se cambió todo el mosaico que se encontraba en este nivel (figura 3.28).

En la figura 3.29-3.29a, observamos la ubicación de las calas realizadas y las características de los perfiles de acero encontrados durante la exploración de las bóvedas catalanas.



Varillas de refuerzo en el barandal de primer nivel

Unión de los anclajes medio soldadura



Colocación de cimbras para el colado de los refuerzos

Fig 3.27 Trabajos de reforzamiento del barandal ubicado en el segundo nivel mediante anclas.

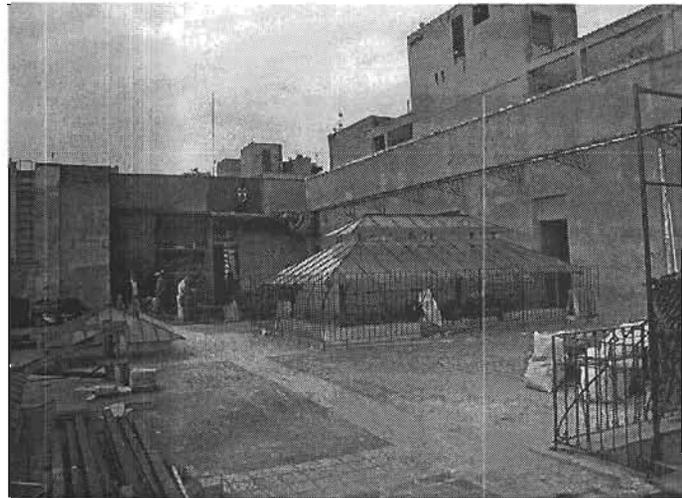


Fig 3.28 Aspecto del patio del segundo nivel, después de la colocación del azulejo

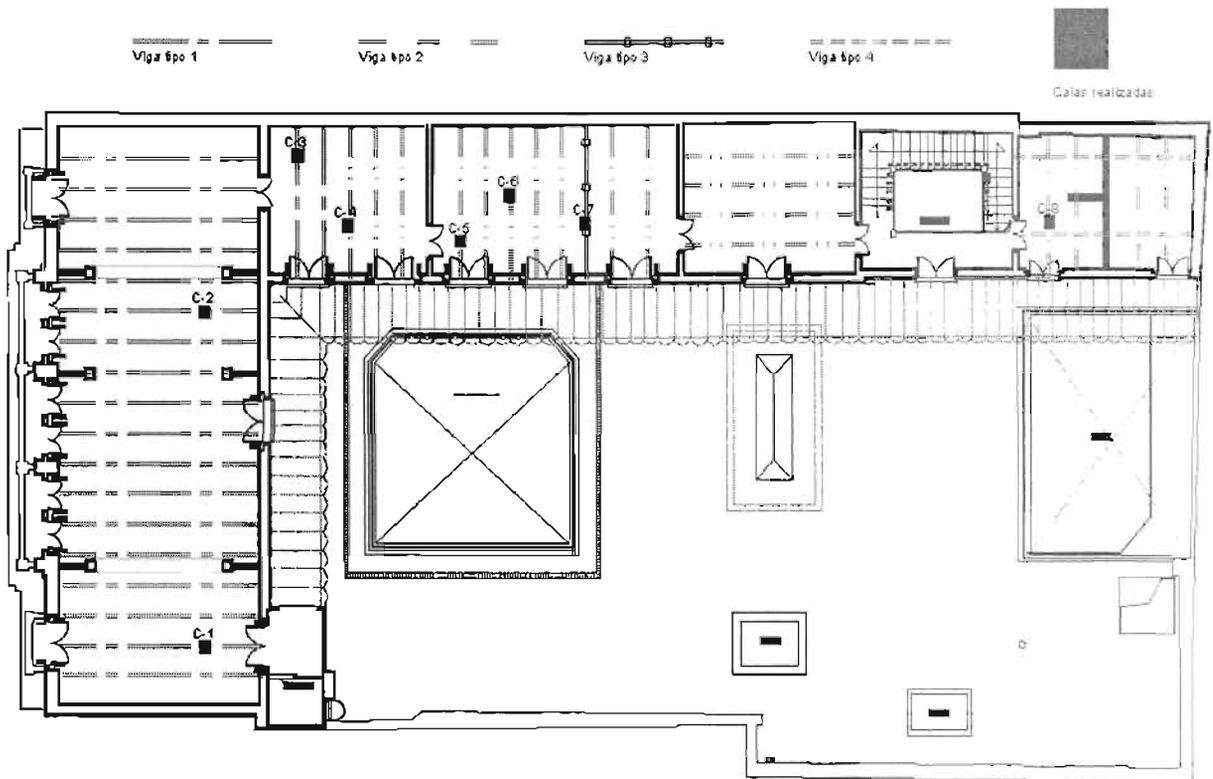
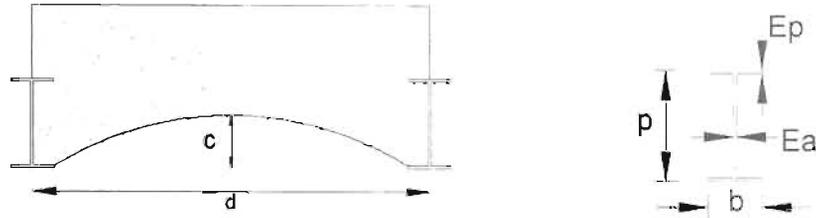


Fig 3.29 Localización de las calas y tipo de perfil de acero del segundo nivel



Viga tipo	Ubicación	NC	p	b	Ep	Ea	d	c
1		1	20.00	10.00	12.00	6.35	90	15
	Aula magna	2						
	Aula 1	3						
2	Aula 1	4	17.00	8.50	8.30	8.70	90	15
						7.10		
	Aula 2	5				8.60		
	Aula 3					6		
Baños	8	9.00	9.80	0.71				
3	Aula 2	7	14.50	7.50	0.80	0.52	90	15
4	Baños	-	20.50	10.30	0.80	0.63	-	-

NC – Número de cala
 p – Peralte de la viga (cm)
 b – Ancho de la viga (cm)
 Ep – Espesor del patín (mm)
 Ea – Espesor del alma (mm)
 d – distancia entre ejes de las vigas (cm)
 c – Altura del arco de la bóveda (cm)

Fig 3.29a Localización de las calas ejecutadas y características de los perfiles de acero encontrados en el segundo nivel.

Además en la figura 3.30 se observan los daños que presentaban algunas instalaciones hidráulicas, sanitarias y la colocación del suministro de energía eléctrica en las aulas.

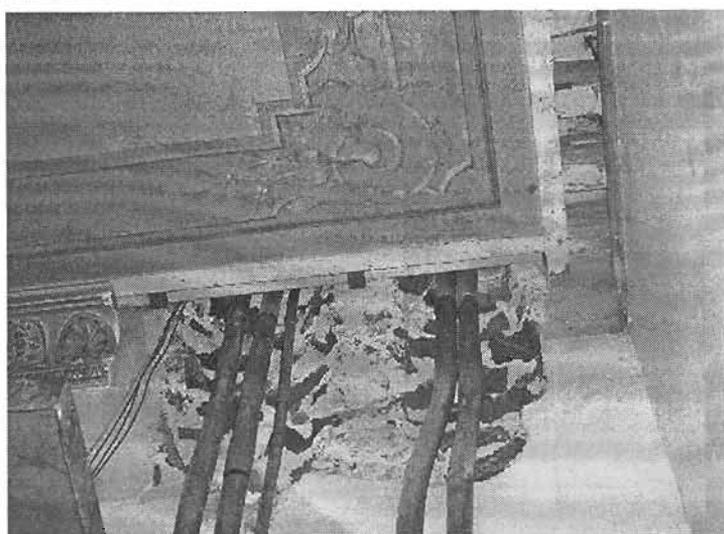
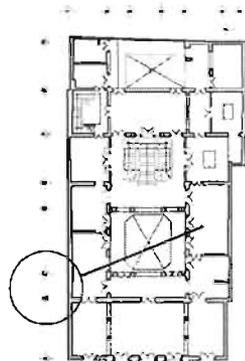


Fig 3.30 Algunos daños en las instalaciones sanitarias y colocación del nuevo suministro eléctrico

4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

4.1 Método de análisis

En la actualidad, el método del elemento finito constituye una herramienta de gran utilidad para el análisis de estructuras complejas, tanto reticulares como de elementos continuos. Su empleo, como ayuda de cálculo en problemas complejos se debe a la disponibilidad de las computadoras.

Las soluciones obtenidas mediante la aplicación adecuada del método a problemas elásticos lineales, pueden considerarse como exactas para fines prácticos. El método de elementos finitos es, básicamente, un método numérico que consiste en dividir la estructura en subregiones, denominadas elementos finitos, dentro de las cuales se prescribe la forma en que varían los desplazamientos en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nodos. Como es el caso de los sólidos, los posibles desplazamientos nodales constituyen grados de libertad.

En todos los casos se aplicó el método de análisis lineal, esto se aplica tanto para esfuerzos de tensión como de compresión, lo que significa que las deformaciones aumentan proporcionalmente a los esfuerzos aplicados. Se decidió aplicar el método de análisis lineal, ya que para el estudio bajo peso propio la construcción trabaja sólo a compresión y por considerar que el método no lineal presenta una mayor complejidad de modelación, las soluciones numéricas siguen siendo muy elevadas y la interpretación de resultados es muy compleja.

El método requiere el uso de la computadora para resolver grandes sistemas de ecuaciones lineales. Para estudiar el comportamiento estructural del edificio, se elaboró el modelo analítico tridimensional, empleando el método de elementos finitos, considerando los tres niveles de la estructura. Este modelo se analizó ante la acción del peso propio, considerando a la geometría de cada uno de ellos sin las deformaciones que han inducido los hundimientos diferenciales.

Para el análisis dinámico se determinaron los valores característicos del sistema dinámico, o sea sus desplazamientos y esfuerzos generados por el espectro sísmico que marca el Reglamento de Construcción del Distrito Federal. Las cargas vivas no son significativas y, por lo tanto, se desprecian en el análisis. Para ello, se utilizó un programa comercial de cómputo, cuyas características se describen a continuación.

4.1.1 Programa de cómputo SAP2000

Para realizar el análisis estructural de los modelos de elemento finito del edificio, se utilizó el programa del SAP2000 (Structure Analysis Program); este programa fue desarrollado por el profesor Edgard Wilson en la Universidad de Berkeley, California, y es un programa de Análisis Estático y Dinámico de elemento finito.

El SAP2000, es un programa desarrollado en el ambiente Windows totalmente gráfico, y esta disponible en tres versiones diferentes: SAP 2000 estándar, SAP 2000

PLUS, y SAP 2000 no lineal. Todas las versiones exigen tener un sistema operativo Windows 95/98/NT.

Para análisis del modelo se utilizó una versión SAP 2000 no lineal, a continuación se muestran algunas de sus especificaciones:

Capacidad: no límite práctico

Análisis: estático, dinámico, espectro de respuesta y análisis dinámico no lineal con acelerograma.

Elementos: marco, cascarón, plano, sólido, asólido, y NLLINK

Normas de diseño en acero (AISC-ASD89, AISC-LRFD93, BS5950 90, CISC 95, EUROCODE 3-1992)

Normas de Diseño en Concreto (ACI 318-95, BS8110 89, CAN3-A23.2-M84, EUROCODE 2-1991)

Debido al gran auge que tienen hoy en día las computadoras, la capacidad en cuanto al tamaño del modelo que el programa puede analizar es casi ilimitado, ya que es directamente proporcional a la capacidad del disco duro de la computadora. La estructuración de los datos de entrada se divide básicamente en las partes siguientes:

Descripción de la geometría de la estructura.

Definición de las propiedades mecánicas de los materiales.

Definición de condiciones de carga estáticas y/o dinámicas.

El tamaño del modelo esta definido por el número de nudos y elementos que se requieran para idealizar una estructura. La librería del programa, incluye tipos de elementos; el elemento tridimensional FRAME, que puede ser prismático o no prismático, el elemento tridimensional SHELL, el elemento bidimensional ASOLID y el elemento tridimensional SOLID. Con ellos se puede analizar estructuras en el

espacio formadas por barras, placas o medios continuos, así como estructuras planas que obedezcan a un estado plano de esfuerzos o de deformaciones.

La creación de modelos, análisis, el despliegue de resultados, y el planteamiento son realizados dentro de la interfaz gráfica del SAP2000. El SAP2000 es un programa muy extenso; sin embargo, la geometría y el análisis de resultados para estos elementos puede consultarse en el modo gráfico. Para este caso, el modelo fue realizado en la interfase manual ya que se utilizaron para modelarlo únicamente elementos sólidos (Figura 4.1).

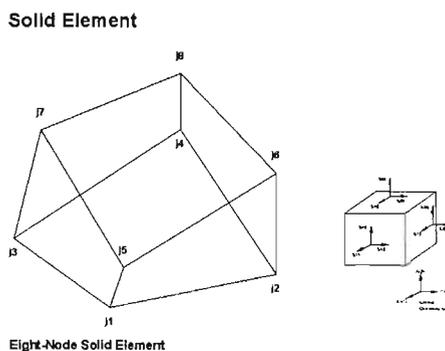


Fig. 4.1 Elemento sólido (distribución de nodos para generar el elemento sólido), ... coordenadas globales de los esfuerzos normales y cortantes (S11, S22, S33, S12, S13 Y S23)

Todo nudo de un modelo tridimensional tiene seis grados de libertad; tres de translación en las direcciones de los ejes X, Y y Z del sistema de referencia global, y tres de rotación con respecto a los ejes X, Y y Z del mismo sistema de referencia. Es posible definir ocho propiedades mecánicas de los materiales. Para crear un modelo analítico es necesario idealizar la estructura; por ello se requiere discretizar los elementos que lo integran, conocer con detalle su geometría, la distribución de los materiales, las condiciones de apoyo y las solicitaciones a las que será sometida.

El modelo puede ser observado desde cualquier punto arbitrario del sistema de coordenadas global X, Y, Z. Una vez corrido el modelo, el programa genera una serie de archivos que interpretará enseguida la interfase gráfica, estos resultados pueden ser revisados en esta interfase, y/o también pueden ser consultados en un archivo de texto, ya que quedan grabados en un archivo de salida con extensión.

El programa puede realizar análisis ante condiciones estáticas y dinámicas, así como combinar las fuerzas internas que se obtienen de esos análisis. En el análisis estático, es posible incluir cargas nodales, cargas gravitacionales, efectos térmicos y de preesfuerzo. Además se pueden aplicar translaciones o rotaciones específicas a cualquiera de los nudos de un modelo e incluirlos en un mismo análisis con especificaciones de carga.

4.2 Descripción del modelo

Se comenzó desde la identificación de la estructura misma y de su geometría, identificando qué elementos son parte de la estructura resistente y cuáles son simplemente decorativos o cumplen otros propósitos constructivos.

Enseguida se realizó una exhaustiva medición y cuantificación de los diferentes componentes de la construcción y de las partes de la estructura sobre las que éstos gravitan, así como la secuencia con la que algunos elementos de la estructura se apoyan sobre otros hasta llegar al suelo.

Se optó por construir todos los elementos con un grado de refinamiento lo más representativo posible y en los casos en que, por complejidad, resultaba poco práctica la representación fiel de algunos elementos, se reemplazaron por elementos con geometría y secciones equivalentes a las originales.

4.3 Desarrollo de modelos analíticos

Para definir la geometría de los modelos elaborados del edificio, se consultaron diversos planos del edificio, proporcionados por el patrimonio cultural de la UNAM, (tabla 4.1). La información derivada de ellos se complementó con levantamientos en dimensiones de elementos estructurales, realizados directamente en sitio. Los modelos analíticos desarrollados en este trabajo se integran por elementos tipo SOLID, definidos con una formulación tridimensional de 3 y 4 nudos. Para el análisis,

se consideró que los elementos se encuentran bajo un estado plano de esfuerzos y que son paralelos al plano X-Y-Z del sistema de referencia global.

Los nudos que constituyen las mallas de elemento finito de cada uno de los modelos tienen tres grados de libertad; se pueden desplazar en las direcciones de los ejes X, Y, Z del sistema de referencia global, excepto los nudos inferiores de la cimentación, que se restringen para definir las condiciones de apoyo. La tabla 4.2 muestra el número de nodos y elementos que definen las mallas del modelo de elemento finito.

4.3.1 Materiales

Los materiales predominantes del modelo fueron determinados tomando como base la información consignada en planos, verificándola con inspecciones visuales. Los muros, se encuentran contruidos con tabique rojo recocido en sillares atizonados de diferentes espesores; Bloc de tepetate en muros colindantes, y algunos de tabique ligero de arena y cemento. El sistema de entrepiso en los niveles es de vigería de madera con terrado. Vigas de acero sección I con arcos de ladrillo formando una bóveda catalana, con relleno y algunas son vigas de acero sección I con arcos de lámina galvanizada acanalada y relleno. Las propiedades mecánicas de los materiales se muestran en la tabla 4.3; que se obtuvieron por medio de inspecciones y calas realizadas en el edificio.

4.3.2 Secciones equivalentes

Para el desarrollo de los sólidos de elemento finito en el plano, fue necesario considerar secciones transversales equivalentes a las secciones reales de elementos estructurales (específicamente los sistemas de entrepiso y trabes), debido a su compleja geometría. Las secciones equivalentes calculadas conservan el producto EI (módulo de elasticidad por momento de Inercia) a las de las secciones reales. En la tabla 4.4 se muestran las secciones que cambiaron para elaborar el modelo y sus propiedades geométricas de cada una de ellas.

4.4 Comportamiento estructural

Ya que se obtuvieron todos los datos necesarios para generar el modelo, se capturaron en el programa, y posteriormente se hizo una primera corrida, ésta se analizó ante la acción del peso propio, con las características de sus elementos; y posteriormente la segunda corrida, en la cual, se determinaron las propiedades dinámicas de la estructura, por medio del espectro de diseño sísmico que establece el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (figura 4.2).

