

300615

20

20

**UNIVERSIDAD LA SALLE**

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



**Reestructuración y Recimentación de el  
Ex-Hospital de La Mujer**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
ALBERTO RUIZ RIVERA**

MEXICO, D. F.

1989



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

## Reestructuración y Reclamentación del Ex-Hospital de la Mujer.

### Capítulo I Antecedentes.

|   |    |
|---|----|
| I.1 Datos Históricos .....              | 2  |
| I.2 Proceso constructivo original ..... | 5  |
| I.3 Condiciones de la estructura .....  | 8  |
| 1.4 Anexos .....                        | 12 |

### Capítulo II Zonas Hidrológicas de la ciudad de México.

|   |    |
|---|----|
| 2.1 Escurrimiento de ríos .....                             | 16 |
| 2.2 Sobreexplotación en los acuíferos .....                 | 17 |
| 2.3 Hundimientos diferenciales en la ciudad de México ..... | 17 |
| 2.4 Conseción del Ex-Hospital .....                         | 21 |

### Capítulo III Estudios Preliminares.

|                                      |    |
|--------------------------------------|----|
| 3.1 Estudios del subsuelo .....      | 24 |
| 3.2 Calas y niveles originales ..... | 29 |

### Capítulo IV Análisis de cargas.

|                    |    |
|--------------------|----|
| 4.1 Muros .....    | 39 |
| 4.2 Columnas ..... | 41 |

|     |                               |    |
|-----|-------------------------------|----|
| 4.3 | Trabas y secciones especiales | 43 |
| 4.4 | Cargas vivas                  | 45 |
| 4.5 | Cornisamientos                | 47 |
| 4.6 | Cimentación y Mampostería     | 47 |
| 4.7 | Soluciones                    | 50 |

#### Capítulo V Proceso de Reestructuración.

|     |  |    |
|-----|--|----|
| 5.1 | Liberaciones                           | 53 |
| 5.2 | Protección a la superestructura        | 54 |
| 5.3 | Tratamiento de grietas                 | 57 |
| 5.4 | Tensado de cables de acer              | 58 |
| 5.5 | Reposición de Muros                    | 62 |
| 5.6 | Refuerzo en trabes existentes          | 67 |
| 5.7 | Reposición de losas                    | 72 |
| 5.8 | Medidas condicionantes para el trabajo | 72 |

#### Capítulo VI Proceso de Recimentación.

|     |                                    |    |
|-----|------------------------------------|----|
| 6.1 | Excavaciones                       | 75 |
| 6.2 | Ademes                             | 76 |
| 6.3 | Muros de Contención                | 80 |
| 6.4 | Empaque de la cimentación original | 84 |
| 6.5 | Contratraves de refuerzo           | 87 |

|  |     |
|--|-----|
| 6.6 T-L                                  | 108 |
| 6.7 Dados de cimentación                 | 116 |
| 6.8 Trabes de borde y anclas de refuerzo | 118 |

#### Capítulo VII El Pilote y su Hincado.

|  |     |
|--|-----|
| 7.1 Diseño de un pilote de control           | 126 |
| 7.2 Partes integrantes del pilote de control | 133 |
| 7.3 Perforación guía                         | 139 |
| 7.4 Hincado                                  | 140 |
| 7.5 Controles                                | 141 |
| 7.6 Mantenimiento                            | 141 |

#### Capítulo VIII Junta Constructiva.

|   |     |
|---|-----|
| 8.1 Estado actual                           | 145 |
| 8.2 Interacción entre edificios colindantes | 146 |
| 8.3 Efectos de cambios volumétricos         | 151 |
| 8.4 Solución: Junta constructiva            | 153 |

#### Capítulo IX

|                  |     |
|------------------|-----|
| 9.1 Conclusiones | 156 |
|------------------|-----|

## CAPITULO I

### Antecedentes

- 1.1 Datos Históricos
- 1.2 Proceso Constructivo Original.
- 1.3 Condiciones De La Estructura
- 1.4 Anexos.

### I.1 Datos Históricos

Hospital de la Epifanía.-Hospital de los desamparados.-Hospital de San Juan De Dios.-Hospital de la mujer.

En el lugar que hoy ocupa la iglesia San Juan de Dios, hubo un hospital, fundado en 1582 por el Doctor Pedro López "padre de los pobres", quien solicitó la alhóndiga, edificio que existía desde principios del siglo XVI y que había sido mercado de abastos, donde se hacía el reposo de las harinas públicas, situada en el tianquis de San Hipólito, al poniente de la ciudad, allá por el año de 1582. Habiendo cambiado por entonces aquel establecimiento de lugar, y siendo ya grande la población y frecuentes las epidemias -- que asolaban, el Doctor Pedro López pensó en fundar un nuevo hospital, para lo cual solicitó que el edificio que quedaba vacío y que solo se componía de una pequeña vivienda y galerones, le fuera donado por la ciudad, para erigir ahí el hospital de la Epifanía.

En este mismo año fundó también una ermita y la casa de cuna de Nuestra Señora de los desamparados, siendo la primera en América y de las primeras en el mundo.

Hizó de los galerones varias salas para la curación de mulatos y mestizos de ambos sexos, y arreglo un departamento para que sirviera de cuna para niños expósitos, el que puso a cargo de una cofradía del mismo nombre de la ermita, compuesta de gente acomodada que los recogiera y cuidara. Durante algún tiempo se llamó establecimiento "Hospicio de los Desamparados".

Fué abandonado, a la muerte de su fundador, aún a pesar de haber quedado como heredero del patronato, su hijo José López.

Por otro lado, la ermita fué clausurada con el fin de hacerla depósito de cadáveres de los reos ejecutados. El predio que ocupa el Ex-Hospital de la Mujer, se ubica en la avenida Hidalgo, entre las calles de Valerio Trujano, Santa Veracruz y 1er. callejón de San Juan de Dios.

### Historia

Quando llegaron de España los padres Juaninos en 1604 se hicieron cargo del hospital a petición del virrey Don Juan Mendoza y Luna, Marques de Montesclaros y bajo la licencia del rey Felipe III

En 1729 se dedicaron a construir una nueva iglesia, convento y hospital, todos con el nombre San Juan de Dios. Se procedió primero a demoler la capilla de Nuestra Señora de los desamparados para dar paso al nuevo templo. Parte de este conjunto fué destruido por el incendio acaecido el 10 de marzo de 1766, pero más tarde fueron reparados, gracias a la caridad pública.

Años despues a la salida de los juaninos, el hospital quedó en muy mal estado y fué nuevamente abandonado. Las cortes de España, influidas por el espíritu revolucionario de la época suprimieron en 1820 las ordenes hospitalarias, en todos los dominios de la monarquía Española; dejando por lo tanto de tener existencia legal la orden de San Juan de Dios; pero de hecho los frailes juaninos continuaron encargados de los hospitales del país.

Diez años permaneció cerrado hasta que las madres de la enseñan

za se hicieron cargo del hospital por algún tiempo, sin embargo el estado ruinoso del lugar; con el famoso temblor del año de 1800 -- las obligó a dejarlo. Una archicofradia se encargaria de reparar lo para que en 1845 las hermanas de la caridad lo tomaran bajo su custodia y administración.

A raíz de la reglamentación de la inspección de sanidad hecha por Maximiliano, el hospital se hizo para las mujeres que tuvieran enfermedades venereas. Las hermanas de la caridad estuvieron hasta 1875, año en que fueron expulsadas del país, a pesar de que la ley de Juarez parecía protegerlas en esa misma fecha se propuso, por medio del ayuntamiento, que el hospital llevara el nombre de - Morelos.

Posteriormente fué ocupado por el museo y mercado de las artesanias.

Actualmente el inmueble del hospital está siendo reestructurado y remodelado, con el proposito de albergar la colección de arte y artes aplicadas del Sr. Franz Mayer; alemán nacionalizado en 1934 quién donó al país este acervo cultural que abarca a los siglos - XVI al XX.