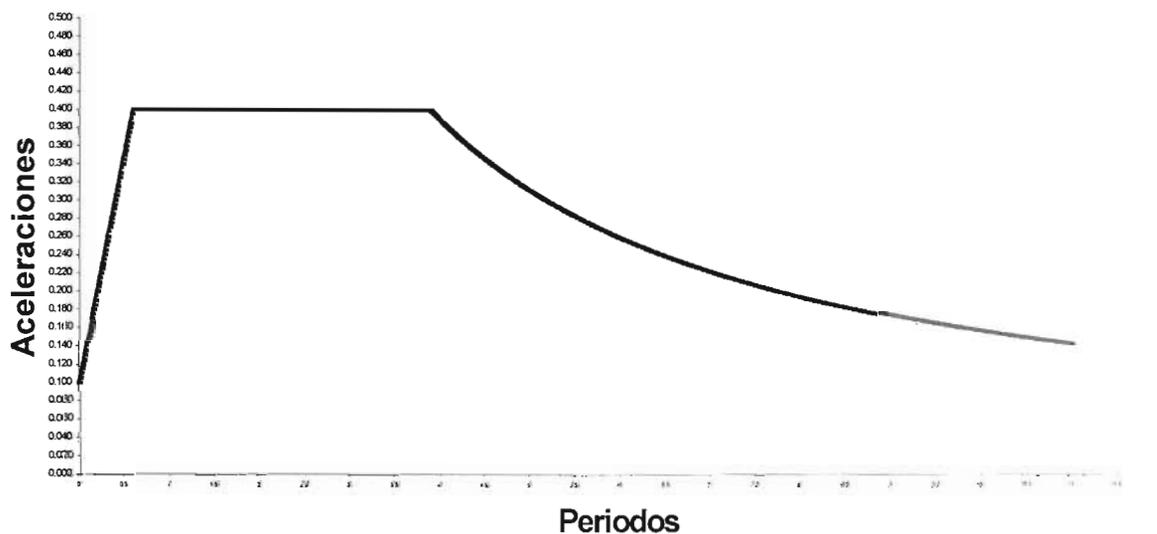


Fig 4.2 Espectro sísmico considerado para el análisis dinámico

4.4.1 Análisis ante peso propio

El peso propio de la construcción constituye una acción muy severa sobre esta estructura, mientras que las cargas vivas no son significativas y pueden despreciarse en el análisis. Este análisis se realizó bajo la hipótesis de que la estructura no hubiera sufrido hundimientos diferenciales. El tipo de apoyo que se le dio al modelo consistió en restringir los desplazamientos, en las tres direcciones, a todos los nudos que conforman la base.

Este tipo de idealización permite estudiar el comportamiento de la estructura en condiciones ideales de apoyo y de geometría. Es decir, permite conocer como se transmiten las cargas en la estructura, así como, su deformación.

4.4.1.1 Bajada de cargas

De manera preliminar, se ha efectuado un análisis de bajada de cargas de los tres niveles del edificio, para estimar el peso propio de la estructura. La geometría de elementos estructurales se basa en los planos de la tabla 4.1 y en levantamientos directos en el sitio. Para el tabique rojo recocido en muros se consideró un peso volumétrico de 1.5 t/m^3 , para los sistemas de entrepiso se utilizó un peso volumétrico de 1.42 t/m^3 , las columnas tienen un peso volumétrico de 2.00 t/m^3 , y las vigas recubiertas tienen un peso de 7.8 t/m^3 ; el peso de la superestructura resultó del orden de 2600.00 ton. Todo ello, con el propósito de hacer una comparación entre los resultados arrojados por un método manual (método simplificado anexo 3) y el programa en computadora SAP2000.

4.4.2 Análisis ante sismo

Para poder analizar la respuesta del inmueble ante un sismo, se necesitan conocer sus periodos y frecuencias naturales de vibración, y en particular el primero o fundamental ya que es la característica más importante para definir el comportamiento de la estructura ante temblores y es el que tiene mayor participación. La respuesta sísmica de la estructura depende tanto de las características de la excitación como de las propiedades dinámicas de la estructura, misma. En este análisis se evaluaron las frecuencias y formas modales de la construcción, así como los esfuerzos internos generados por las fuerzas de inercia producto de la aceleración del espectro sísmico generado a partir del Reglamento de Construcción del Distrito Federal. Además se consideró el análisis sísmico en la dirección norte-sur del edificio, siendo esta la más crítica para efectos de diseño, por la gran longitud que se tiene.

Clave	Concepto
LEV - 01	Planta baja
LEV - 02	Planta primer nivel
LEV - 04	Planta azotea
LEV - 05	Fachada principal
PA - 03	Planta segundo nivel
PA - 06	Corte longitudinal A A'
PA - 07	Corte longitudinal B B'
PA - 08	Corte transversal C C'
PA - 08	Corte transversal D D'
PA - 09	Corte transversal E E'
PA - 09	Corte transversal F F'

Tabla 4 - A Planos proporcionados por el Patrimonio cultural de la UNAM

Nivel	Nº de nodos	Nº de elementos sólidos
1	6499	2462
2	5955	2256
3	5433	2058
	17888	6776

Tablas 4 - B Características del modelo de elemento finito

Material	Peso volumétrico (kg/m ³)	Modulo de elasticidad (kg/cm ²)	Relación de poisson
Tabique rojo recocido	1500	12000.00	0.20
Vigas de acero recubiertas	7833	2000000.00	0.30
Cantera	2000	41000.00	0.15
Mampostería	1422	56291.60	0.30

Tabla 4 - C Propiedades mecánicas de los materiales

Sección	G_R	G_E	A_R	A_E	IE_R	IE_E	IE_R / IE_E
Bóveda catalana			35.8	35.8	$2.15 E^{10}$	$2.15 E^{10}$	1.00
Vigas recubiertas			1.52	9.18	$5.16 E^{10}$	$5.16 E^{10}$	1.00

Tabla4 - D Secciones equivalentes de las losas del edificio

G_R = Geometría real
 G_E = Geometría equivalente
 A_R = Área real (cm²)
 A_E = Área equivalente (cm²)
 IE_R = Producto Inercia-Módulo de elasticidad real (kg - cm²)
 IE_E = Producto Inercia-Módulo de elasticidad equivalente (kg - cm²)
 IE_R / IE_E = Relación entre productos

5. RESULTADOS

5.1 Generalidades

A continuación se analizan los resultados obtenidos del análisis estructural, para ello dichos resultados se han dividido en tres partes:

- 1) Revisión de los desplazamientos.
- 2) Evaluación de los esfuerzos, obtenidos del análisis por peso propio.
- 3) Evaluación de esfuerzos obtenidos por el análisis sísmico.

Las figuras 5.1 - 5.13 muestran diversas vistas de las deformaciones que sufre la estructura ante el análisis por peso propio, asumiendo que la base se encuentra desplazada sobre una superficie horizontal.

Con línea punteada se indica la geometría original del modelo, como referencia para destacar las deformaciones. En las tablas que aparecen en las mismas figuras se

presentan los valores numéricos de los desplazamientos de nodos típicos del modelo referidos al sistema global. De la figura 5.14 a la figura 5.27 se muestran los esfuerzos obtenidos del análisis sísmico con valores numéricos de los mismos, tanto en muros de mampostería como en columnas.

Para el modelo se muestra las intensidades de los esfuerzos normales en la dirección del eje z del sistema de referencia global. Las unidades de las escalas de los esfuerzos que se indican son Kg/cm². Los esfuerzos axiales positivos son de tensión y los negativos son de compresión.

5.2 Análisis ante peso propio

5.2.1 Deformaciones

En la figura 5.1 se muestra la deformación de la fachada principal, en ellos puede observarse que los puntos B y C son los que mayor desplazamiento experimentan; aún los desplazamientos axiales alcanzan valores de 0.35 cm en la dirección vertical y, en el plano horizontal los desplazamientos no exceden de 0.045 cm.

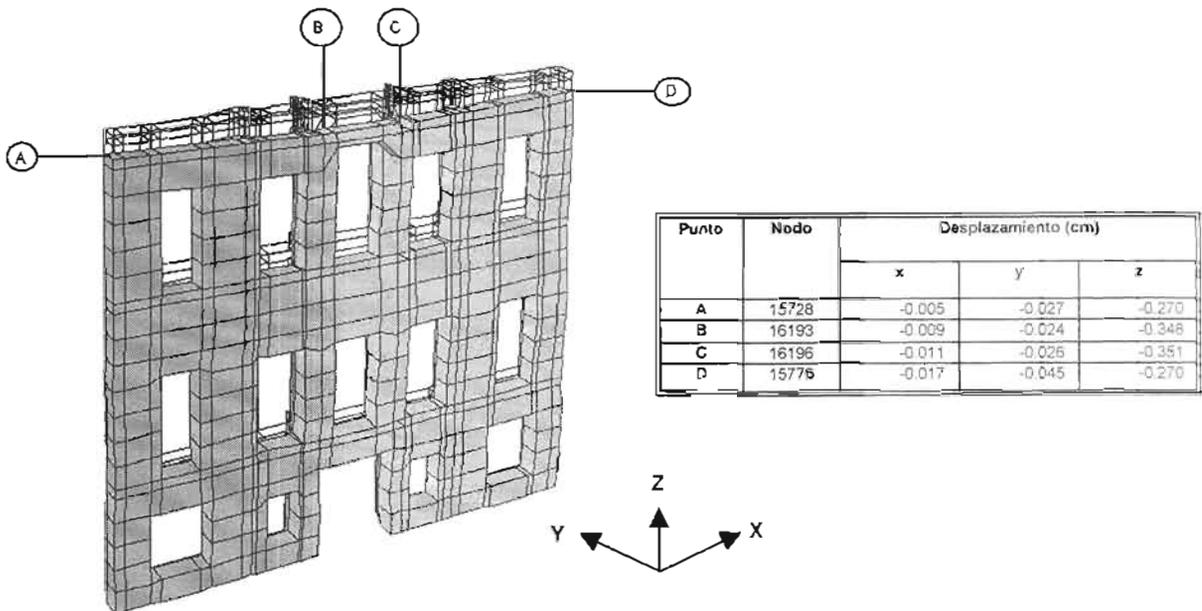


Fig 5.1 Deformaciones en la fachada del edificio

En la figura 5.2, se muestran los puntos, I, J y K del muro colindante del lado este, que presentan desplazamientos en la dirección vertical de 0.27 cm, y en la dirección horizontal de 0.045 cm.

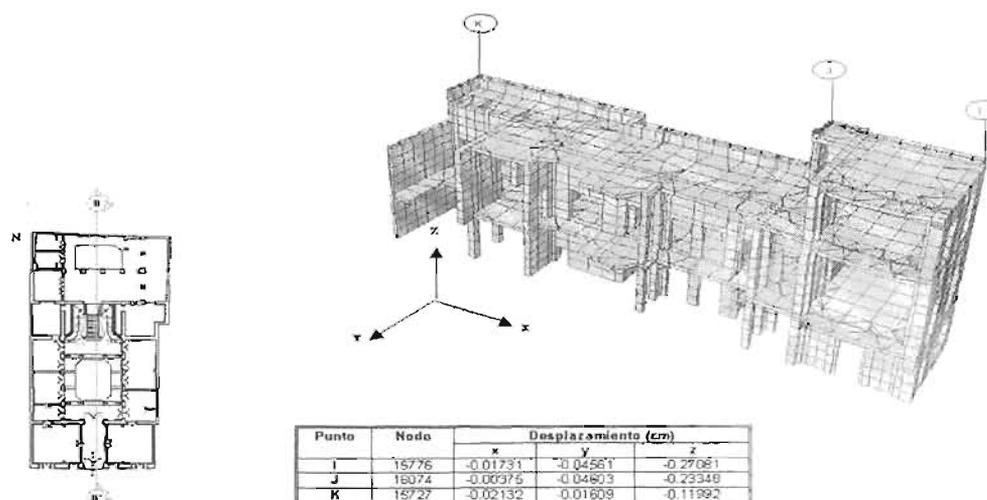


Fig 5.2 Deformaciones en el muro de la colindancia oriente

La figura 5.3 corresponde al muro de colindancia del lado poniente, donde se puede observar que los puntos M, L y K son los que mayores desplazamientos experimentan, con valores del orden de 0.27 cm en la dirección vertical y en la dirección horizontal los valores son menores a 0.027 cm.

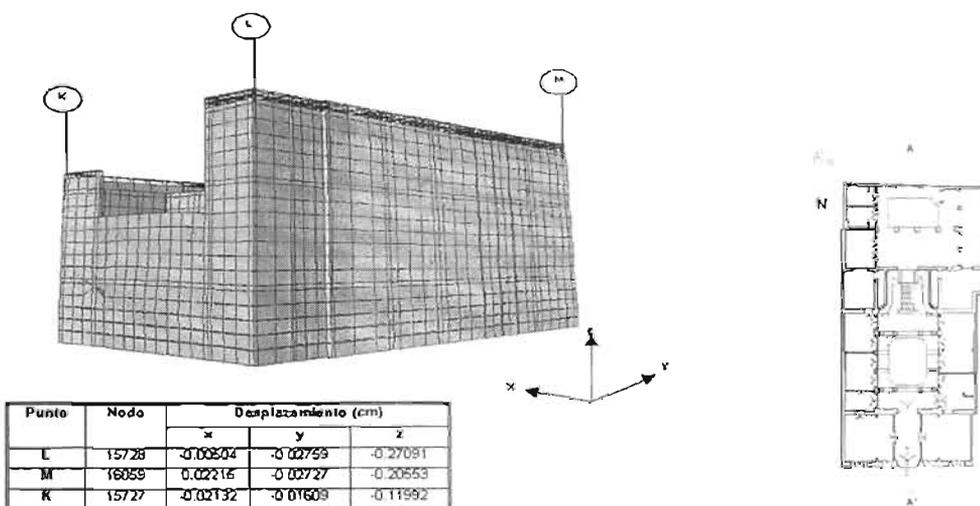


Fig 5.3 Deformaciones en la parte poniente del edificio

En la figura 5.4 se observan los puntos E, F, G y H ubicados en las columnas centrales del edificio, estos presenta los mayores desplazamientos en la dirección vertical de 0.25 cm y para la dirección horizontal de 0.02 cm.

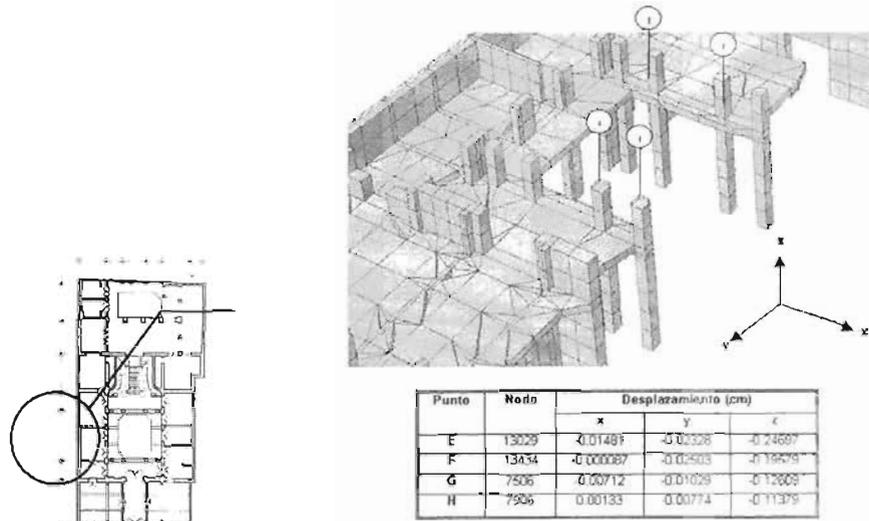


Fig 5.4 Desplazamientos presentados en las columnas de la planta baja

Además la figura 5.5 nos muestra dos cortes longitudinales donde observamos desplazamientos en la losa del edificio, los puntos N, O, P, Q, R, S, T, U Y V son los que mayor desplazamiento experimentan, estos valores en la dirección vertical no exceden de 0.50 cm y en la dirección horizontal no son mayores de 0.06 cm.

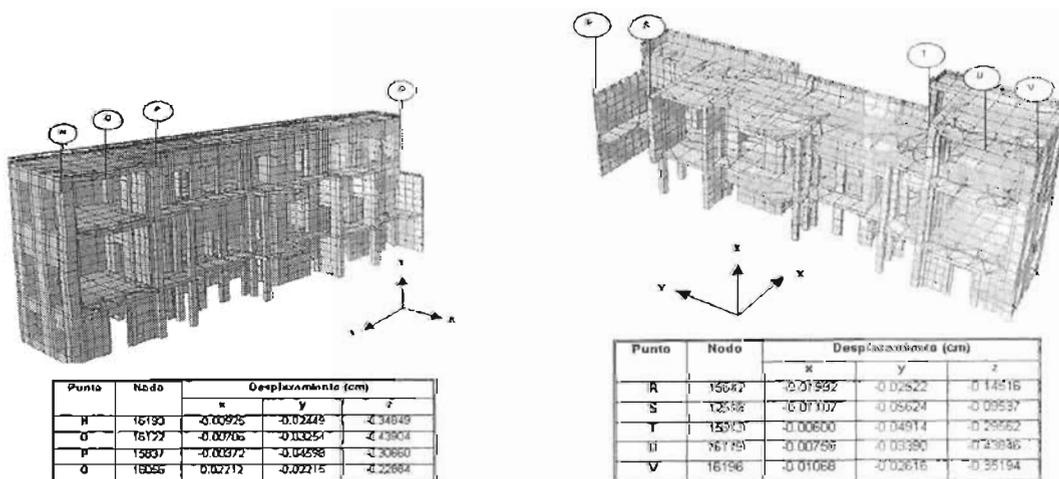


Fig 5.5 Desplazamientos interiores del edificio

En general, la mayoría de las deformaciones son mínimas por consiguiente estas no han causado daños estructurales al edificio.

5.2.2 Esfuerzos normales

Esfuerzos en la fachada del edificio

La figura 5.6 nos muestra los esfuerzos que se presentan en la fachada del edificio, varían gradualmente en su dirección vertical, en la parte superior del modelo que corresponde al segundo nivel del edificio, presenta esfuerzos de tensión no mayores a 0.70 kg/cm^2 , y en la parte inferior el modelo tiene esfuerzos a compresión que no exceden valores de 5 kg/cm^2 ; en los marcos de ventanas y puertas del primer nivel la parte inferior de estos presentan esfuerzos a tensión del orden de 1 kg/cm^2 . Los esfuerzos cortantes que presenta la fachada también son graduales en la dirección vertical y estos no exceden valores de 6 kg/cm^2 .