A la muerte del coleccionista se creo al patronato cultural -- Franz Mayer, el cual se encargara de establecer su museo, en colaboración con la SEDUE; de esta manera se realizará una doble labor por ambas instituciones: conservar el hospital como monumento y al mismo tiempo hacerlo cede de tan valiosa colección.

## I.2 Proceso Constructivo Original.

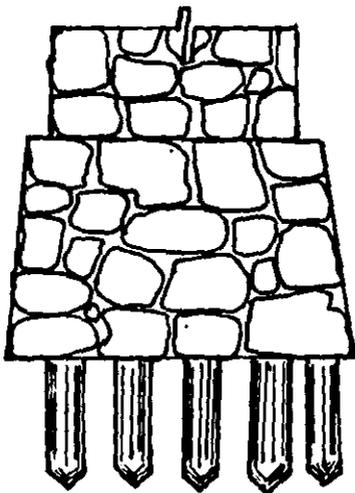
Durante la época de los aztecas al tener la necesidad de obtener terrenos habitables, dado que para aquel entonces solo existían terrenos pantanosos ó lacustres; traían terreno para utilizarlo de relleno, lo traían de las partes circunvecinas lo que hoy es el centro de la ciudad. Con pequeñas embarcaciones transportaban el material y rellenaban, pero al tratar de eregir sus pequeñas --plataformas de adoración a sus dioses, se percataron que al colocar pequeños pilotes de madera continuos uno de otro se obtenía un grado mayor de resistencia en el suelo; por lo tanto se decidieron colocar, tramos de troncos de árboles como una cama de estacas de madera colocando encima sus construcciones.

Los conquistadores para tiempos posteriores, copiaron este mismo sistema, para construir la ciudad con los edificios de su época.

Construyeron estos, encima de lo que fué el centro ceremonial --Azteca.

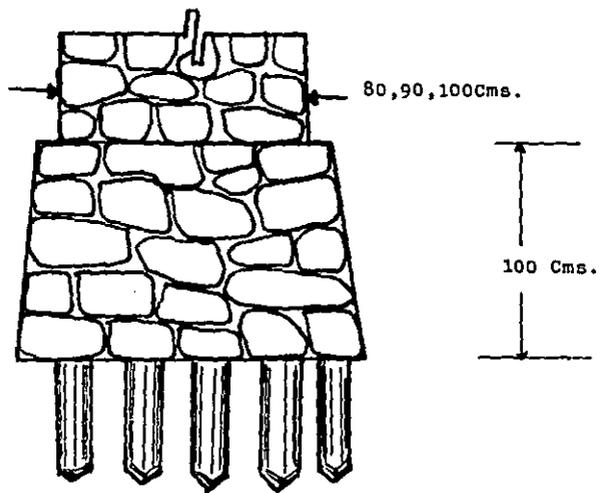
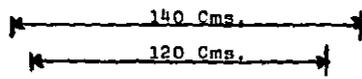
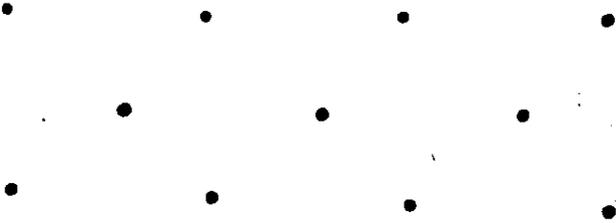
Estas se colocaban en sentido longitudinal, a cada 60 cms. de --tal manera que la segunda hilera a la misma separación solo que --desplazada, colocandose al centro del claro de las inmediatas anteriores. Los diámetros usuales eran 9,10 y 12 cms. Con longitudes aproximadas de 80 a 100 cms.

En la actualidad de acuerdo al tema de consolidación del suelo; se logra aumentar la resistencia, colocando varillas ó estacas en disposición tres bolillos.



Hincado de pilote de madera.

Disposición tres bolillos.



Zapata corrida para muro de carga.

### L3 Condiciones de la Estructura.

Los muros se construían de anchos muy gruesos; dado que para - aquel entonces no se podía disponer de los adelantos que nos pro - porciona la ciencia. Para absorber las fuerzas sísmicas son muy - rígidos, a pesar de no contar con castillos.

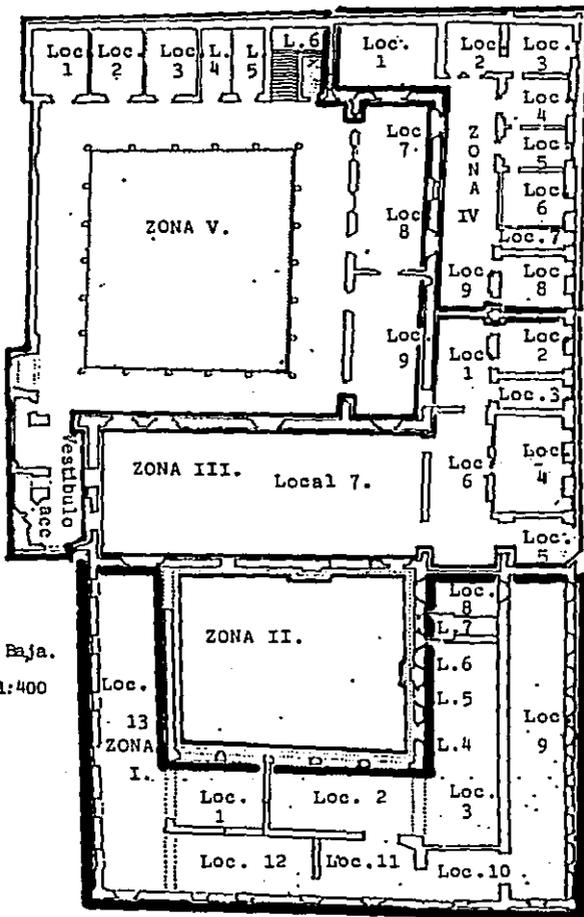
No se conocían ni métodos, zonas sísmicas, frecuencia de movimien - to (  $f=w/2$  ), así como el período (  $p=1/f$  ), que tipos de ondas -- existen (cantidad instrumental del sismo ), intensidad ( medida -- subjetiva de la potencia destructiva de un sismo  $I=\log_{10} 14V/\log_2 2$  . solo se construían, así de gruesos y resolvían sus problemas de -- fuerzas sísmicas. tanto como de cargas axiales dado que la piedra - volcánica es excelente para tomar el trabajo de compresión.

El mortero con el que unían las piedras era cal-arena aun no se co - nocía el cemento para aquel entonces, aunque la cal a la unión de - arena y agua se hacía en pastas y morteros tan resistentes que a la actualidad se siguen utilizando en algunos casos.

Este tipo de mortero se empleaba anteriormente como firme y para pegar el piso que se colocaba, se acostumbró utilizar cuarterones - de barro, piedra natural, como cantera, chiluca, xaltocan, recinto negro y enladrillados.

Cuando se hubo levantado el entepiso se erigieron las columnas de cantera. En sus anexos y en sus interiores en los muros a cie~~u~~to nivel se construyeron mechinales ( pequeñas cajas en el muro ) - para recibir la viguería de madera que se colocaba para que despúes encima de estas, las vigas madera de oyamel a madera de cubrir los claros que quedan entre viga y viga conocido como tejamanil, para-

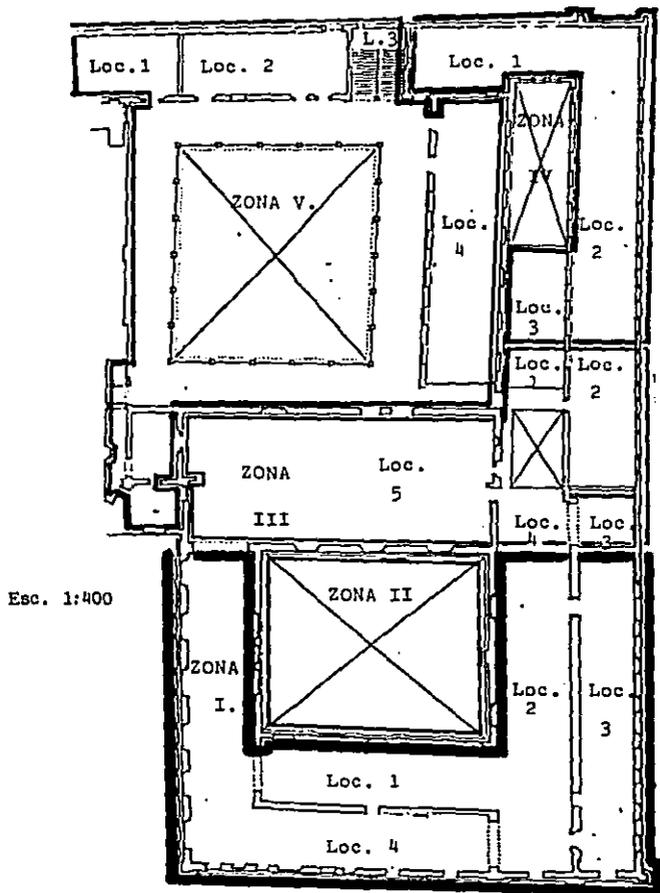
que despues se cubriera de tierra. Una vez compactada ésta, se fabricaba el mortero, que con el cual se recibia el piso (acabado).- Para las azoteas se hacia el mismo procedimiento, solo que al último se daban pendientes para un punto de desalojo del agua. El piso que se colocaba es de ladrillo, impermeabilizandolo con tres capas de alumbre y jabón.



Planta Baja.

Esc. 1:400

Localización en el Ex-Hospital de la Mujer P.B.



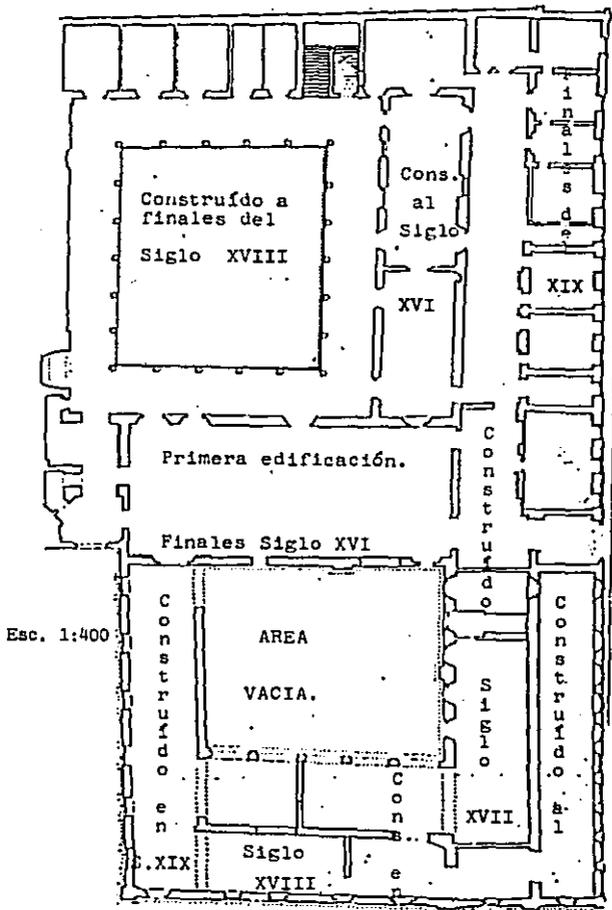
Localización en el Ex-Hospital de la Mujer P.A.

#### 1.4 Anexos.

El hospital como hemos visto en el inciso 1.1 se construyo por la benia del Dr. Pedro Lopez, depues de que se decidio cambiar -- las bodegas de la casa de repeso de las harinas. Siendo sus construcciones solo una pequeña vivienda y galerones, Se fueron construyendo anexos al edificio como a continuación se muestra y data del siglo XVI.

Se construye la parte Norte, dandole una fachada propia del siglo y tratando de llevar concordancia con la fachada Pte. del edificio. A su vez se construyeron más locales en el norte con orienta ción al Ote. al haberse elaborado calas en los locales 4 de la -- zona I se observa de que para entonces se construyo esto en el si-glo XVII dejando contrafuertes a la fachada Nte-Pte. sus cimientos tambien llevan la forma de los contrafuertes y tienen existencia-- de vestigios de lambrín de mosaico hecho a mano.

Para el siglo XVIII se contruye la fachada Pte. dejando un pa--tío grande para llegar a tomar acceso de la plaza de Santa Vera---crúz a este patio, y circular por sus grandes arcos. En esta misma-época se contruye el claustro que iniciados los trabajos a finales del XVII y en el XVIII se concluye.



Croquis Ex-Hospital. Finales del Siglo XVI concluye en el Siglo XVIII

A mediados del siglo XVIII se logra cerrar el patio que tiene - fachadas diversas de XVI, XVII y XVIII construyendose la fachada - sur que da a plaza de Santa Veracruz.

Al siglo XIX se construye la última parte del actual inmueble - que es la parte norte-poniente, esta última se contruyo de muros-- de tabique y losas de concreto ubicada en el croquis como zona IV.

## CAPITULO II

### Zona Hidrológica de la Ciudad de México

- 2.1 Esgurrimiento de Ríos
- 2.2 Sobre Explotación en los Acuíferos
- 2.3 Hundimientos Diferenciales en la Ciudad de México.
- 2.4 Concesión del Ex-Hospital de la Mujer.

## 2.1 Escurrimiento de Ríos.

En la zona III constituida por 725 Km. cuadrados de area, tiene un escurrimiento medio de 142 millones de metros cúbicos por año, esta zona esta constituida por los ríos:

|              |              |              |
|--------------|--------------|--------------|
| Tacubaya     | El Tornillo  | Tlalnepantla |
| Becerra      | Hondo        | San Javier   |
| Dolores      | Sordo        | Tecamachalco |
| Barrilaco    | Los Cuartos  | Tatoica      |
| Los Remedios | San Joaquín. |              |

Otra zona que constituye el Valle de zona VI, la zona de Teotihuacan con el río de San Juan de Teotihuacan conteniendo alrededor de 930 Km<sup>2</sup> con un escurrimiento de 6'100,000 M<sup>3</sup>. Esta zona afluye a lo que era el lago de Texcoco. Otra zona hidrológica es la de - Texcoco la # VII con area de 1124 Km<sup>2</sup> constituida por los ríos:

|             |             |           |
|-------------|-------------|-----------|
| Papalotilla | Texcoco     | Talapango |
| Chapingo    | Coxcacoaco. |           |

Estas zonas mencionadas ( III, VI y VII ) son las que afectan al centro de la Ciudad de México.

Al lago de Texcoco se le afectó desde el año de 1900 al inicio de desagüe del Valle de México por medio del gran canal y el viejo tunel de Tequixquiac, reduciendole para los años 40 de 26,700 Hs.

Con capacidad de almacenamiento de 110 millones de M<sup>3</sup>. Posteriormente el lago de Texcoco en 4 pequeños, al año de 1977.

## 2.2 Sobre explotación en los acuíferos.

Al hacer la explotación de los acuíferos en el Valle y sobre todo en la zona de la ciudad de México. Se fueron secando los manantiales. Como ocurrió en el lago de Chapultepec, hacia 1925.

la potencialidad de los acuíferos del Valle, como la explotación de estos, se llevo acabo una cuantificación de los recursos subterráneos, basandose en coeficientes de infiltración y en balances hidrológicos. en la zona III para la ciudad de México con potencialidad de 64 millones de  $M^3/año$  y para cuando se hizo esta cuantificación (1960) se extraían 240 millones de  $M^3/año$ .