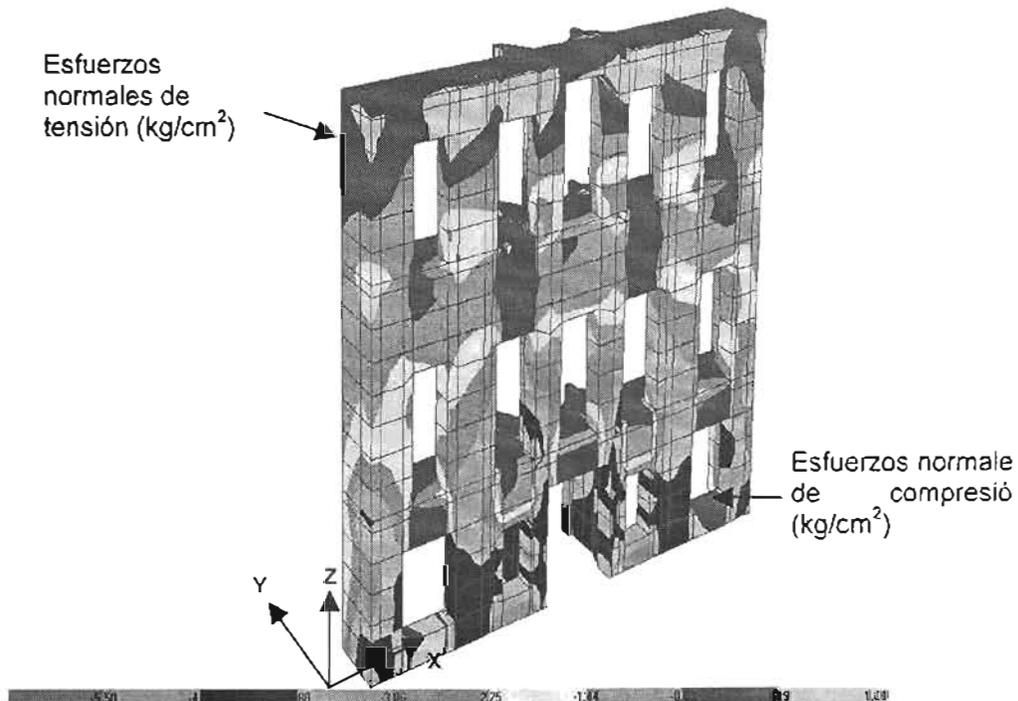


Fig 5.6 Esfuerzos normales máximos y mínimos en la fachada del edificio (Kg/cm^2)

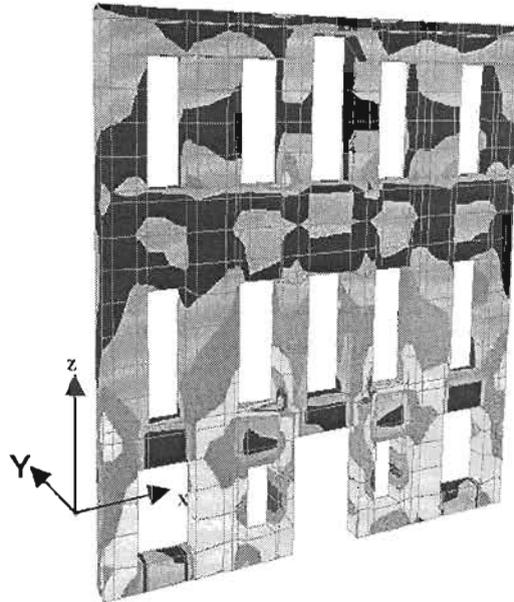


Fig 5.6a Esfuerzos cortantes en la fachada del edificio (Kg/cm²)

Esfuerzos en muros

En la figura 5.7 muestra la distribución de esfuerzos en dirección vertical de los muros en la parte poniente del edificio. Esta distribución manifiesta la variación que experimentan los muros para contrarrestar los esfuerzos inducidos por peso propio en sus tres niveles, presentándose en la esquina sur-poniente de la planta baja el valor a compresión de 6 kg/cm² y en la parte superior del edificio los valores a tensión que no rebasan 1 Kg/cm², el máximo se encuentra en la esquina superior del aula magna y este se ocasiona principalmente por el peso de la bóveda que se apoya en él.

Los esfuerzos cortantes tienen una distribución gradual en la misma dirección vertical, presentándose el mayor, en la esquina sur-poniente con valor de 5 Kg/cm².

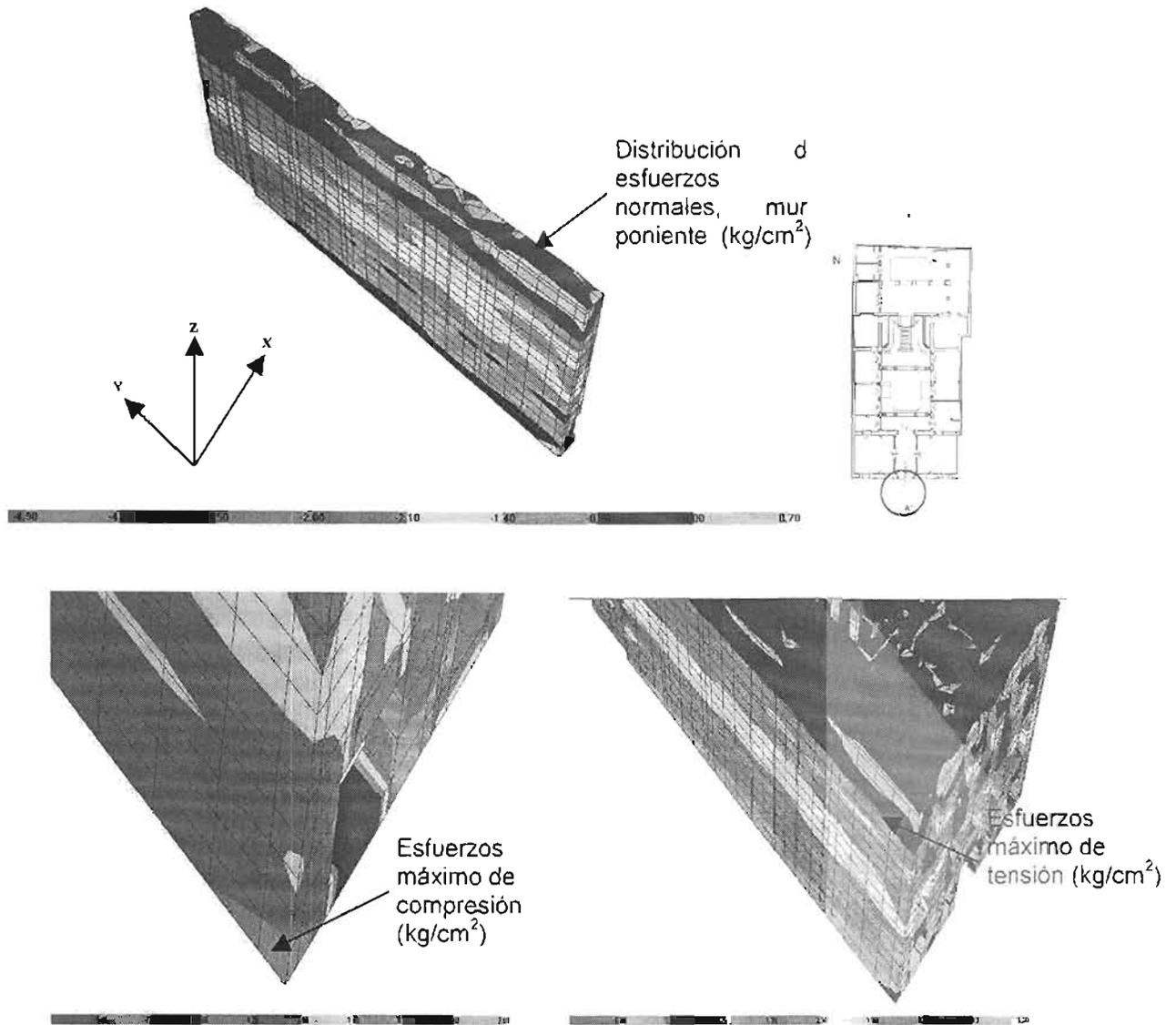


Fig 5.7 Relación de esfuerzos máximos y mínimos sobre el eje Z en la colindancia poniente (Kg/cm²)

En la figura 5.8 se muestra la distribución de esfuerzos en la dirección vertical del muro de la colindancia del lado oriente, este muro presenta un comportamiento muy similar al del lado poniente, ya que su distribución de esfuerzos es gradual en la dirección vertical y se presentan en la esquina sur de la planta baja valores a compresión de 6 kg/cm² y en la parte superior del edificio los valores a tensión que no rebasan 1 Kg/cm². En la figura se observa que los esfuerzos a compresión de la parte sur del edificio son mayores, ya que ahí existe una mayor concentración de carga debida a la existencia del auditorio del segundo nivel.

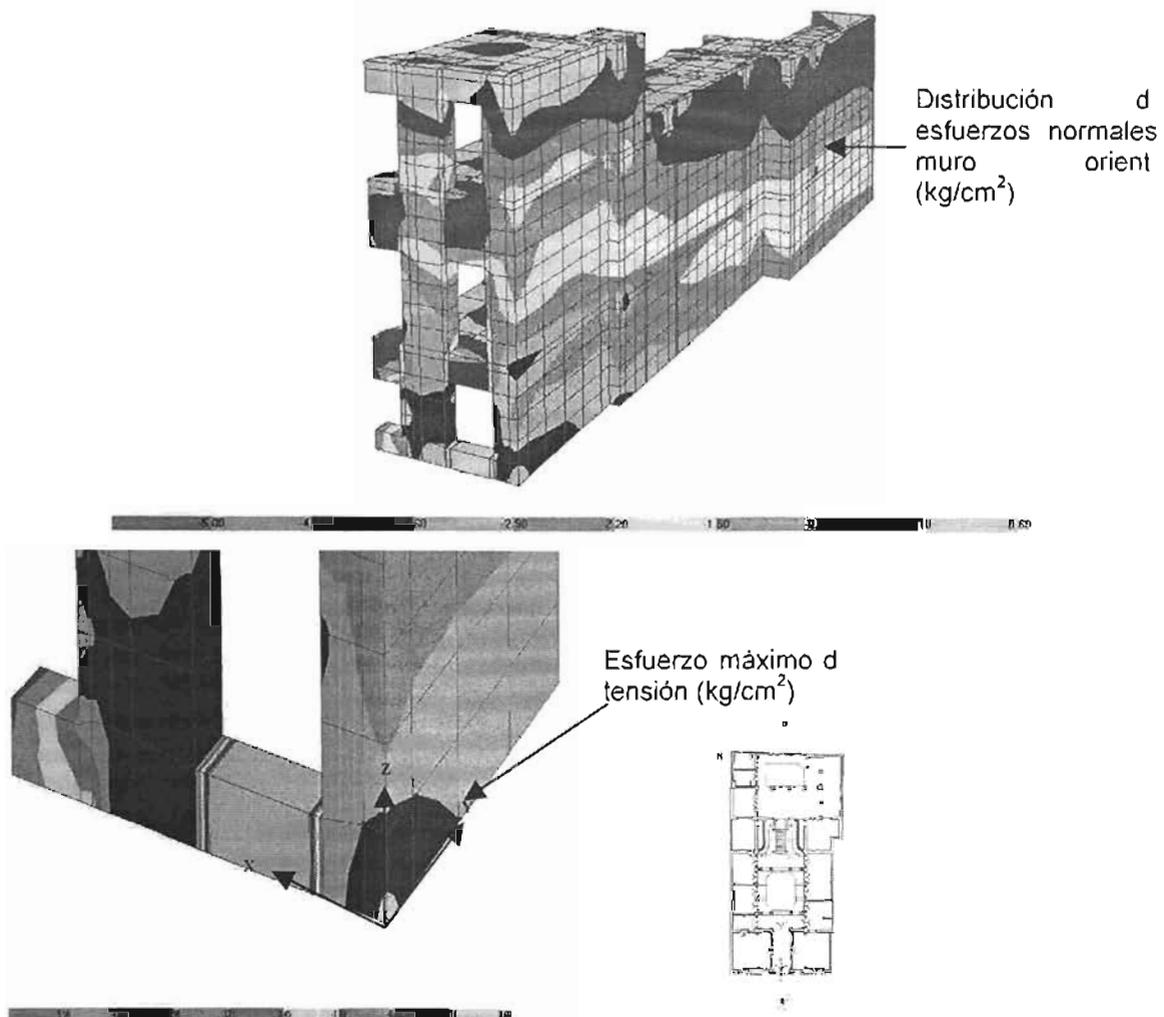


Fig 5.8 Esfuerzo normal en la parte oriente del edificio

La figura 5.9 nos muestran los muros interiores donde se presentan esfuerzos a compresión en la dirección vertical con valores de 4 kg/cm^2 , solo en los muros cercanos a la fachada del edificio presentan esfuerzos a la compresión de 5 kg/cm^2 . Los esfuerzos a tensión que se presentan son del orden de 0.35 kg/cm^2 principalmente en los marcos de ventanas y puertas. Los esfuerzos cortantes en los muros interiores tienen valores de 7 Kg/cm^2 , en algunas partes de los muros de la parte sur del edificio.

Como se sabe la mampostería alcanza una resistencia a la compresión de 20 kg/cm^2 , de acuerdo con los valores obtenidos en nuestro modelo los cuales son

inferiores al esfuerzo resistente de la mampostería el edificio no presenta problemas estructurales por el peso propio.

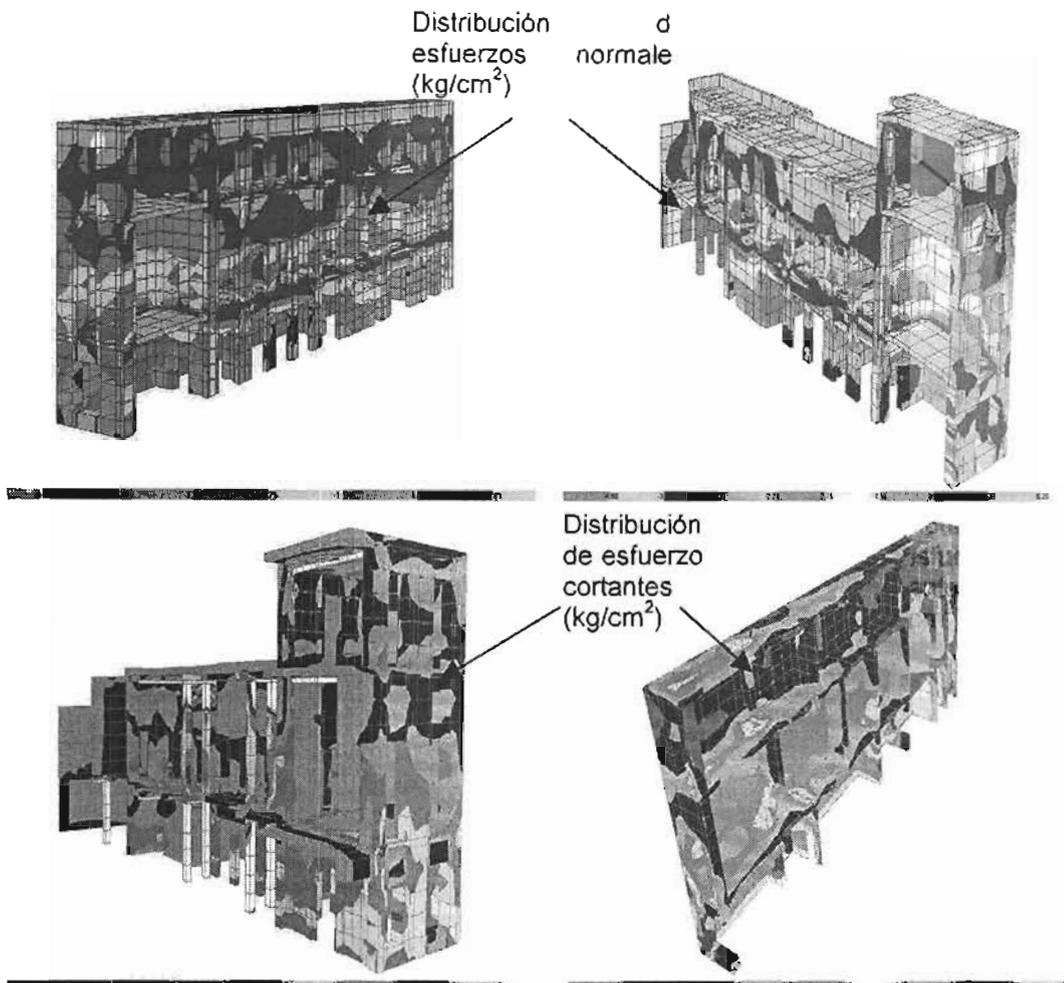


Fig 5.9 Relación de esfuerzos normales y cortantes respectivamente en los muros interiores

Esfuerzos en columnas

En la figura 5.10 se presentan los esfuerzos normales y cortantes de las columnas de la parte poniente, en ellas podemos observar que la columna del eje D es la que mayor esfuerzo experimenta; en ella los esfuerzos a la compresión alcanzan valores de $14 \text{ kg}/\text{cm}^2$ en la dirección vertical y los valores de tensión son casi nulos pues estos no llegan al $0.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ en la misma dirección. El esfuerzo cortante mayor, se presenta en la columna del eje C con valor de $18 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ en la dirección vertical.