En la zona VI Teotihuacan con una potencialidad de 81'700,000 -  $M^3$  para aquellos los 60 se extraían 169'200,000  $M^3$ .

En la zona VII de Texcoco con una potencialidad de explotación de 107'500,000  $M^3/año$  teniendo una extracción de 128'700,000 $M^3/año$ .

Cuando en épocas que no existía explotación de los acuíferos del Valle, la alimentación de estos por agua de lluvia infiltrada, superaba a su descarga.

Desde que han permitido la extracción de grandes volúmenes de agua y al exceder la recarga del acuífero, se provocó el abatimiento de los niveles freáticos. Al haber sido excesivo el bombeo se comprimieron las capas de suelo y así produciendose hundimientos en el suelo.

## 2.3 Hundimientos diferenciales en la ciudad de México.

Es un hecho comprobado, que los acuíferos existentes en el subsuelo

de la ciudad de México estuvieron sujetos a presiones artesianas, inclusive los relativamente poco profundos. Hoy el bombeo producido con fines de abastecimiento de aguas para la zona urbana ha producido abatimientos de los niveles piezométricos, en algunos casos superiores a los 20 M.

Este abatimiento de presión en los acuíferos provoca flujo de agua de los mantos arcillosos hacia ellos, con la correspondiente consolidación de las arcillas, acompañada de pérdida de volumen.

Si se toma como configuración inicial la que de la ciudad de México presentó Gayol, correspondiente a los últimos años del siglo pasado, el hundimiento general ha sido de 5 Mts. en la calle central, de 6 m. en la calle de Tacuba y en la alameda central y de 7 Mts. en la zona en que confluyen las avenidas Juárez y Reforma.

En la actualidad el hundimiento ocurre como una función lineal del tiempo, pero es muy variable de unos a otros puntos de la ciudad, por lo que es difícil hablar de una cifra representativa del hundimiento anual. Que oscila en tanto como de 5 a 20 Cm/año, y aun más. Los estratos arcillosos que se encuentran a profundidades menores que 50 Mts. son los principales responsables del fenómeno, particularmente los comprendidos entre los 20 y 50 Mts. de profundidad.

#### Obtención de los asentamientos en suelos plásticos compresibles

Cuanto se considera el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor  $h$ , la fórmula a seguir, la obtención del asentamiento

$$H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H$$

En caso de que los incrementos de presión ( $\Delta \bar{p}$ ) transmitan al suelo, varíen con la profundidad o en que  $\frac{\Delta e}{1+e_0} + e_0$

Varía apreciablemente a lo largo del espesor del estrato, por - decir un ejemplo, por efecto de preconsolidación en parte de él, - se expresara la ec.

En forma diferencial, para así obtener el asentamiento total -- por un proceso de integración a lo largo del espesor del estrato.

Sugiriendo así un método simple de trabajo para:

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1+e_0} dz$$

Integrando da:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1+e_0} dz$$

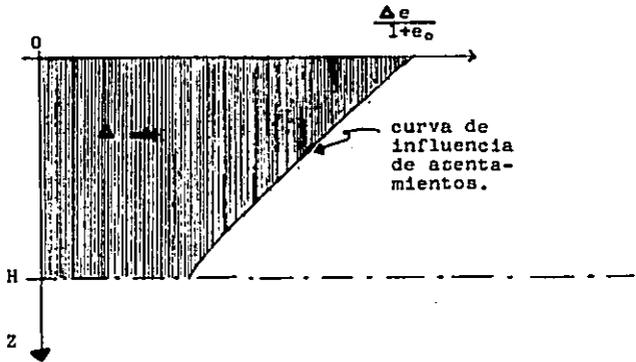
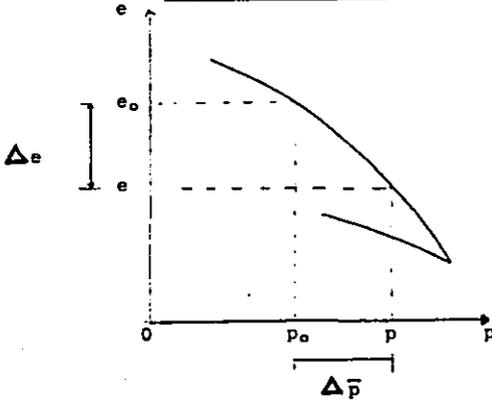
Cuando se trata de estratos, compresibles homogéneos de pequeño es pesor en el que el coeficiente  $M_v$  pueda considerarse constante para el intervalo de presiones. Pudiéndose escribir:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1+e_0} dz = \int_0^H M_v \Delta \bar{p} dz$$

$$\Delta H = M_v \int_0^H \Delta \bar{p} dz$$

Entre las profundidades 0 y H, se puede calcular gráficamente -  
y si consideramos  $\bar{p}$  constante se llega a obtener la fórmula:

$$\Delta H = M_v \Delta \bar{p} H$$



En ocasiones no se cuenta con datos pertinentes de consolidación, para hacer el trazo de la curvatura de compresibilidad.

La causa pueda ser no efectuar las pruebas de consolidación necesarias. Terzaghi a partir de investigaciones experimentales - ha propuesto una *coorrelación* empírica que permite calcular el límite de compresibilidad  $C_c$  proponiendo la *coorrelación* para arcilla remoldada.

$$C_c = 0.007 (LI-10).$$

Para arcillas inalteradas normalmente consolidadas se modifica, de tal manera que  $C_c$  resulta  $> 30\%$

$$C_c = 0.009 (LL-10).$$

Permitiendo ambas ecuaciones trazar la curva de compresibilidad en el tramo virgen, trazo recto en papel *semilogarítmico*, determinando un punto aunque sea por ejemplo con la presión efectiva *inicial* y la relación de vacíos de la misma.

#### 2.4 Conseción del Ex-Hospital de la Mujer.

El Ex-Hospital de la Mujer ubicado en avenida Hidalgo # 45, que data su construcción del siglo XVI, por lo que, es considerado como monumento histórico, formando parte del patrimonio cultural de la nación, atendiendo a sus antecedentes históricos y a su relevante diseño arquitectónico.

Este hospital ingresó al patrimonio de la beneficencia pública del D.F. por los decretos del 12 de julio de 1859 y del 2 de febrero de 1861 habiéndose dispuesto al departamento de la salubridad.

Según actas de octubre de 1920 y julio de 1925 ya el 26 de sep-

tiembre de 1969 por acuerdo presidencial y publicado en el diario oficial se destinó a la secretaría de industria y comercio para -- ser instalado en el un museo y mercado de artesanías, Por decreto presidencial el 18 de noviembre de 1980 y publicado en el diario oficial el inmueble de el Ex-Hospital de la Mujer se retira del -- servicio de la secretaría de comercio quedando en posesión y administración. por la secretaría de asentamientos humanos y obras públicas, en tanto se le asignara destino que fuera congruente con -- su valor, histórico y arquitectónico, a su misma vez aportando -- beneficios a la colectividad.

Con fecha 3 de diciembre de 1962, el Señor Franz Mayer T. como fideicomitente, constituyó en el banco de México, S.A., El fideicomiso cultural Franz Mayer, con el objeto de establecer y mantener un museo de arte en la ciudad de México, así como de formar una bi blioteca, organizar exposiciones, concursos, conferencias, cursos de estudio, conceder becas, hacer publicaciones, promover y fomentar en cualquier otra forma el desarrollo de las diversas artes -- plásticas.

Al haber solicitado el uso del inmueble el fideicomiso; se les- dió la conseción para el aprovechamiento y así establecer en el un museo de arte y alojar las instalaciones que requiera. Así pudien do difundir y acrecentar las arte plásticas nacionales y de otra -- manera conservar El Ex-Hospital de la Mujer como monumento y sede- de las artes plásticas.

### CAPITULO III

#### Estudios Preliminares

3.1 Estudio del Subsuelo.

3.2 Calas y Obtención de Niveles Originales.

### 3.1 Estudio del Subsuelo

Para darnos idea de la resistencia del suelo (aproximada a -- compresion simple.