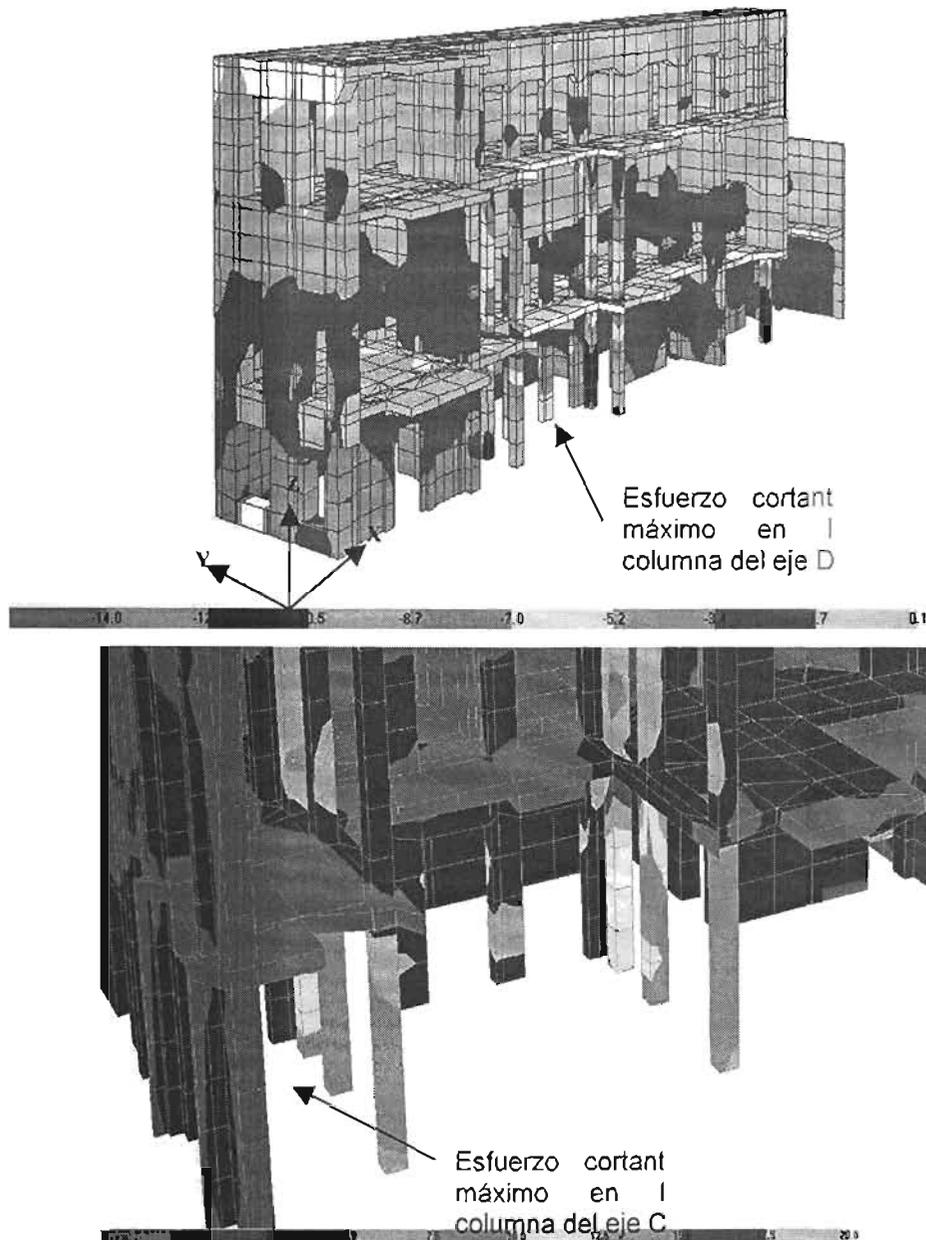


Fig 5.10 Valores de esfuerzos normales y cortantes en las columnas del patio principal (Kg/cm^2)

En zona del entrepiso existe una concentración de esfuerzos, que altera la variación gradual de los mismos, seguramente debidos a la acción que se produce por la unión de columnas y losas.

En la figura 5.11 y 5.12 se observan los esfuerzos normales y cortantes de las columnas de la parte oriente, en ellas se observa que los valores presentados son más pequeños que los de las columnas del lado poniente pues estas no exceden esfuerzos a la compresión mayores a 10 kg/cm^2 , solo las columnas del patio posterior alcanzan esfuerzos de 12 kg/cm^2 a la compresión en su dirección vertical y los valores de tensión son casi nulos pues estos no llegan al 0.1 kg/cm^2 en esa misma dirección y se presentan principalmente en las columnas del primer nivel. El esfuerzo cortante mayor, se presenta en la parte superior de las columnas del patio posterior con valores alrededor de 14 Kg/cm^2 en la dirección vertical.

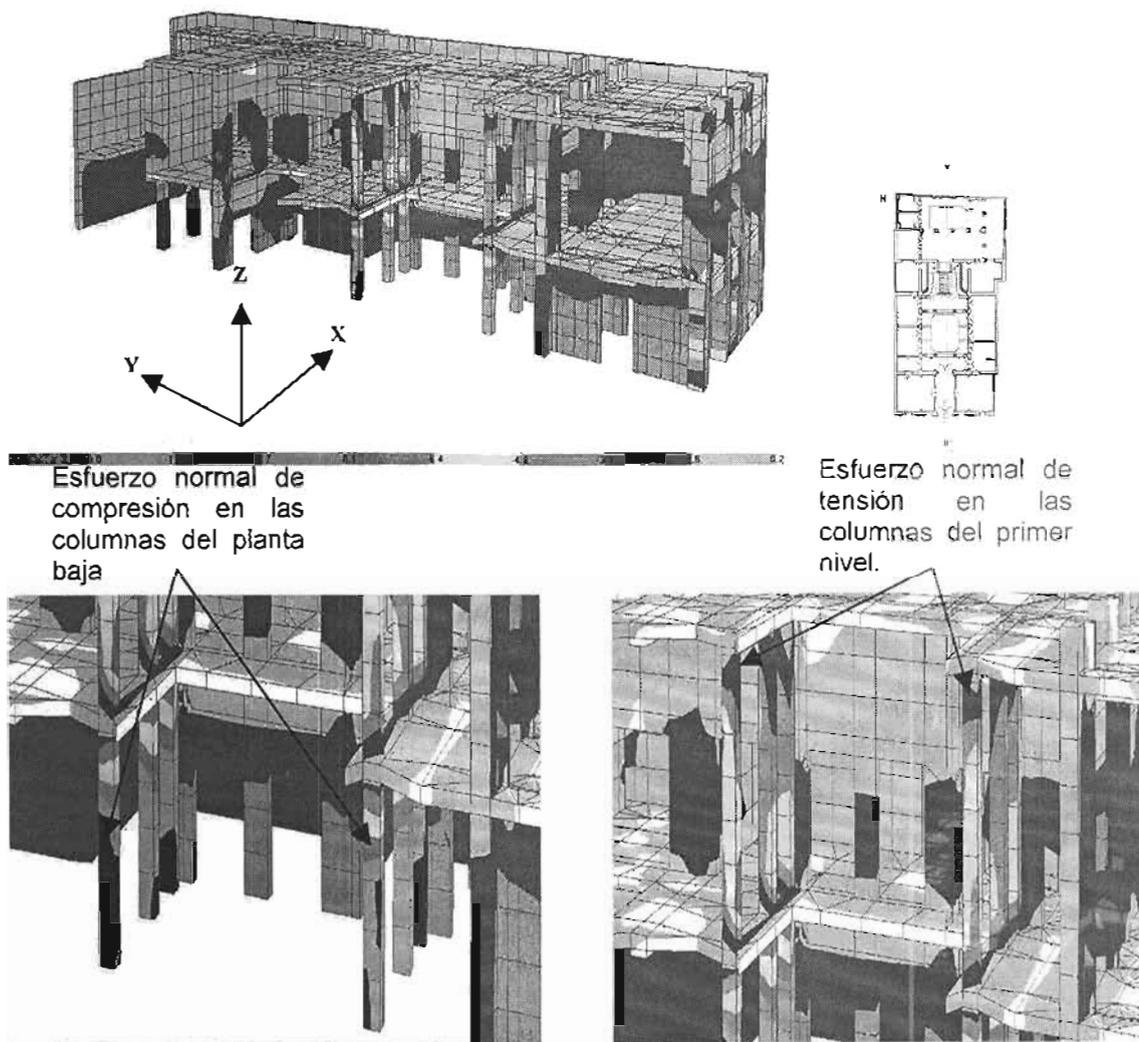


Fig 5.11 Distribución de esfuerzos normales en las columnas principales (lado oriente, Kg/cm^2)

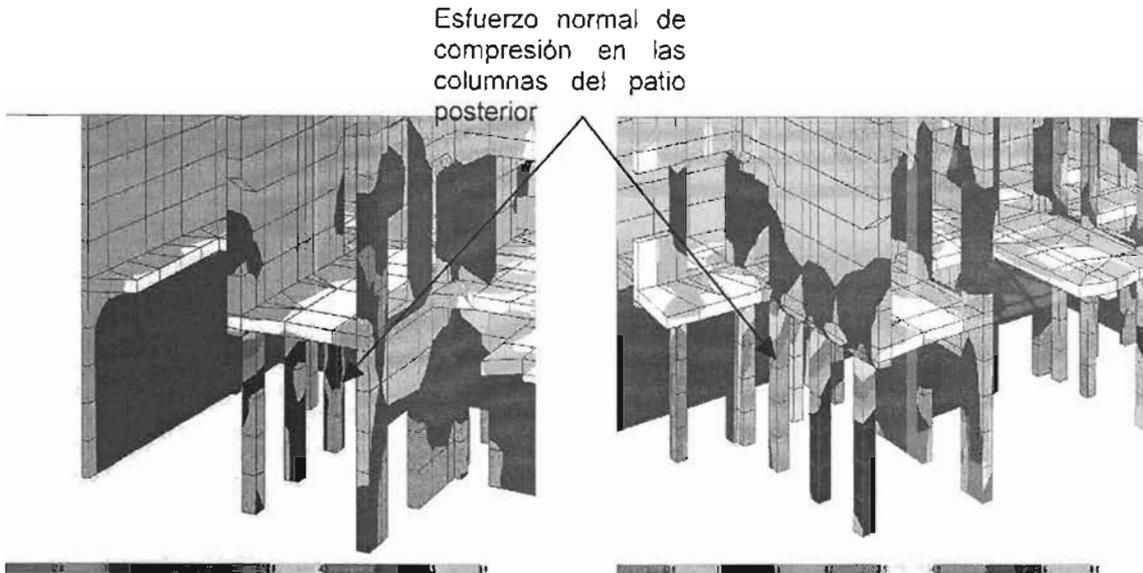


Fig 5.11a Distribución de esfuerzos normales en las columnas del patio posterior (lado oriente Kg/cm^2)

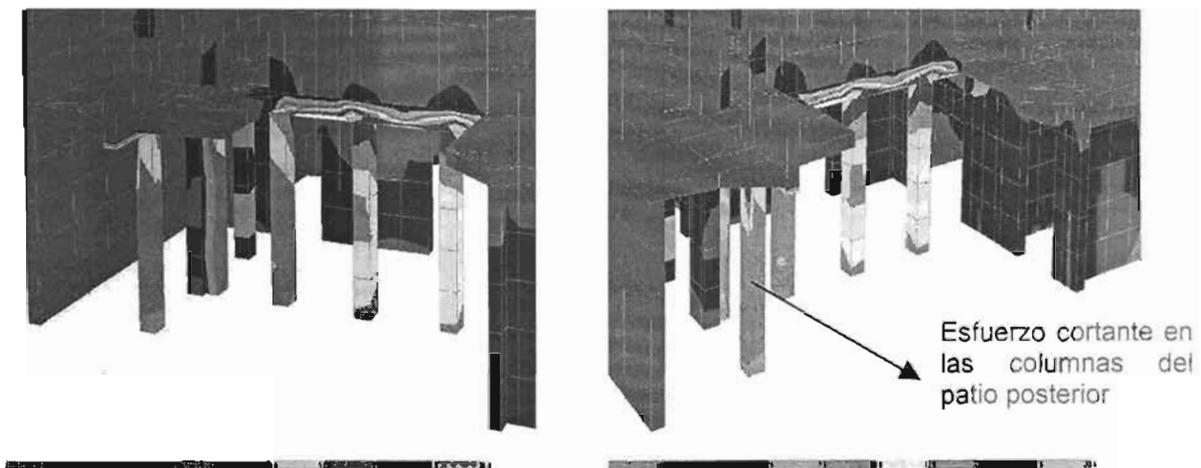


Fig 5.12 Esfuerzos cortantes en las columnas del patio posterior (kg/cm^2)

Esfuerzos en losas de entepiso

Debido a que en el modelo se utilizaron secciones equivalentes para representar a las bóvedas de los entepisos, los valores de los esfuerzos obtenidos pertenecen al esfuerzo que se presenta en la mampostería, sin embargo para conocer el esfuerzo que existe en los perfiles de acero el resultado obtenido del esfuerzo se deberá multiplicar por el factor de equivalencia n (E_1/E_2), en este caso el factor de equivalencia es igual a 70.

En la figura 5.13 observamos que al centro de los claros de cada losa de entrepiso es donde se experimentan los esfuerzos de mayor valor, estos son de 0.5 kg/cm^2 para la mampostería y 35 kg/cm^2 para los perfiles de acero; en los claros de la escalera principal y el vestíbulo se alcanzan esfuerzos de 1.20 kg/cm^2 en la dirección vertical para la mampostería y de 84 kg/cm^2 para las vigas. En las uniones de las losas con los muros se presentan esfuerzos de compresión pequeños, que no exceden de los 1.25 kg/cm^2 y de 88 kg/cm^2 respectivamente.

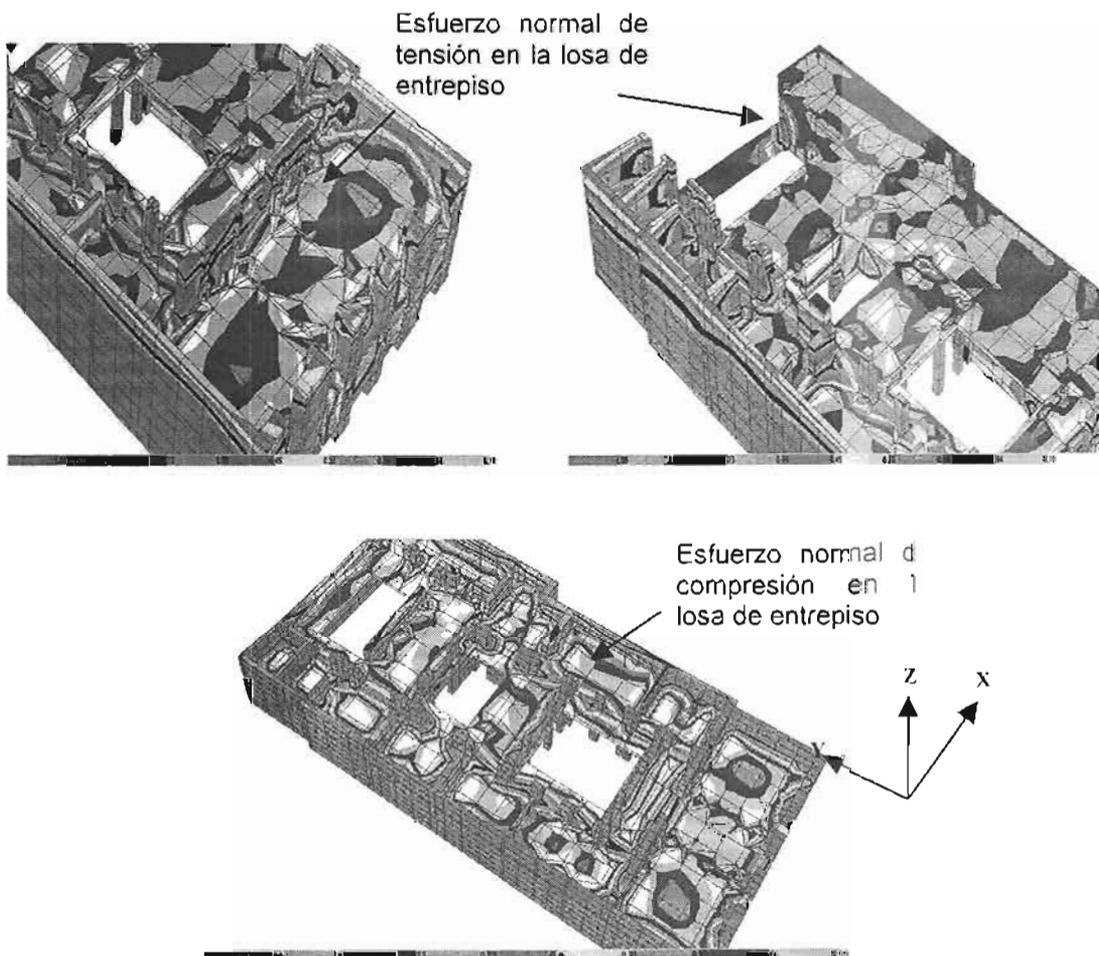


Fig 5.13 Esfuerzos normales en el sistema de entrepiso en la dirección vertical (Kg/cm^2)

5.3 Análisis sísmico

De todos los fenómenos naturales, los sismos son los mayores destructores de edificios históricos. Las huellas que dejan los sismos son evidentes en las

construcciones antiguas, sobre todo las construidas a base de mampostería. El estudio estructural de su comportamiento ante estos fenómenos es un factor importante para la evaluación de su seguridad estructural.

En un sismo la base del edificio que está fija al suelo, tiende a seguir el movimiento del terreno, mientras que, la masa del edificio se opone a ser desplazada y a seguir el movimiento de la base. Por tanto se generan sobre la estructura fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la construcción. La cuantificación de dichas fuerzas y la respuesta de la estructura ante ellas es motivo del siguiente análisis, el cual influye de forma determinante debido a las características del material que la componen. En las figuras 5.14 a 5.16 aparece la configuración deformada de la estructura; en las figuras 5.17 – 5.22 se presentan los esfuerzos normales.

5.3.1 Deformaciones por sismo.

En la figura 5.14 se muestra la deformación de la fachada principal, en ella se puede observar que los puntos A y D que corresponden a las esquinas del edificio son las que mayor desplazamiento experimentan; los desplazamientos axiales alcanzan valores de 0.16 cm en la dirección vertical y en el plano horizontal los desplazamientos no exceden de 0.06 cm.

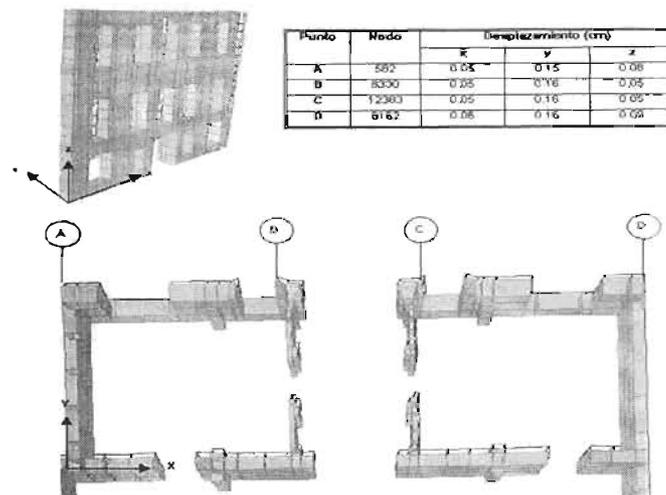
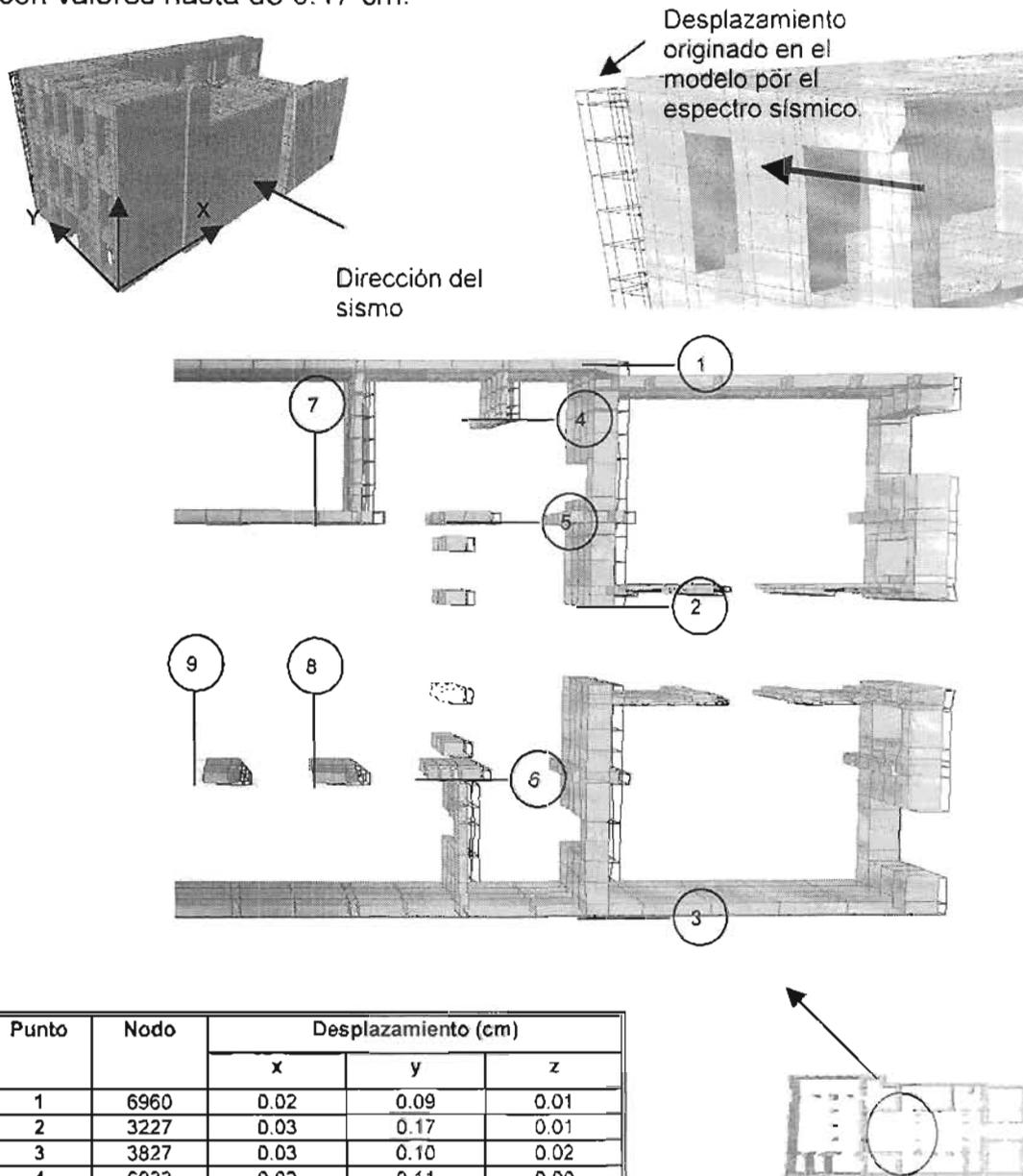


Fig 5.14 – Desplazamientos obtenidos en la fachada por el análisis sísmico

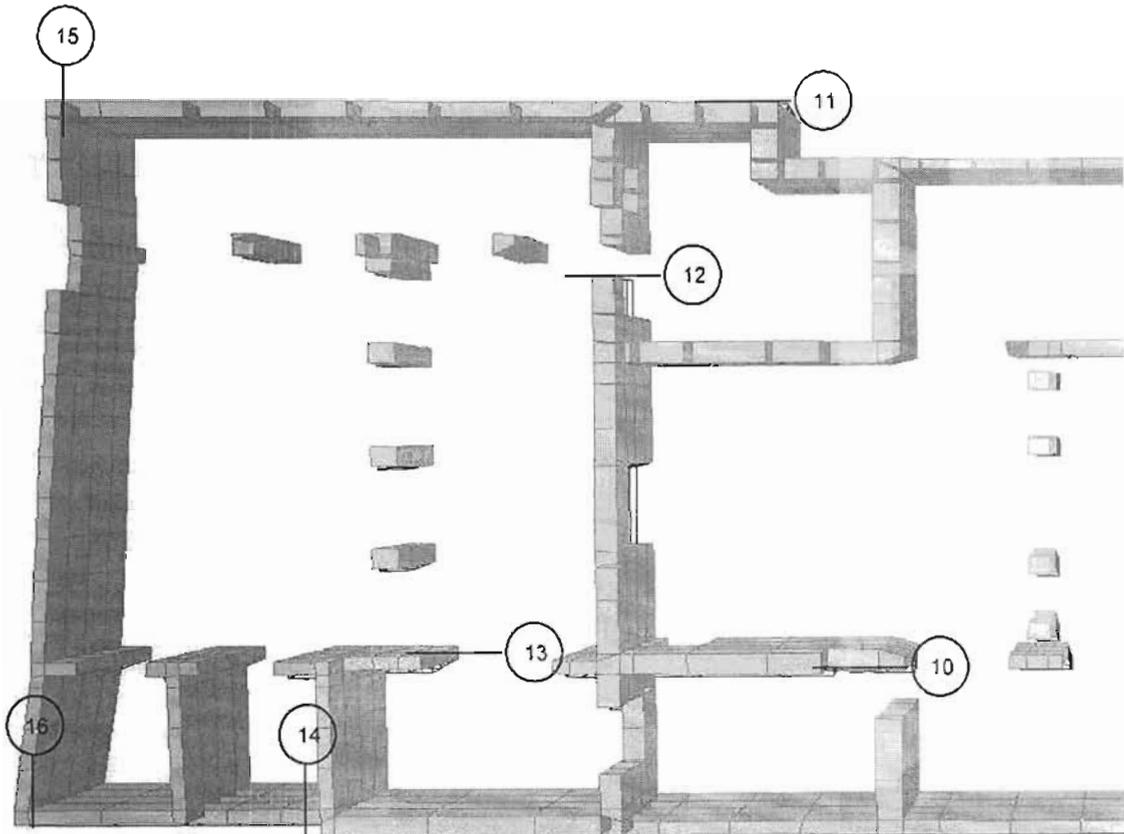
La figura 5.15 corresponde a los desplazamientos de los muros colindantes y de muros interiores, se observa que en el sentido vertical los puntos 3 y 6 sufren un mayor desplazamiento, aún así, estos no son mayores a 0.02 cm y en el sentido horizontal los puntos 2, 8 y 9 son los que mayores desplazamientos experimentan con valores hasta de 0.17 cm.



Punto	Nodo	Desplazamiento (cm)		
		x	y	z
1	6960	0.02	0.09	0.01
2	3227	0.03	0.17	0.01
3	3827	0.03	0.10	0.02
4	6933	0.02	0.11	0.00
5	6863	0.02	0.11	0.00
6	4920	0.02	0.10	0.02
7	6781	0.01	0.12	0.00
8	5072	0.02	0.13	0.00
9	5112	0.02	0.13	0.01

Fig 5.15 Desplazamientos en los muros del patio principal por el análisis sísmico cm

La figura 5.16 muestra los desplazamientos de los muros colindantes e interiores del patio posterior, se observa que en el sentido vertical los puntos 15 y 16 sufren un mayor desplazamiento, aún así, estos no exceden de los 0.07 cm y en el sentido horizontal los puntos 10, 12 y 14 son los que mayores desplazamientos experimentan con valores del orden de 0.12 cm.



Punto	Nodo	Desplazamiento (cm)		
		x	y	z
10	5172	0.02	0.12	0.01
11	6410	0.02	0.09	0.02
12	6253	0.03	0.11	0.01
13	5576	0.04	0.09	0.03
14	6254	0.03	0.10	0.03
15	7157	0.04	0.09	0.06
16	7286	0.03	0.10	0.07

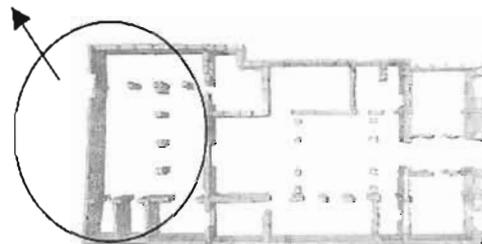


Fig 5.16 Desplazamientos en los muros del patio posterior por el análisis sísmico cm.

En la figura 5.17 se muestran las columnas del patio principal, donde se observa que todas las columnas tienen un comportamiento similar, ya que en el plano vertical los desplazamientos axiales tienen valores de 0.01 y en el plano horizontal los desplazamientos no exceden de 0.08 cm.

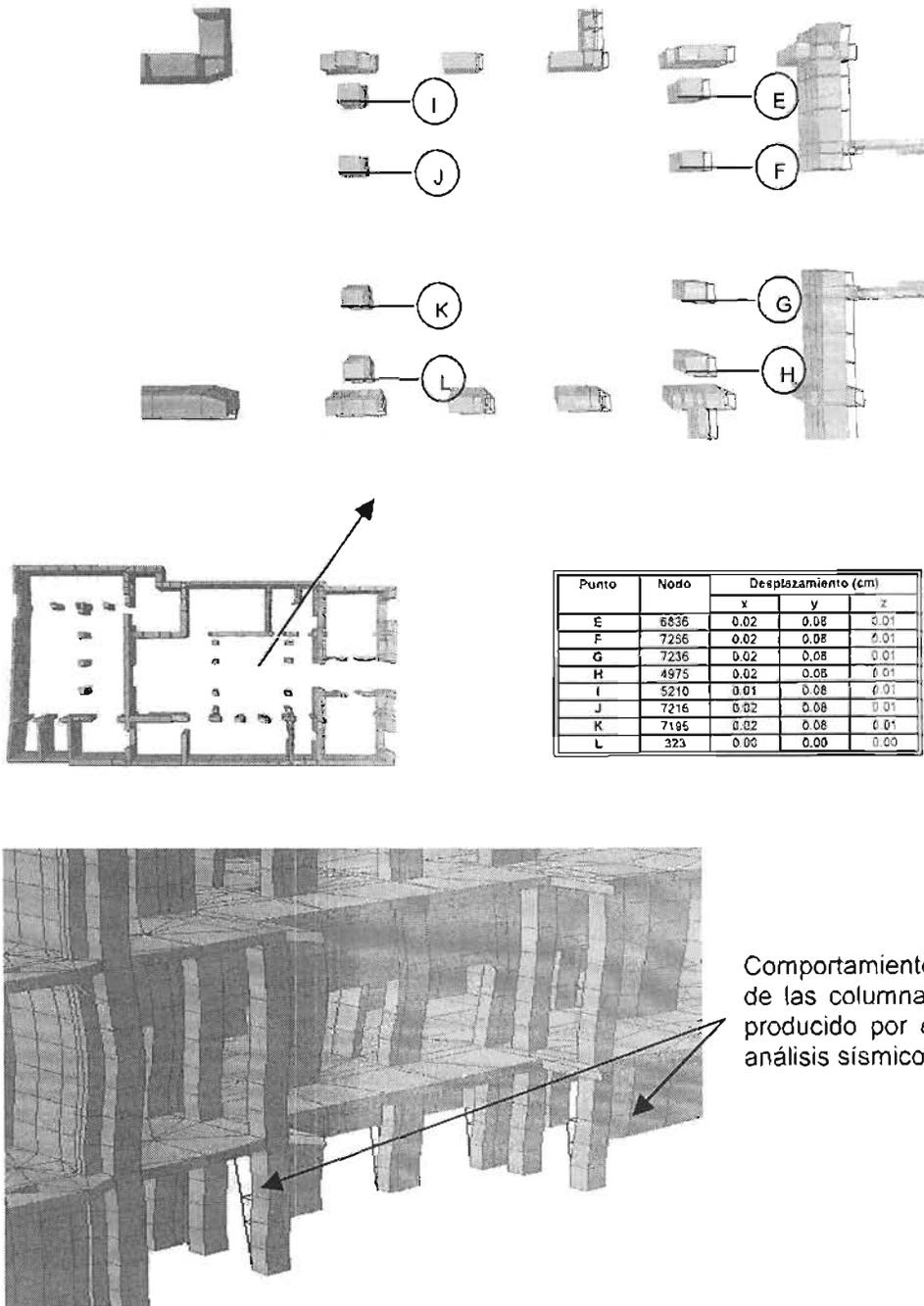


Fig 5.17 Desplazamientos ocasionado en el análisis sísmico a columnas del patio principal

La figura 5.18 corresponde a las columnas del patio posterior, donde se observa que las columnas O y P son las que mayor desplazamiento experimentan; aún los desplazamientos axiales tienen valores de 0.03 en la dirección vertical y en el plano horizontal los desplazamientos no exceden de 0.09 cm.

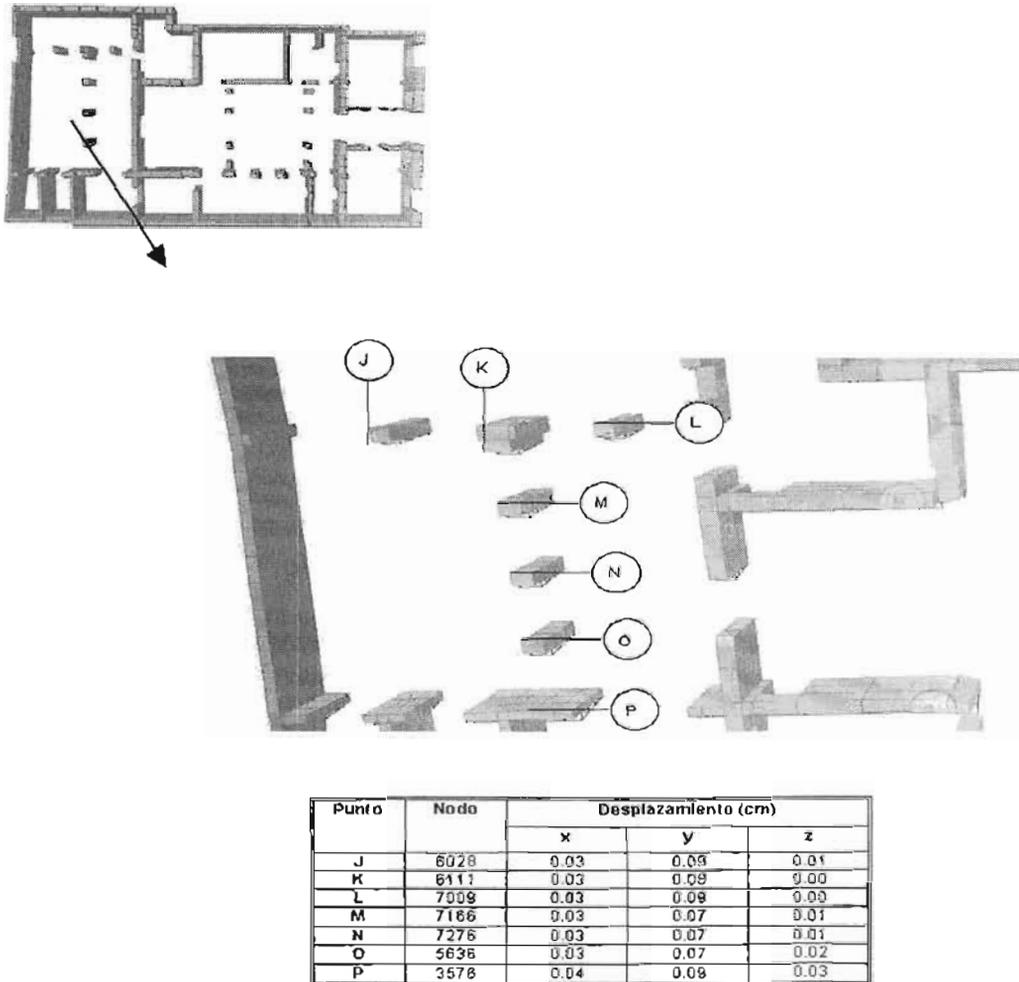


Fig 5.18 Desplazamientos ocasionado en el análisis sísmico a columnas del patio posterior.

En general, la mayoría de las deformaciones son pequeñas y no se aprecian desplazamientos relativos que pudieran suponer la separación de los muros en la estructura.

5.3.2 Esfuerzos por sismo.

Esfuerzos en la fachada

La figura 5.19 nos muestra los esfuerzos que se presentan en la fachada del edificio, varían gradualmente en la dirección vertical, los esfuerzos de compresión son casi nulos, y los esfuerzos de tensión no exceden de los 2 kg/cm^2 en la dirección horizontal. En los marcos de las ventanas los esfuerzos de tensión no son mayores de los 0.75 kg/cm^2 .