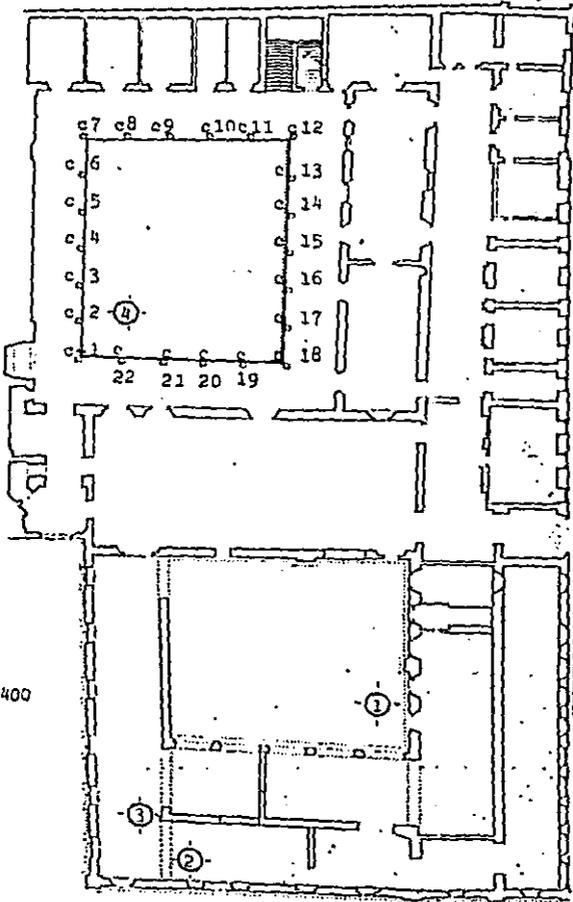
Se efectuan sondeos de exploración de mecánica de suelos, estas pruebas fueron realizadas en suelos arcillosos por medio de terca gh1, haciendo perforaciones de 2 1/2" a cada 50 cms. se penetraba con una martinete de W=63 kgs. obteniendo una muestra de 1 1/2", obteniendo el valor de resistencia a la compresion simple en Kg/Cm<sup>2</sup>.-- realizandolo de una manera muy sencilla pero bastante aproximada, dividiendo entre el número 8 el número de golpes.

Se realizaron varios sondeos para obtener criterio de cual tenía que ser la profundidad promedio donde se considerara una resistencia a la compresion simple considerable para recibir el peso de nuestro inmueble. Para localización de sondeos consultar croquis.

En el patio conocido como zona arcada ó 2º patio, aquí se practico un sondeo en dirección oriente-poniente por donde el primer arco y un muro se realizó el sondeo número 1.

El sondeo número 2 se realizó en el local 12 zona I muro sur--oriente.

El sondeo número 3 se efectuo en el local 13 de la zona I entre el final de la arcada y locales 1y12.



P. B.

Esc. 1:400

Sondeos realizados para la obtención de profundidad promedio y Resistencia



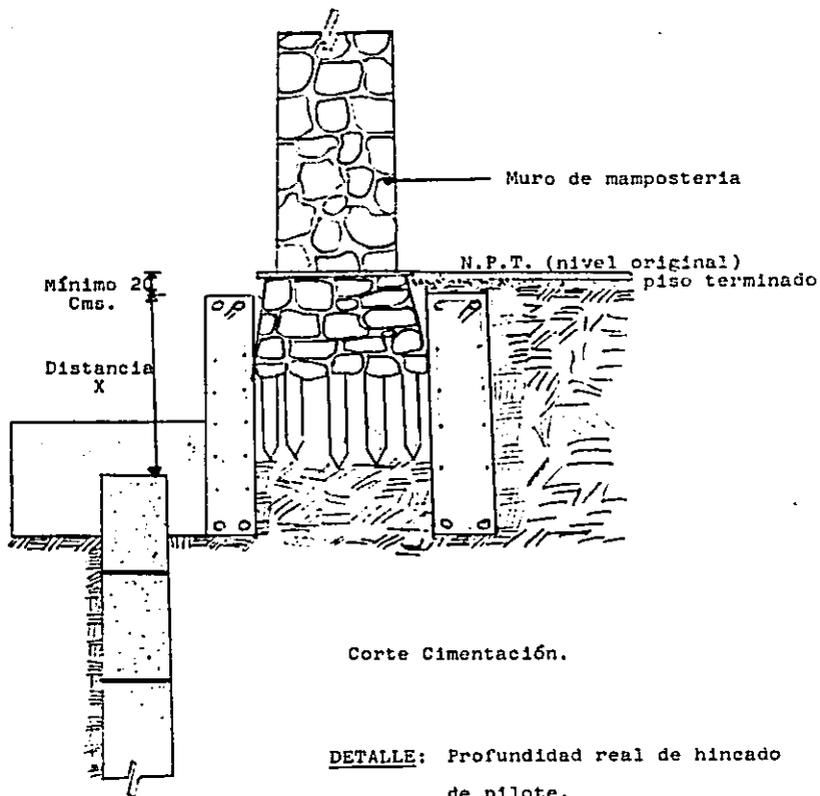
| LONG DE<br>PEARORA<br>CION A<br>CADA 50<br>Cms. | # DE GOLFES<br>SONDEO 1 Y<br>SU RESISTEN<br>CIA (Kg/Cm <sup>2</sup> ) | # DE GOLFES<br>SONDEO 2 Y<br>SU RESISTEN<br>CIA (Kg/Cm <sup>2</sup> ) | # DE GOLFES<br>SONDEO 3 Y<br>SU RESISTEN<br>CIA (Kg/Cm <sup>2</sup> ) | # DE GOLFES<br>SONDEO 4 Y<br>SU RESISTEN<br>CIA (Kg/Cm <sup>2</sup> ) |
|---|---|---|---|---|
| 21.50   | Mts 4 0.50  | 3 0.37  | 3 0.37  | 3 0.37  |
| 22.00   | " 4 0.62  | " 4 0.50  | " 4 0.50  | " 4 0.37  |
| 22.50   | " 5 0.75  | " 5 0.50  | " 5 0.62  | " 4 0.50  |
| 23.00   | " 5 0.62  | " 5 0.50  | " 4 0.50  | " 4 0.50  |
| 23.50   | " 6 0.75  | " 6 0.75  | " 4 0.50  | " 5 0.50  |
| 24.00   | " 5 0.75  | " 5 0.62  | " 5 0.62  | " 5 0.62  |
| 24.50   | " 5 0.62  | " 4 0.50  | " 5 0.62  | " 3 0.37  |
| 25.00   | " 5 0.50  | " 4 0.50  | " 5 0.50  | " 3 0.37  |
| 25.50   | " 5 0.62  | " 5 0.62  | " 3 0.37  | " 3 0.37  |
| 26.00   | " 3 0.37  | " 3 0.37  | " 3 0.37  | " 3 0.37  |
| 26.50   | " 5 0.52  | " 5 0.62  | " 4 0.50  | " 5 0.50  |
| 27.00   | " 6 0.75  | " 6 0.62  | " 6 0.75  | " 5 0.62  |
| 27.50   | " 6 0.75  | " 6 0.62  | " 6 0.75  | " 5 0.62  |
| 28.00   | " 5 0.62  | " 5 0.75  | " 5 0.62  | " 5 0.75  |
| 28.50   | " 5 0.62  | " 5 0.75  | " 5 0.62  | " 6 0.75  |
| 29.00   | " 5 0.62  | " 6 0.62  | " 4 0.50  | " 6 0.75  |
| 29.50   | " 6 0.75  | " 5 0.75  | " 5 0.62  | " 6 0.75  |
| 30.00   | " 7 0.87  | " 5 0.75  | " 5 0.62  | " 6 0.75  |
| 30.50   | " 7 0.87  | " 6 0.62  | " 6 0.75  | " 5 0.62  |
| 31.00   | " 7 0.87  | " 6 0.87  | " 6 0.75  | " 5 0.62  |
| 31.50   | " 7 0.87  | " 7 0.87  | " 7 0.37  | " 7 0.37  |
| 32.00   | " 11 1.50   | " 18 2.25   | " 9 1.12  | " 7 0.37  |
| 32.50   | " 165 20.62   | " 171 21.37   | " 103 12.75   | " 90 11.25  |
| 33.00   | " 102 12.75   | " 99 12.37  | " 162 20.37   | " 164 20.50   |
| 33.50   | " 72 9.00   | " 66 8.25   | " 93 11.62  | " 67 7.75   |
| 34.00   | " 134 16.75   | " 123 16.00   | " 137 17.12   | " 123 15.37   |
| 34.50   | " 83 10.37  | " 62 12.37  | " 75 9.37   | " 65 8.12   |
| 35.00   | " 71 8.37   | " 46 5.75   | " 38 4.75   | " 43 3.37   |
| 35.50   | " 52 5.5  | " 45 11.12  | " 41 5.12   | " 31 3.87   |
| 36.00   | " 175 22.10   | " 177 23.12   | " 193 24.12   | " 185 23.12   |