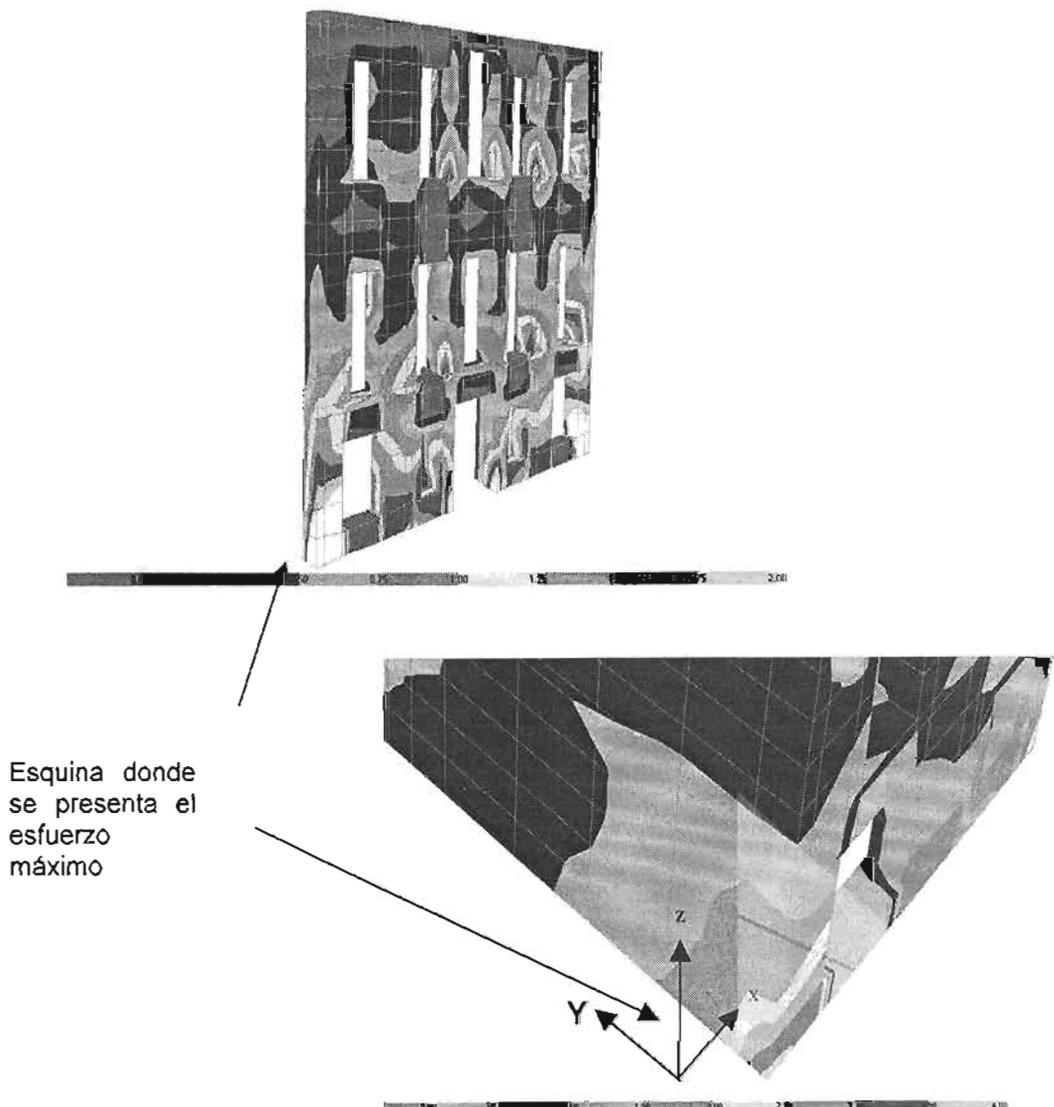


Fig 5.19 Esfuerzos normales en la fachada por el análisis sísmico

Esfuerzos en muros

En la figura 5.20 se observan los esfuerzos normales en el plano horizontal, los muros de colindancia experimentan esfuerzos con magnitudes de 4 Kg/cm^2 y los muros interiores muestran concentración de esfuerzos similar pues estos no exceden de los 3 Kg/cm^2 .

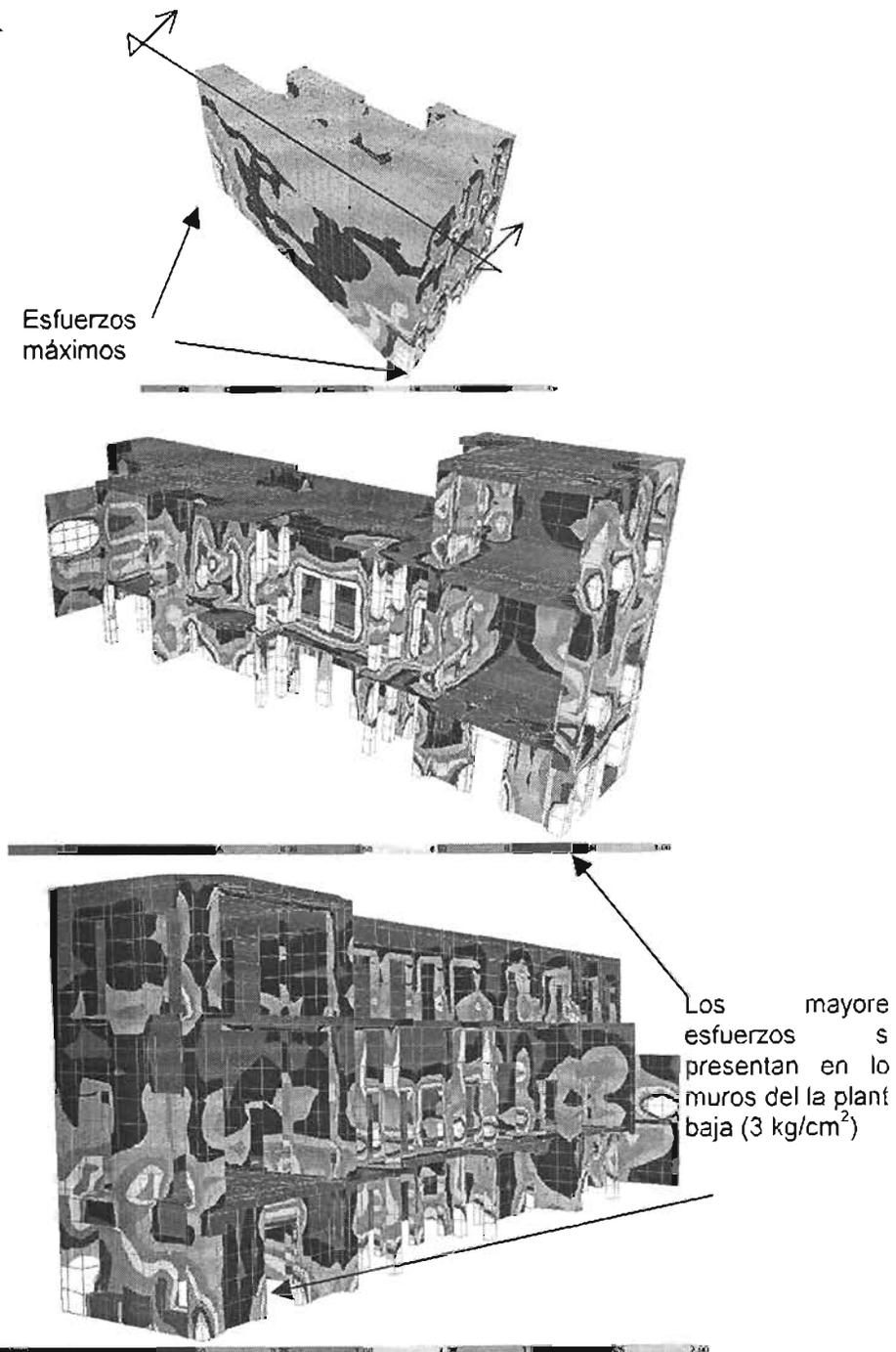


Fig 5.20 Esfuerzos normales en muros en el análisis sísmico

Esfuerzos en las columnas

En la figura 5.21, se presentan los esfuerzos normales de tensión en las columnas del patio principal, en ellas se puede observar que las columnas del eje C son las que mayor esfuerzo experimentan; dichos esfuerzos alcanzan valores no mayores a los 5 kg/cm^2 en la dirección horizontal.

En zona de los entrepiso existe una concentración de esfuerzos, que altera la variación gradual de los mismos, esto se debe a la acción que se produce por la unión de columnas y losas.

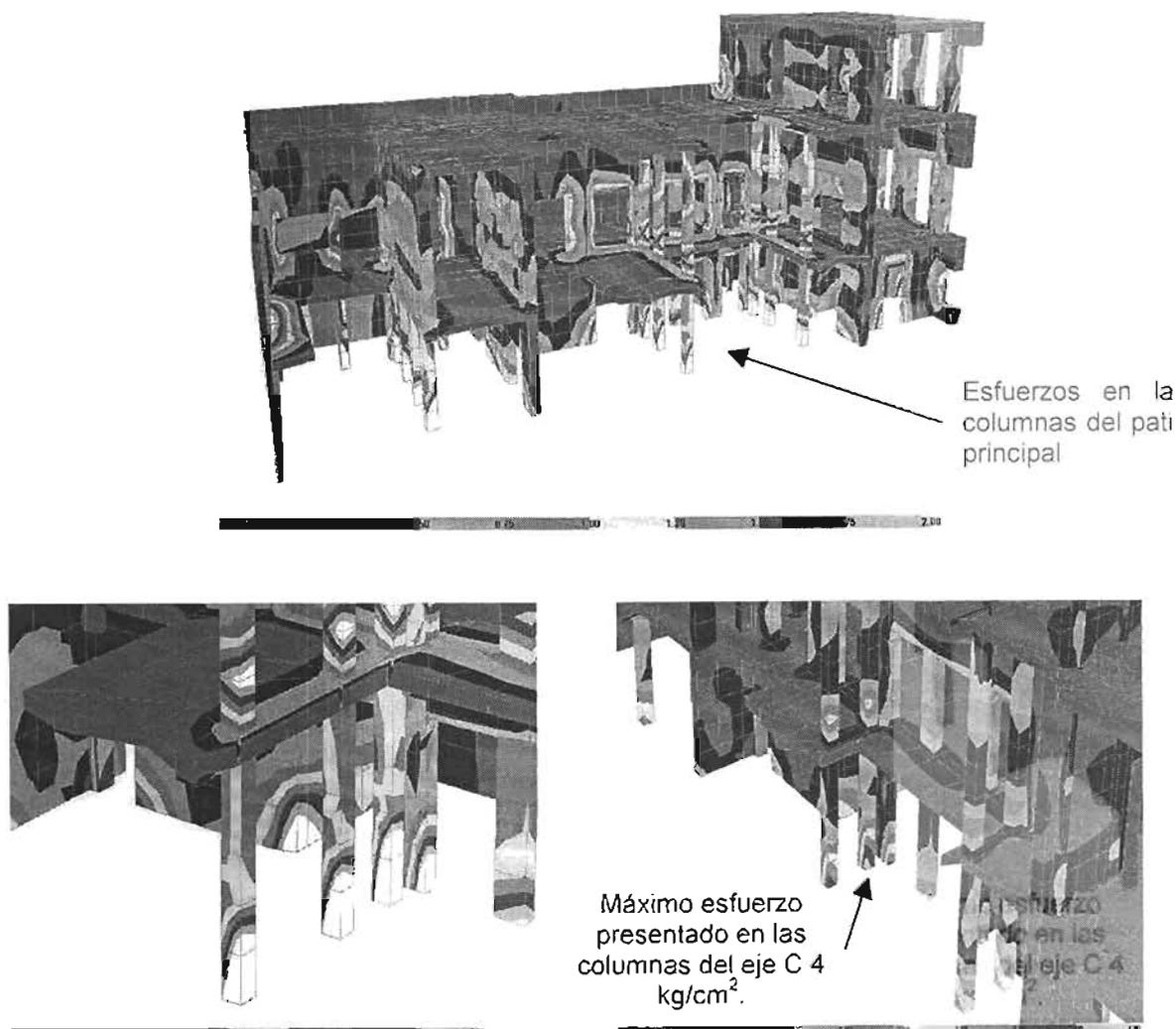


Fig. 5.21 – Esfuerzos normales en las columnas principales, análisis sísmico

Las columnas del patio posterior, presentan valores similares a las de las columnas del patio principal, solo en la columna del eje 5, el valor que muestra no excede de los 6 Kg/cm².

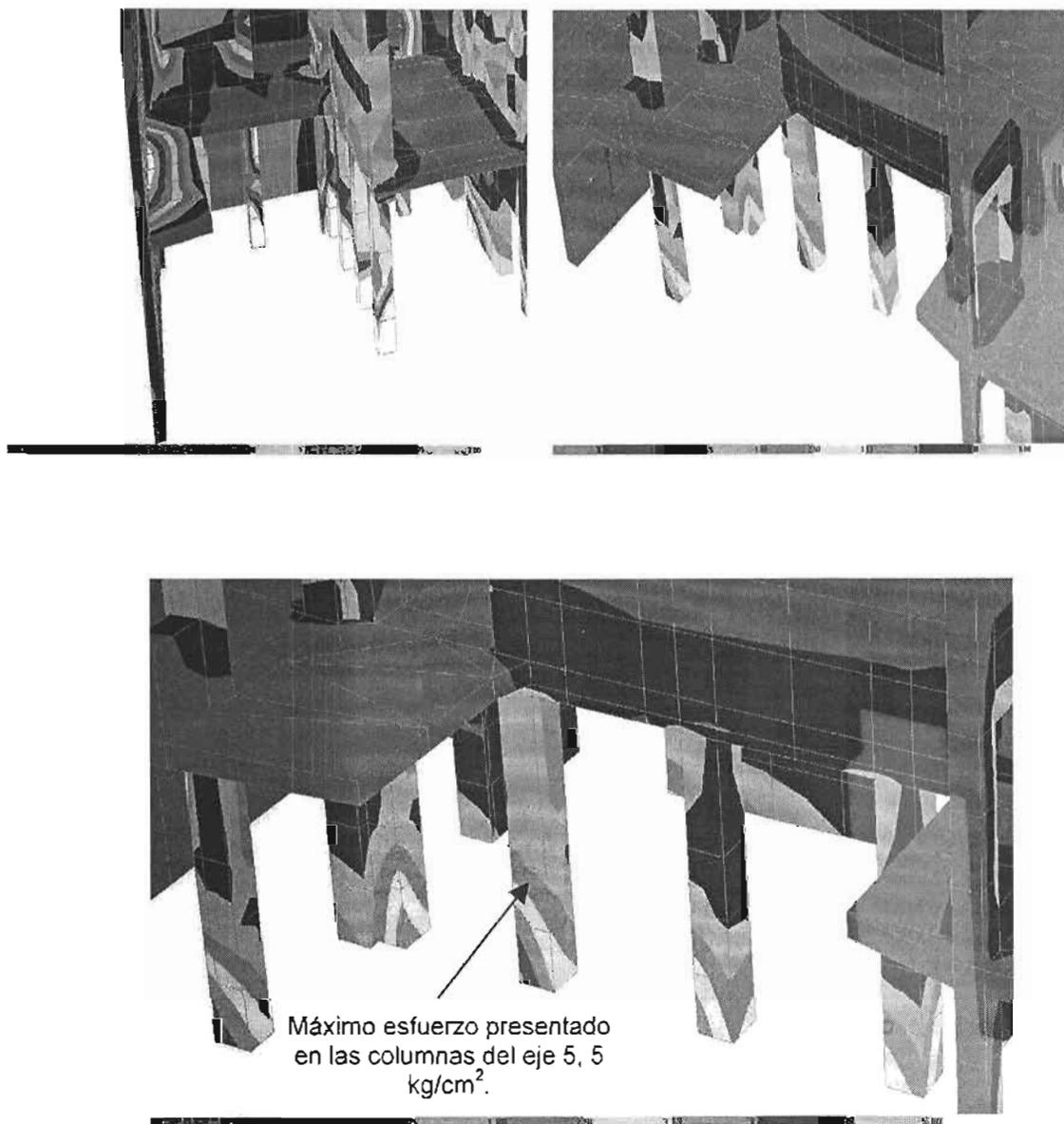


Fig 5.22 – Esfuerzos normales en las columnas patio posterior, análisis sísmico

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Se recopiló información sobre antecedentes del edificio, de esta búsqueda se conocieron las diferentes modificaciones que le han realizado para adecuarlo a los diversos usos que le han dado, también se obtuvo información acerca de los daños que ha sufrido en diversas épocas y de las diferentes intervenciones que han sido necesarias para preservar su integridad estructural.

La documentación correspondiente a las características de las intervenciones hechas en el pasado era austera y la poca que existía se encontraba dispersa, por lo que fue necesario entrevistar a personas que estuvieron involucradas en ellas.

Las características arquitectónicas del inmueble, especialmente en la planta baja y parte del primer nivel impiden evaluar las condiciones en las que se encuentra su estructura, debido esencialmente a los recubrimientos de muros y cielos rasos de gran valor artístico.

En lo que va de esta década se han hecho importantes esfuerzos para preservar la integridad de tan importante construcción, sobre todo en los dos niveles superiores, sin embargo todavía faltan por atender varios problemas que afectan su seguridad estructural; principalmente es necesario definir un proyecto para rehabilitar las bóvedas del segundo nivel, en donde la corrosión ha deteriorado las vigas de soporte. En el anexo 1 se muestran algunos esquemas que pueden considerarse como referencia para el reforzamiento de las mismas.

Como parte de este trabajo, se realizó un levantamiento detallado de las dimensiones de la estructura. Esta información sirvió de base, entre otros propósitos, para generar el modelo de elemento finito, que también se presenta en este trabajo.

El método de elementos finitos resulto una herramienta útil para analizar el comportamiento estructural del inmueble; sin embargo, hay que tener presente sus limitaciones dadas la complejidad geométrica de la estructura y, sobre todo, la incertidumbre en la calidad y propiedades mecánicas de los materiales.

En relación a los resultados de los análisis efectuados en el modelo, se concluye que ante la acción exclusiva de peso propio domina un estado general de esfuerzos de compresión con valores por debajo de los esfuerzos resistentes tanto para muros como para columnas. El estado general de esfuerzos a tensión que se presenta también es menor a los esfuerzos resistentes.

En cuanto a las deformaciones, éstas muestran valores aceptables, ya que en ningún caso estas exceden de las deformaciones permisibles. La conclusión general respecto al análisis de este tipo es que tanto esfuerzos como deformaciones tienen un significado cualitativo de la respuesta de la estructura, debido a que los análisis suponen un comportamiento elástico lineal de los elementos estructurales; sin embargo, los resultados constituyen una gran herramienta para comprender la posible respuesta de un sistema estructural de gran complejidad como éste.

De acuerdo con el método simplificado para diseño por sismo, se encontró que el inmueble no cumple con el Reglamento de Construcciones del Distrito federal, debido a la escasa densidad de muros en la dirección transversal; Sin embargo, el inmueble ha soportado de manera eficiente una amplia historia de sismos, por lo que se concluye que deben realizarse investigaciones más profundas sobre el comportamiento dinámico de este tipo de obras que permitan realizar evaluaciones más representativas acerca de su capacidad para resistir este tipo de solicitaciones.

Por último en el ámbito de la preservación de construcciones históricas debe tenerse presente algunas de las conclusiones más destacadas desde el punto de vista estructural, en especial la que cita la referencia de Meli 1998.

Es lógico pensar que una estructura de este tipo debe ser segura en términos absolutos y no necesiten una revisión de seguridad estructural, suponiendo que el hecho de una construcción haya subsistido por muchos años, es prueba suficiente de que su seguridad es adecuada, este concepto es erróneo, toda estructura acabará por fallar, las fallas se deben, por una parte, al deterioro que suelen experimentar las propiedades estructurales con el tiempo y por otra, al acumulamiento de fenómenos que afectan su resistencia²⁰

²⁰ MELI PIRALLA Roberto, "Ingeniería Estructural de los edificios Históricos", fundación ICA A.C., México 1998.

REFERENCIAS

- 1.- Casa Ortiz de la Huerta, Cuba 92. 1988, UNAM; Facultad de Arquitectura
- 2.- Neuvillae Ortiz Alfonso, El Art-Nauveau en México; INBA, 1980; Cuadernos de Arquitectura y conservación del patrimonio artístico. Serie de monografías No 12.
- 3.- Meli Piralla, Roberto; Sánchez Ramírez, A. Roberto, "La rehabilitación de la catedral metropolitana de la Ciudad de México". Vol. 2; IINGEN UNAM, 2001.
- 4.- Dr. Arnal Simón Luis. "Deformaciones en suelos plásticos en la Ciudad de México". Facultad de Arquitectura. UNAM 1998.
- 5.- Cruickshank García, Gerardo, "Proyecto Lago de Texcoco, Rescate hidroecológico". CNA, México.
- 6.- Meli Piralla, Roberto, "Ingeniería Estructural de edificios históricos", Fundación ICA A.C., México 1998.
- 7.- Conversación con el Arq. José Luis Ruvalcaba, Subdirector de restauración de monumentos históricos INBA (2004).
- 8.- Zienkiewicz, O.C. y R.L. Taylor, "The Finite Element Method", Ed. Mc Graw – Hill Co., N. York 1989
- 9.- Bazan & Meli, "Diseño Sísmico de Edificios, Ed. Limusa, México 2001

10.- Glosario de Elementos Arquitectónicos en la Catedral, Apuntes Núm. 6 de la ENEP Aragón, México 1991.

11.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Diario Oficial de la Federación. México 1999.

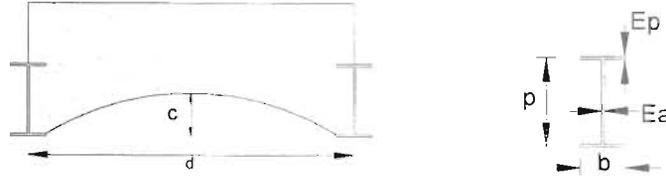
12.- Ramírez Castillo, Fernando, "Análisis Estructural de la Parroquia de San Andrés Cholula, Puebla", Tesis de Licenciatura Ingeniería Civil, Universidad La Salle, México 2002.

13.- García Rodríguez, Pedro, "Estudio sobre el comportamiento estructural de la Catedral metropolitana previos al proceso de restauración", Tesis de Licenciatura Facultad de ingeniería, UNAM, México 1993.

ANEXOS

ANEXO I Propuesta de solución para las vigas del segundo nivel.

Características de los perfiles de acero existentes



Viga tipo	Ubicación	NC	p	b	Ep	Ea	d	c
1	Aula magna	1	20.00	10.00	12.00	6.35	90	15
		2						
	Aula 1	3						
2	Aula 1	4	17.00	8.50	12.00	8.70	90	15
						7.10		
	Aula 2	5			8.60			
					9.10			
					8.00			
Aula 3	6	8.00						
Baños	8	0.71						
3	Aula 2	7	14.50	7.50	0.80	0.52	90	15
4	Baños	-	20.50	10.30	0.80	0.63	-	-

NC – Número de cala

p – Peralte de la viga (cm)

b – Ancho de la viga (cm)

Ep – Espesor del patín (mm)

Ea – Espesor del alma (mm)

d – distancia entre ejes de las vigas (cm)

c – Altura del arco de la bóveda (cm)

Cálculo de flechas y esfuerzos en las vigas

Viga tipo	Longitud	δ_1	δ_2	δ_3	σ_1	σ_2	σ_1 / σ_2	σ_1 / f_y
1	700	4.40	3.42	1.76	1724.67	1518	1.14	0.68
	603	3.64	3.01	1.56	1633.10	1518	1.08	0.65
2	477	1.42	2.49	1.29	1021.91	1518	0.67	0.40
3	477	3.00	2.49	1.29	1834.73	1518	1.21	0.73
4	580	1.73	2.92	1.51	1012.95	1518	0.67	0.40

δ_1 deformación calculada (cm)

δ_2 deformación permisible (cm)

δ_3 deformación permisible con elementos no estructurales (cm)

σ_1 esfuerzo de las vigas (kg/cm^2)

σ_2 esfuerzo permisible, $0.6 f_y$ (kg/cm^2)

σ_1 / σ_2 relación esfuerzo en vigas – esfuerzo permisible

σ_1 / f_y relación esfuerzo en vigas – esfuerzo de fluencia

Para el refuerzo estructural de las vigas se consideraran dos propuestas, que en los perfiles existente, sin necesidad de restituirlos dado que en los perfiles de acero existen pinturas ornamentales de gran importancia.

Lo que se busca con estas dos alternativas es reducir la carga que soportan los perfiles y garantizar su estabilidad estructural.

Primera solución.

Para reducir la carga aplicada a las vigas, se propuso la colocación de perfiles de acero en la parte inferior de cada viga y sujetados por medio de pernos a otros perfiles que se encuentran en la parte de la azotea para transmitirle la carga de las bóvedas, como se muestra en las figuras A1.1 – A1.3

2do. nivel		Sección de las vigas					Vigas a ocupar	Observaciones
		Peralte (mm)	ancho (mm)	Patín (mm)	Alma (mm)	Peso de la viga (Kg/m)		
Área Secretarial	Vigas Sec.	152.4	54.79	8.71	11.10	19.30	6	2 perfiles canal
	Viga princ.	258.0	146.00	9.10	6.10	32.71	4	Viga sección I
Oficina 1	Viga princ.	254.0	73.30	11.07	13.36	37.04	2	2 perfiles canal
Oficina 3	Viga princ.	254.0	66.04	11.07	6.10	22.63	2	2 perfiles canal

Segunda solución.

A los perfiles de acero existente y que soportan las bóvedas catalanas, se propuso colocarle en su parte inferior placas de acero soldada en sus extremos con filete o en la parte interior en forma de tres bolillo con tapones de soldadura y aumentar sus propiedades de carga (figura A1.4 – A1.6).

**Alternativa (a) de la segunda solución
Con soldadura de tapón.**

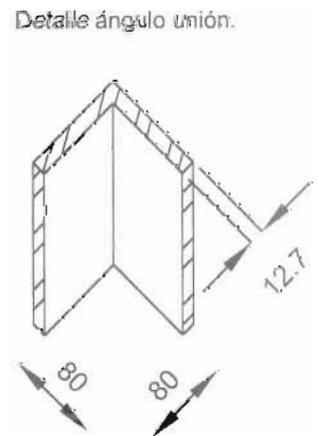
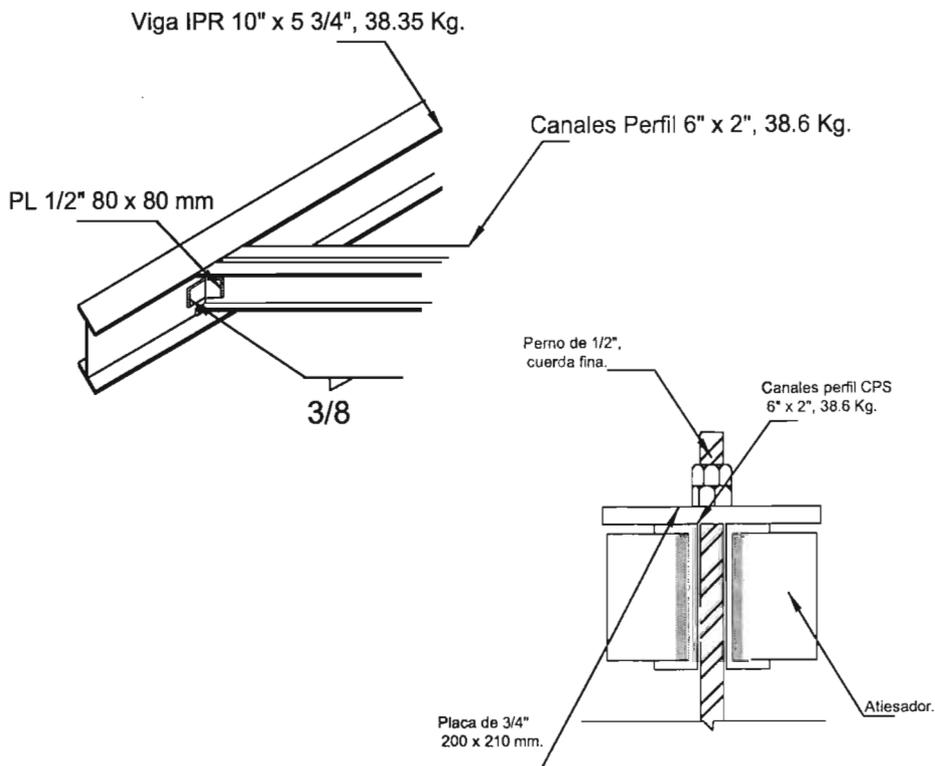
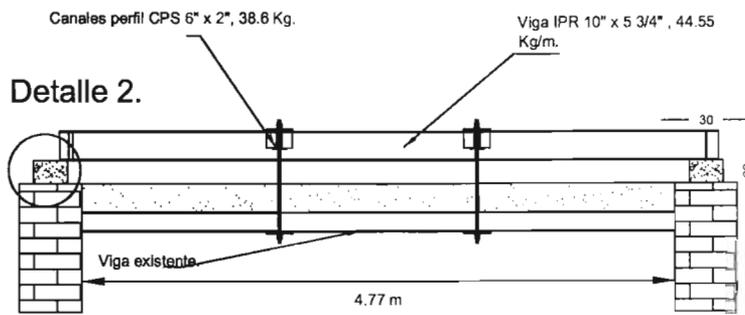
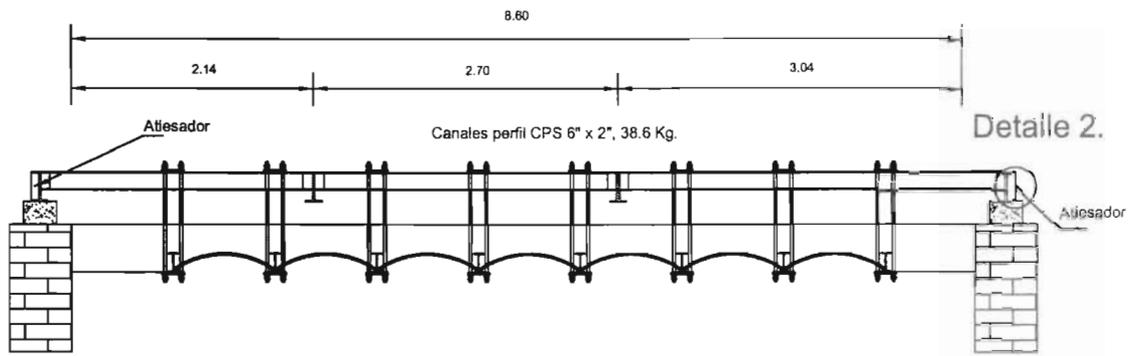
Viga	P ₁	L ₁	φ ₁	N ₁	S ₁
1	1/4"	700	1/2"	15	45.00
2	3/8"	603	1/2"	16	37.00
	3/8"	477	1/2"	10	46.00
3	3/8"	477	1/2"	12	40.00
4	3/8"	580	1/2"	12	47.00

- P_L Placa de refuerzo (pulgadas)
- L₁ Longitud de cada viga (cm)
- φ₁ Diámetro de cada tapón de soldadura (pulgadas)
- N₁ Número de tapones a lo largo de la viga
- S₁ Separación de tapones (cm)

**Alternativa (b) de la segunda solución
Con soldadura de filete.**

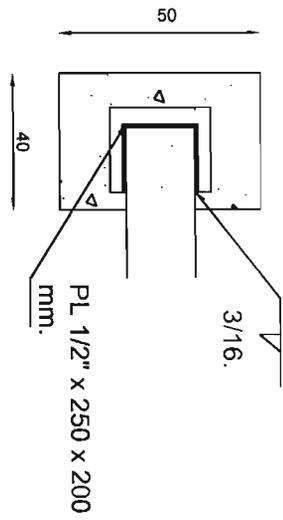
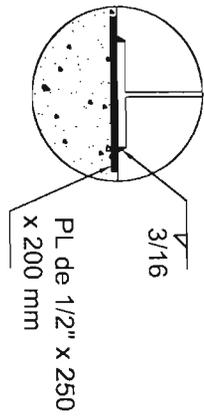
Viga	P _l	L ₁	L ₂	S ₁	TMS
1	1/4"	700	1 "	20.50	1/8 "
2	3/8"	603	1 1/2 "	25.00	3/16 "
	3/8"	477	1 1/2 "	31.00	3/16 "
3	3/8"	477	1 1/2 "	27.00	3/16 "
4	3/8"	580	1 1/2 "	32.00	3/16 "

- P_L** Placa de refuerzo (pulgadas)
L₁ Longitud de cada viga (cm)
L₂ Longitud de cada filete (pulgadas)
S₁ Separación entre filetes (cm)
TMS Tamaño mínimo de soldadura

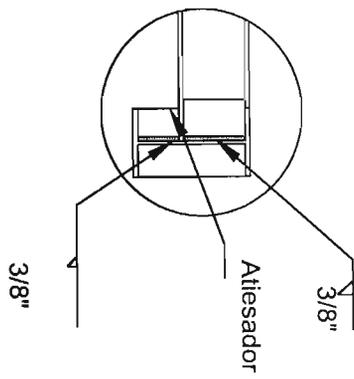
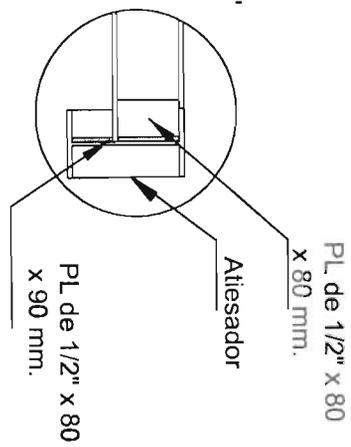
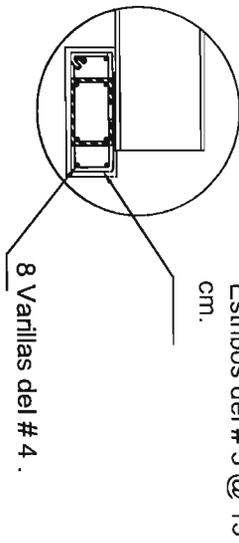
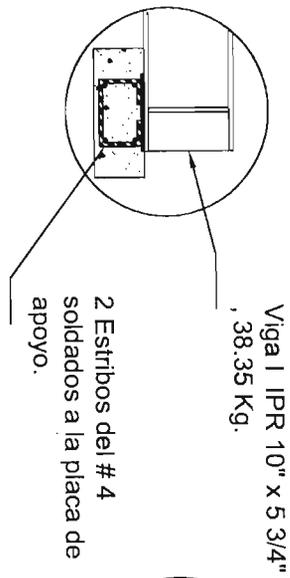


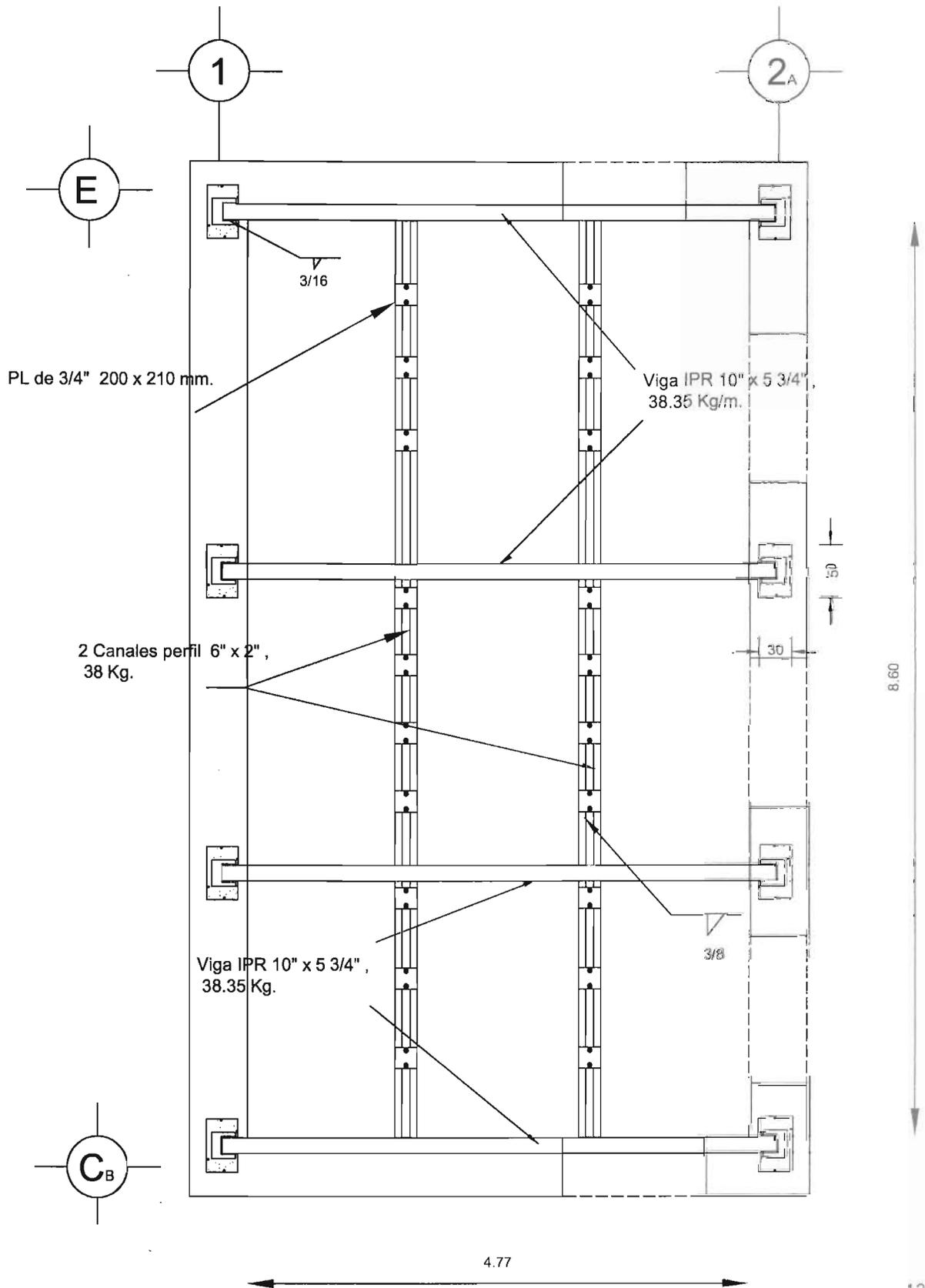
Acot. mm.