en el sondeo 1 a la profundidad de 32.50 Mts. se obtuvo una -  
resistencia de 20.62 Kg/Cm<sup>2</sup>.

En el sondeo 2 a idéntica profundidad se obtuvo una resistencia  
de 21.37 Kg/Cm<sup>2</sup>.

En el sondeo 3 a la profundidad de 33.00 Mts se obtuvo una resis-  
tencia de 20.25 Kg/Cm<sup>2</sup>.

En el sondeo 4 a la profundidad de 32.50 Mts. se obtuvo una re-  
sistencia a la compresión simple de 20.50 Kg/Cm<sup>2</sup>.



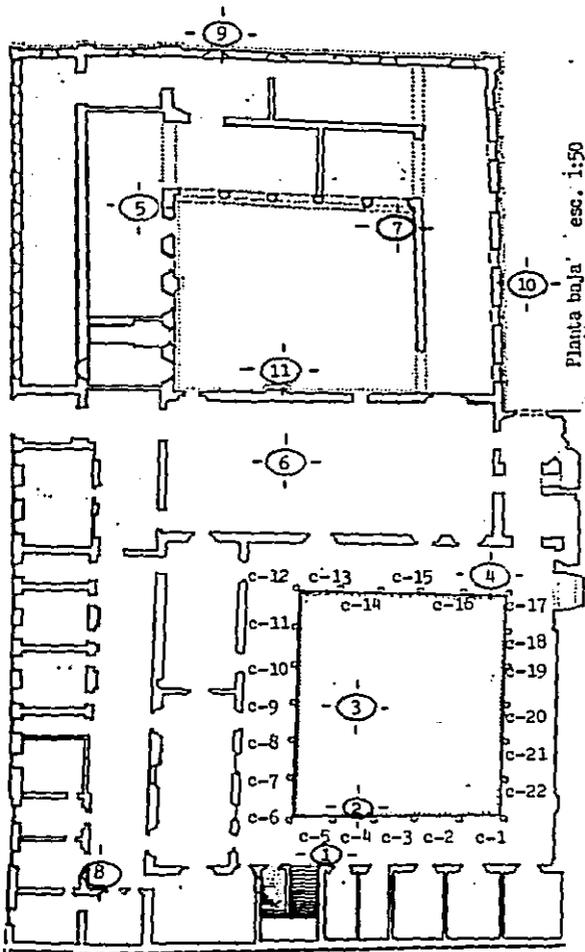
NOTA: Esta profundidad es en referencia al nivel existente.

Como se trata de un monumento colonial, y dado el tiempo transcurrido, por inundaciones que sufrió el Hospital, hundimientos diferenciales, etc. nos encontramos con un nivel original mas abajo: por lo que se tiene que proceder a determinar el nivel original, - y por lo antes dicho, varían las profundidades del hincado de pilotes, oscilando su diferencia entre los -2.00 Mts. y -4 Mts. de las profundidades antes obtenidas. Basandose estos datos en calas realizadas, para el siguiente capítulo encontraremos un punto que es necesario aclarar: El lecho superior del pilote, quedará por la parte inferior de la contratrabe de concreto que empacarpa la cimentación original de mampostería y el lecho superior de esta, la contratrabe de concreto quedara con una diferencia de 20 Cms. por debajo del lecho superior de la cimentación original ( mampostería) todo esto es para poder rescatar el nivel original del edificio.

### 3.2 Calas y Obtención de Niveles Originales

Se efectuo la cala número 1 en el pasillo Pte. del claustro, -- frente al local 6 de la zona V, dado que con anterioridad se suponía que tuviera capas de suelo, una sobre otra, así, hasta llegar al suelo que conocimos.

Las columnas se veían muy cortas, de poca altura, al siguiente nivel que es el entrepiso, comparando la altura de entrepiso y azotea . Por otra parte . Para el nacimiento del primer escalon del arranque de la escalera no se veía, por lo que se efectuo la cala -

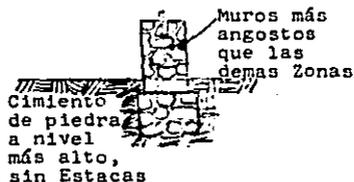


Planta baja esc. 1:50

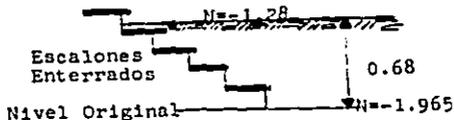
Calas para  
determinación  
de  
Niveles  
Originales,  
su cimentación  
y  
N. A. F.

P.B. Esc. 1:400

Número 1 a cielo abierto con unas dimensiones de 3.00 X 2.00 - Mts. encontrándose su desplante a  $-0.68$  Mts. encontrándose a nivel  $-1.28$  Mts. con referencia de un banco de nivel al parque de la alameda, donde es el nivel  $\pm 0.00$  Mts. y con referencia a las demás ca las observamos que el cimiento de piedra, no era la misma profundidad, ni parecida, con lo cual aparte de información histórica se - constató que pertenece el inmueble a otra época.



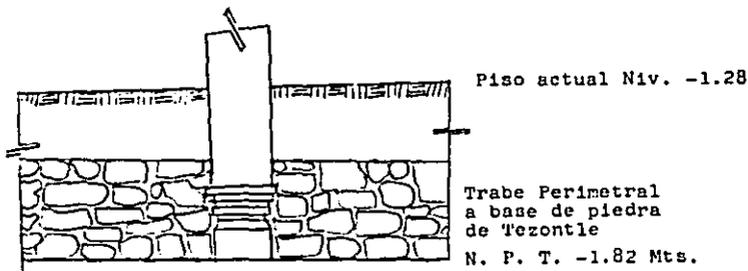
Corte de Muros Zona V



Corte pasillo Pte. Claustro ( escaleras )

Cala 2

En esta cala se vio que existia una cadena perimetral como muro de contención, su nivel original se encuentra a -1.82 Mts.

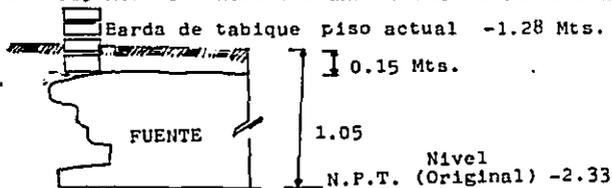


corte

Se observa perfectamente que el claustro tiene pendiente hacia el sur.