Detalle 2



Detalle 1





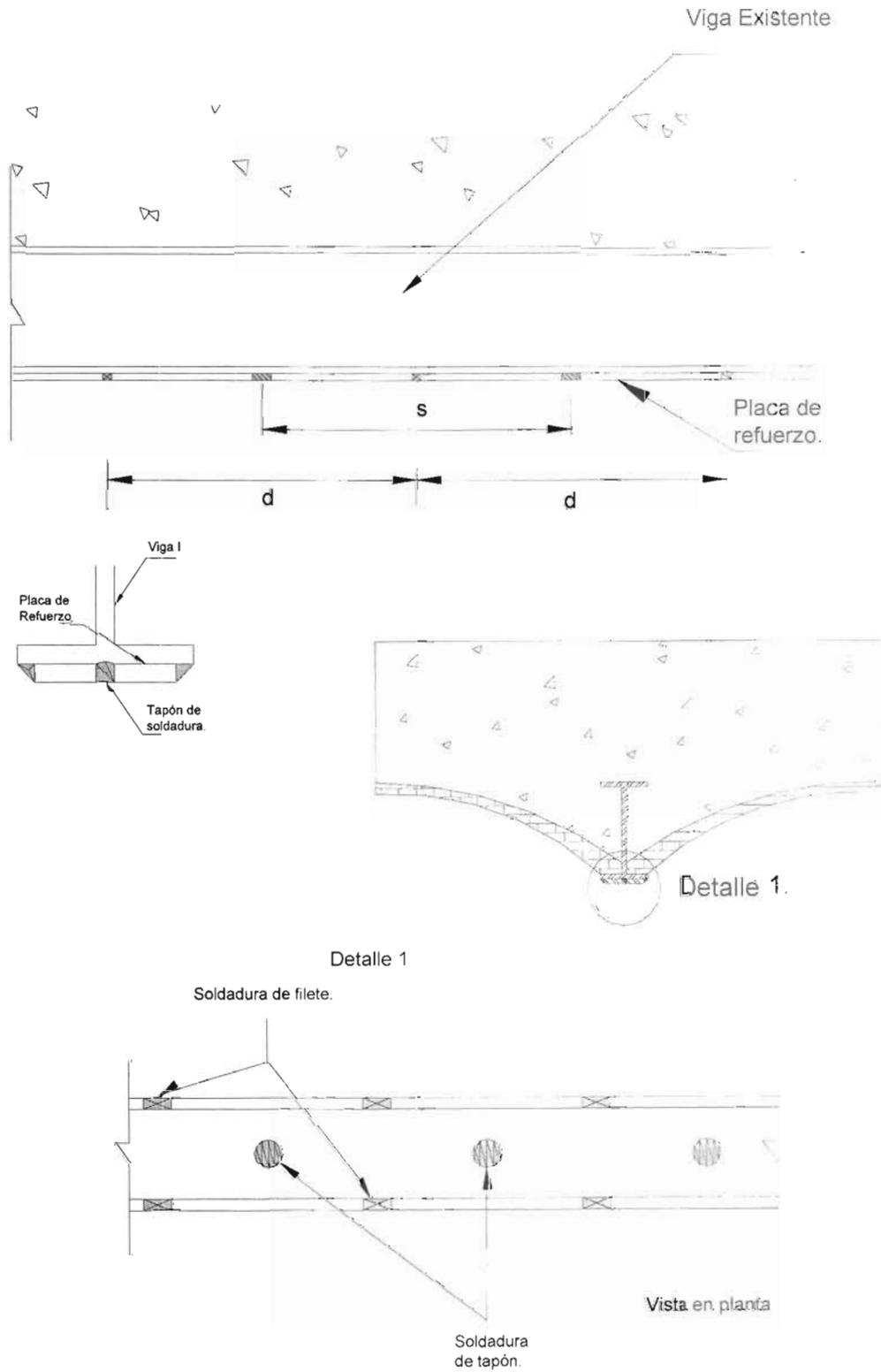


Fig A1.5 Esquema y detalle de la placa de refuerzo con soldadura de tapón

Soldadura de Filete.

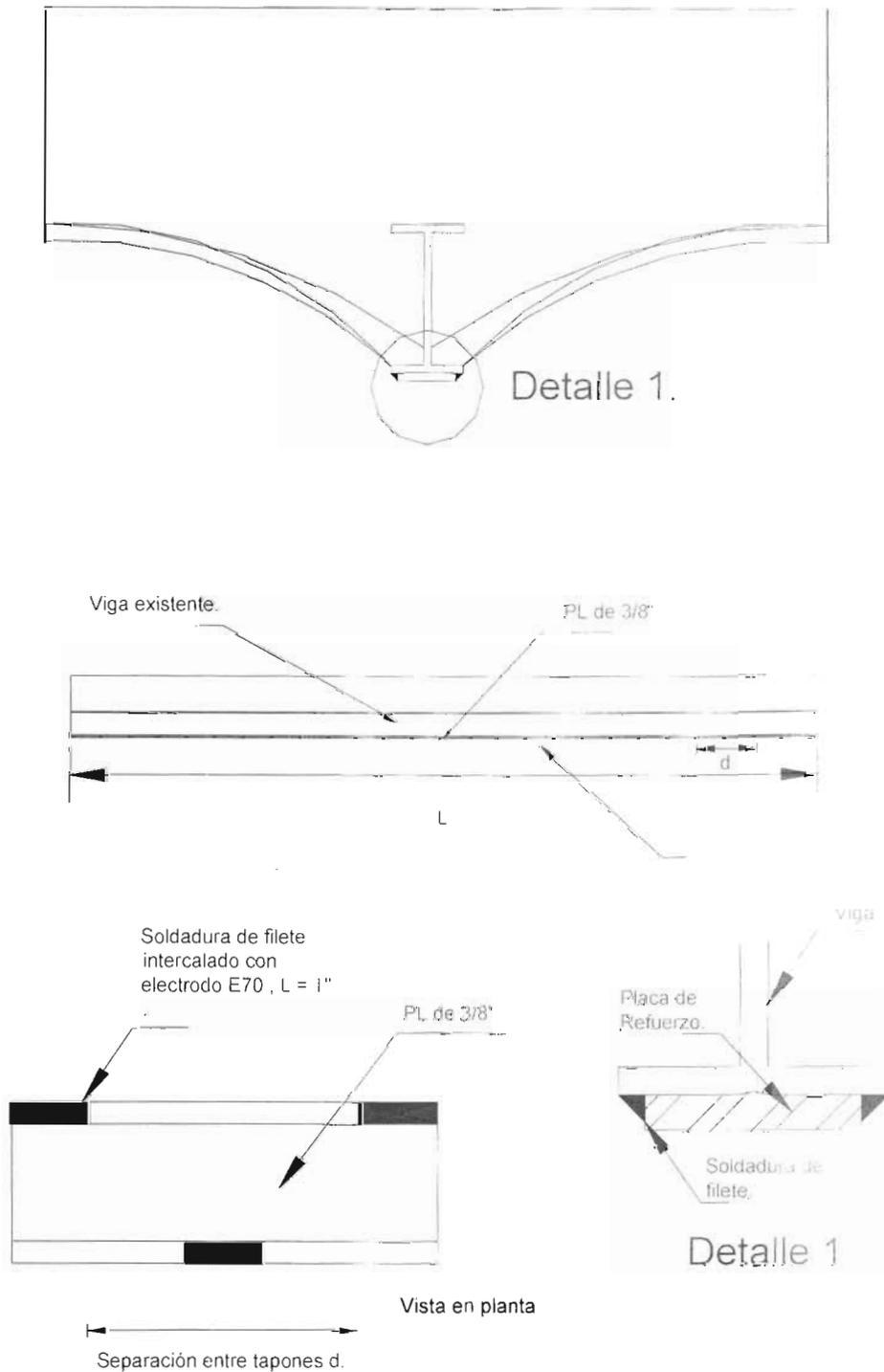


Fig A1.4 Esquema y detalle de la placa de refuerzo con soldadura de filete

Ciudad Universitaria, 13 de noviembre de 2003.

Informe acerca de las muestras de óxidos de hierro tomadas en las instalaciones de la Escuela Nacional de Economía de la UNAM.

Las muestras de productos de corrosión de vigas del inmueble de la Escuela Nacional de Economía, que nos hizo llegar el Ing. Roberto Sánchez por parte de la Dirección General del Patrimonio Universitario, fueron analizadas mediante Difracción de Rayos X de polvos. para lo cual se realizó una molienda en mortero de ágata por parte de la responsable del equipo instrumental, Cecilia Salcedo.

Los resultados de esta técnica tienen un alcance limitado. Se trataba de identificar los productos de corrosión de las vigas de acero que soportan un techo con el fin de buscar la presencia de cloruros o sulfatos que son el resultado del ataque de especies sumamente agresivas. Se trata, según fuimos informados, de un techo interior, por lo que cabría pensar que el contenido de cloruros y sulfatos (provenientes de la atmósfera) fuera limitado y bajo. La presencia de estas especies salinas promueve la corrosión y eso llevaría a daños catastróficos si se alcanzaran los límites de concentración. La técnica de Difracción de Rayos X informa acerca de la presencia de contaminantes salinos en las muestras proporcionadas, pero no es una metodología cuantitativa, por lo que de ser detectada la ocurrencia de estos contaminantes se tendría que acudir a otras técnicas para determinar la concentración y saber si ésta está debajo del umbral de corrosión.

El análisis de muestras reveló la presencia de goethita (FeOOH) en la muestra 1. Cabe mencionar que este producto de corrosión es típico del ataque del acero al carbón en ambiente rural. Los picos característicos de esta sustancia se muestran intensos, de donde se podría pensar que se trata de la especie mayoritaria en la muestra.

Por la manera en que fue tomada la muestra y dado que la viga está en contacto con morteros, cementos y arenas, no resulta extraño que aparezcan en los difractogramas los componentes de dichas sustancias: sílica, aluminatos, silicatos, ferrialuminatos, etcétera. Incluso no sería difícil que hubiera cloruros ya que el agua de amasado mientras se realiza el colado de las estructuras incluye una cantidad de baja de este ión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO III MÉTODO SIMPLIFICADO

Cargas por peso propio

Bajada de cargas.	Peso de los muros Kg.	Peso del sistema de entrecimso o azotea Kg.	Peso total por nivel Kg.
Planta baja	610959.60	242714.46	853674.06
Primer nivel	837332.93	276203.36	1113536.28
Segundo nivel	480921.08	142362.17	623283.25
Sumatoria	1929213.60	661279.99	2590493.59

Coeficiente sísmico y factor de resistencia

Del reglamento de construcción del D.F 0.16 para el análisis del tipo B y de 0.19 para el análisis del tipo A y un factor de resistencia para muros confinados de 0.7 y para muros no confinados de 0.4.

Método simplificado para muros confinados tipo B

Eje X

Nivel hi (m)	w en Kg	Cortante sísmico C/Q x w	hi x Wi (Kg/m)	Fuerza sísmica Fi	Vi	F.C 1.10	Vi última (F.C) Vi	Vr	Vi/Vr
17.4	142362.17	27048.8123	2484219.86	64951.19	64951.19	1.10	71446.31	529055.79	0.14
12.2	757124.00	143853.56	9274769.00	242493.55	307444.75	1.10	338189.22	437541.84	0.77
5.1	1080050.00	205209.5	5508255.00	144016.13	451460.88	1.10	496606.96	446776.02	1.11
2.5	610959.60	116082.32	1557946.98	40733.316	492194.20	1.10	541413.61	625902.56	0.87
	2590495.77	492194.1963	18825190.85	492194.1963					

Eje Y

Nivel hi (m)	w en Kg	Cortante sísmico C/Q x w	hi x Wi Kg/m	Fuerza sísmica Fi	Vi	F.C 1.1	Vi última (F.C) Vi	Vr	Vi/Vr
17.4	142362.17	27048.81	2484219.86	64951.19	64951.19	1.10	71446.31	604466.80	0.12
12.2	757124.00	143853.56	9274769.00	242493.55	307444.74	1.10	338189.22	702313.01	0.48
5.1	1080050.00	205209.50	5508255.00	144016.13	451460.87	1.10	496606.96	707092.96	0.70
2.5	610959.60	116082.32	1557946.98	40733.316	492194.19	1.10	541413.62	794496.31	0.68
	2590495.77	492194.20	18825190.85	492194.1963					

Método simplificado para muros no confinados tipo B

Eje X

Nivel hi (m)	w en Kg	Cortante sísmico C/Q x w	hi x Wi (Kg/m)	Fuerza sísmica Fi	Vi	F.C 1.1	Vi última (F.C) Vi	Vr	Vi/Vr
17.45	142362.17	27048.8123	2484219.86	64951.19	64951.19	1.10	71446.31	302317.59	0.24
12.25	757124.00	143853.56	9274769.00	242493.55	307444.74	1.10	338189.22	250023.91	1.35
5.10	1080050.00	205209.5	5508255.00	144016.13	451460.87	1.10	496606.96	255300.59	1.95
2.55	610959.60	116082.324	1557946.98	40733.316	492194.19	1.10	541413.61	357658.61	1.51
	2590495.77	492194.19	18825190.85	492194.19					

Eje Y

Nivel hi (m)	w en Kg	Cortante sísmico C/Q x w	hi x Wi Kg/m	Fuerza sísmica Fi	Vi	F.C 1.1	Vi última (F.C) Vi	Vr	Vi/Vr
17.45	142362.17	27048.8123	2484219.867	64951.19	64951.19	1.10	71446.31	345409.60	0.21
12.25	757124.00	143853.56	9274769	242493.55	307444.74	1.10	338189.22	401321.72	0.84
5.10	1080050.00	205209.5	5508255	144016.13	451460.87	1.10	496606.96	404053.12	1.23
2.55	610959.60	116082.324	1557946.98	40733.316	492194.19	1.10	541413.61	453997.89	1.19
	2590495.77	492194.19	18825190.85	492194.19					

Método simplificado para muros confinados tipo A

Eje X

Nivel hi (m)	w en Kg	Cortante sísmico C/Q x w	hi x Wi Kg/m	Fuerza sísmica Fi	Vi	F.C 1.10	Vi última (F.C) Vi	Vr	Vi/Vr
17.45	142362.17	40573.21	2484219.86	97426.789	97426.78	1.10	107169.46	529055.79	0.20
12.25	757124.00	215780.34	9274769.00	363740.33	461167.12	1.10	507283.83	437541.84	1.16
5.10	1080050.00	307814.25	5508255.00	216024.19	677191.31	1.10	744910.45	446776.02	1.67
2.55	610959.60	174123.486	1557946.98	61099.97	738291.29	1.10	812120.42	625902.56	1.30
	2590495.77	738291.29	18825190.85	738291.29					

Eje Y

Nivel hi m	w en Kg	Cortante sísmico C/Q x w	hi x Wi Kg/m	Fuerza sísmica Fi	Vi	F.C 1.10	Vi última (F.C) Vi	Vr	Vi/Vr
17.45	142362.17	40573.21	2484219.86	97426.78	97426.78	1.10	107169.46	604466.80	0.18
12.25	757124.00	215780.34	9274769.00	363740.33	461167.12	1.10	507283.83	702313.01	0.72
5.10	1080050.00	307814.25	5508255.00	216024.19	677191.31	1.10	744910.45	707092.96	1.05
2.55	610959.60	174123.48	1557946.98	61099.97	738291.29	1.10	812120.42	794496.31	1.02
	2590495.77	738291.29	18825190.85	738291.29					

Método simplificado para muros no confinados tipo A

Nivel en m	w en Kg	Cortante sísmico C/Q x w	hi x Wi Kg/m	Fuerza sísmica Fi	Vi	F.C 1.1	Vi última (F.C) Vi	Vr	Vi/Vr
17.450	142362.17	40573.21	2484219.86	97426.78	97426.78	1.10	107169.46	302317.59	0.35
12.250	757124.00	215780.34	9274769.00	363740.33	461167.12	1.10	507283.83	250023.91	2.03
5.100	1080050.00	307814.25	5508255.00	216024.19	677191.31	1.10	744910.45	255300.59	2.92
2.550	610959.60	174123.48	1557946.98	61099.97	738291.29	1.10	812120.42	357658.61	2.27
	2590495.77	738291.29	18825190.85	738291.29					

Eje Y

Nivel en m	w en Kg	Cortante sísmico C/Q x w	hi x Wi Kg/m	Fuerza sísmica Fi	Vi	F.C 1.1	Vi última (F.C) Vi	Vr	Vi/Vr
17.450	142362.17	40573.21	2484219.86	97426.78	97426.78	1.10	107169.46	345409.60	0.31
12.250	757124.00	215780.34	9274769.00	363740.33	461167.12	1.10	507283.83	401321.72	1.26
5.100	1080050.00	307814.25	5508255.00	216024.19	677191.31	1.10	744910.45	404053.12	1.84
2.550	610959.60	174123.48	1557946.98	61099.97	738291.29	1.10	812120.42	453997.89	1.79
	2590495.77	738291.29	18825190.85	738291.29					