Cala # 3

Es muy curioso tener una pequeña barda de tres hiladas de tabique donde la tercera hilada se hunde, se efectua la cala y a profundidad de 0.15 Mts. se encuentra una fuente de cantera hundida 1.05 Mts.



encontramos que eran zapatas aisladas las que se construyeron para sostener a las columnas, estas estaban ligeramente abajo del nivel de las demás cimentaciones aprox. 10 a 15 Cms. lo cuál quiere decir que se estaba hundiendo más que las demás, se verá más adelante en esta zona, donde era un granero, se planea por parte de proyecto arquitectónico, prescindir de estas, las columnas centrales, en donde las losas que son soportadas por estas columnas serán soportadas por grandes trabes y en azotea por trabes invertidas con tornillos estructurales a manera de tensores.

Para lograr unas áreas más amplias y en P.B. tener el uso de auditorio, plata alta como sala de exposiciones permanentes.

Calas 7 y 11

En estas el nivel de piso original es bastante parecido que el de la cala 5, solo que en estas no hay mogotes agregados.

Cala 8

La cimentación se encuentra en esta zona bastante más alta, dado que fué construida a fines del SXIX y principios del SXX, sus cimientos son de pedacería de tabiques, como si fuera una cadena-corrida, con muros, obviamente más delgados que los de mampostería

Los muros de interior son de 14 y 28 Cms. de tabique y los exteriores o colindantes con la calle son de 48 Cms. en estos locales se tendrá que cimentar más arriba o prolongar sus cimientos más -- abajo.

Calas 9 y 10

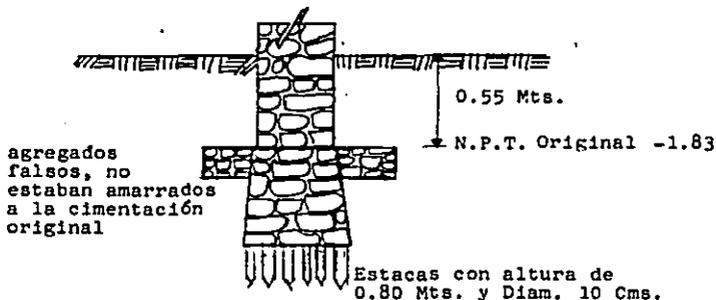
Nivel idéntico a las calas 5, 7 y 11 solo que aquí se tiene mayor ---

#### Cala 4

Se descubrió su nivel original, y su nivel se encontró con mucho mayor profundidad que las otras calas, a -2.60 Mts. con una diferencia de desnivel a -0.74 Mts. más profunda en la columna -- c-17 contra la c-6 que su nivel fué -1.85 Mts.

#### Cala # 5

Identico el nivel de desplante en comparación con el resto del edificio en calas 7,9,10,11 solo que en este local al haberse edificado un siglo despues que la fachada poniente de este pátio --- (frente a la cala 11 ) se necesitó colocar encima de la cadena -- de mamposteria corrida, un mogote agregado. Para aquellos tiempos antes de levantar muros se inhundaron y el nivel subió 0.60 Mts. - y solo construyeron este agregado y levantaron los muros.



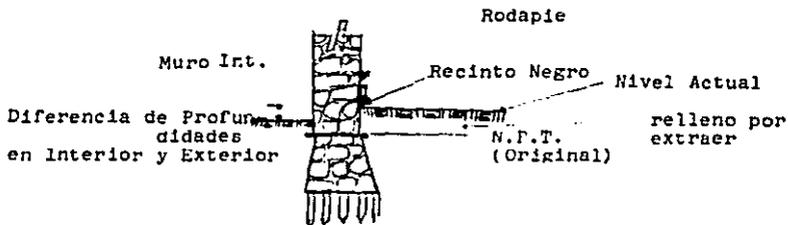
agregados falsos, no estaban amarrados a la cimentación original

Estacas con altura de 0.80 Mts. y Diam. 10 Cms.

#### Cala 6

Nivel parecido al de las calas 5,7,9 y 11 solo que notamos que

Nivel de suelo, ya que es el exterior del inmueble; cabe hacer notarse que ya fué intervenido este edificio unos años antes, se colocó un lambrín negro y rodapie dando la impresión que fuera el nivel original el que se tiene en este instante, sin hacer excavación en el terreno, pero al hacer la cala encontramos unos vestigios de jambas de cantera y sus cimientos idénticos a la cala 5 -- con pequeñas diferencias.

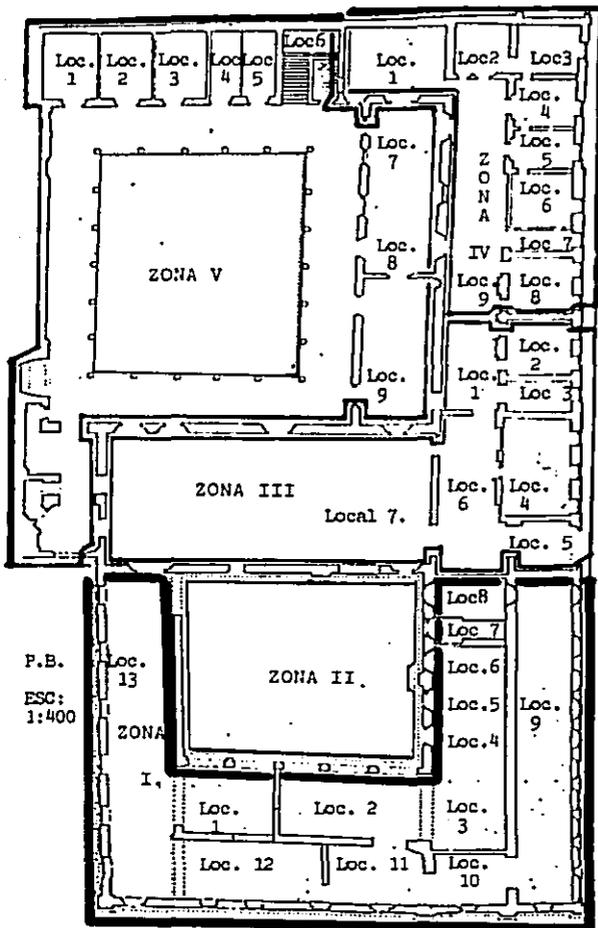


Por medio de estas calas se pudo observar que el nivel de aguas freáticas ( N.A.F. ) varía en profundidades de -2.00 y -2.50 a partir del suelo actual. Este dato es importante, para cuando se haga la recimentación y sabiendo que en los locales se encuentran -- con distintas alturas en referencia a nivel original, forzosamente se tienen que sacar estos rellenos y excavar más abajo para armar las contratraves de cimentación. Teniendo en cuenta esto y sobre todo para que no resbalen los muros actuales, se tendra además que ademar y troquelar perfectamente los muros.

## CAPITULO IV

### Análisis de Cargas.

- 4.1 Muros
- 4.2 Columnas
- 4.3 Trabes y Secciones Especiales.
- 4.4 Losas
- 4.5 Cornizas
- 4.6 Cimentación de Mampostería
- 4.7 Soluciones



P.B.  
ESC:  
1:400

Notas:

Se Cambió; Por proyecto Arquitectónico, lo siguiente:

- + Loc. 11 Muro Pte. continuo
- + Loc. 12 Muro Nte. se elimina
- + Loc. 1 Muro Nte. se elimina
- + Locs. 6 y 7 Muros Nte. se eliminan
- + Loc. 4 Muro Nte. Se elimina
- + Loc. 10 Muro Nte. Se continua.

Todo lo anteriormente citado se Hara en la Zona I

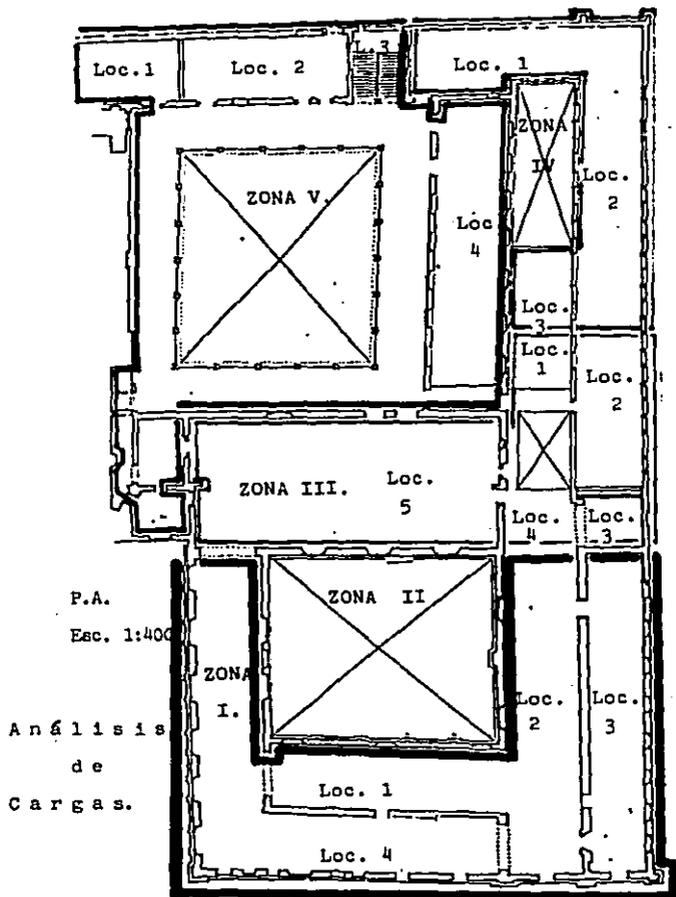
Zona III

- + Loc. 1 Muro Ote. se elimina

Zona V

- + Los Muros Sur No se tomaran en cuenta porque pertenecen al Templo de San Juan de Dios.

Análisis de Cargas.



4.1 Muros

Zona I Planta Baja.

|                      | Long. | b    | h         | m <sup>3</sup> |
|----------------------|-------|------|-----------|----------------|
| MURO SUR loc. 13     | 33.00 | 1.00 | 5.00      | +150.00        |
| * *loc13(ventas)     | 1.60  | 1.00 | 5.00x6.00 | - 54.00        |
| Muro Nte.Hasta loc 1 | 14.00 | 1.00 | 5.00      | + 70.00        |
| Muro Pte. Loc 13     | 6.20  | 1.00 | 5.00      | + 31.00        |
| Jambas y arcos       | 1.00  | 1.00 | 5.00x6.00 | + 30.00        |
| Muro Pte. Loc 1y2    | 21.00 | 1.00 | 5.00      | +140.00        |
| Muro Ote. Ex-Hosp.   | 35.50 | 1.00 | 5.00      | +194.00        |
| ventas. Muro Ote.    | 1.60  | 1.00 | 5.00x7.00 | - 35.00        |
| Loc 10 muro Nte.     | 5.20  | 1.00 | 5.00      | + 26.00        |
| Loc 9 muro sur       | 11.40 | 1.00 | 5.00      | +127.00        |
| Loc 4 al 9 Muro sur  | 11.00 | 1.00 | 5.00      | + 55.00        |
| Ventanas 4,9         | 15.00 | 1.00 | 5.00x5.00 | - 45.00        |
| Muro Pte Locs 8y4    | 11.00 | 1.00 | 5.00      | + 60.00        |
| Ventana (puerta)     | 3.00  | 1.00 | 5.00      | - 12.50        |

ZONA II

|           |       |      |           |                             |
|-----------|-------|------|-----------|-----------------------------|
| Muro Pte. | 20.40 | 1.00 | 5.00      | +102.00                     |
| Fuertas   | 1.90  | 1.00 | 3.20x3.00 | - 18.24                     |
|           |       |      |           | <u>+87.00 M<sup>3</sup></u> |

W=827.6 x 3.00 Ton/M<sup>3</sup>  
W= 1,654.52 TON.

ZONA III

|                     |      |      |           |                              |
|---------------------|------|------|-----------|------------------------------|
| Loc 2 muro Pte.     | 6.4  | 0.28 | 5.00      | + 8.96                       |
| Loc 2 muro Sur      | 15.8 | 0.25 | 5.00      | + 20.32                      |
| Loc 2 Puertas       | 1.00 | 0.25 | 3.00x5.00 | - 4.20                       |
| Loc 3 Muro Pte.     | 4.4  | 0.28 | 5.00      | + 6.16                       |
| Loc 4 ZIII M. Ote.  | 4.4  | 1.00 | 5.00      | + 22.00                      |
| Vent. M. Ote. Loc 4 | 1.92 | 1.00 | 0.67      | - 1.29                       |
|                     |      |      |           | <u>+ 64.07 M<sup>3</sup></u> |

w=64.07 x 1.5 Ton/M<sup>3</sup>  
w= 96.105 TON.

ZONA IV P.E.

|                        |       |      |           |         |
|------------------------|-------|------|-----------|---------|
| Muro Nte. Fchda.       | 26.40 | 0.50 | 5.00      | + 66.00 |
| Ventas. Fchda. Nte.    | 1.60  | 0.50 | 5.00x7.00 | - 28.00 |
| Muros Sur Locs 3 y 8   | 26.40 | 0.50 | 5.00      | + 66.00 |
| ventas. N.Sur(puertas) | 2.00  | 0.50 | 3.00x1.00 | - 18.00 |

|                      |      |      |           |                             |
|----------------------|------|------|-----------|-----------------------------|
| M. Laterales L. 2, 2 | 3.80 | 0.50 | 5.00      | + 9.50                      |
| Puertas Locs. 3, 2   | 1.20 | 0.50 | 2.50      | + 1.50                      |
| Muros Lats. Lcs 2    | 5.20 | 0.50 | 5.00x2.00 | + 26.00                     |
| Puerta Nte.          | 1.20 | 0.50 | 2.50x1.00 | - 1.50                      |
|                      |      |      |           | <u>+12.50 M<sup>3</sup></u> |

W= 118.50 M<sup>3</sup>x1.5 Ton/M<sup>3</sup>  
W= 177.75 TON.

ZONA V P.B.

|                        |       |      |           |                             |
|------------------------|-------|------|-----------|-----------------------------|
| Muro Pte.              | 24.8  | 1.00 | 5.00      | + 12.40                     |
| Muros Lats. Locs 1-6   | 7.00  | 0.40 | 5.00      | + 1.40                      |
| Muro E.L.              | 4.80  | 0.6  | 5.00      | + 1.40                      |
| Muro Sur Locs 7, 8, 9  | 29.10 | 0.6  | 5.00      | + 37.90                     |
| Vent. y Pta. 7, 8, 9   | 1.80  | 0.6  | 3.00x6.00 | - 15.44                     |
| Muro Nte. Locs 7, 8, 9 | 29.20 | 0.6  | 5.00      | + 37.60                     |
| Puertas 7, 8, 9        | 2.00  | 0.6  | 5.00      | - 6.00                      |
| Muro Ots.              | 27.60 | 1.00 | 5.00      | +138.00                     |
| Puertas                | 2.00  | 1.00 | 3.00x5.00 | - 30.00                     |
| Muro Sur               | 12.00 | 1.00 | 5.00      | + 60.00                     |
| M. Pta. P.B.           | 19.60 | 1.00 | 5.00      | + 38.00                     |
| Pta 2 L-7              | 2.80  | 1.00 | 5.00      | - 14.00                     |
|                        |       |      |           | <u>+42.26 M<sup>3</sup></u> |

W=42.26 M<sup>3</sup>x2.00 Ton/M<sup>3</sup>  
W= 84.52 TON.

PLANTA ALTA

ZONA I MURRO DE 1.00 Mts. de ancho (piedra brza)

ZONA II

827.60

5.00 Mts. De altura = 145.52 M<sup>2</sup>/H de h  
1er. Niv.

16552 M<sup>3</sup>/M de h X 6.00 M. Altura  
2° Niv.

993.12 M<sup>2</sup> x 2.00 Ton/M<sup>3</sup> = 1986.24 TON.

ZONAS III y IV

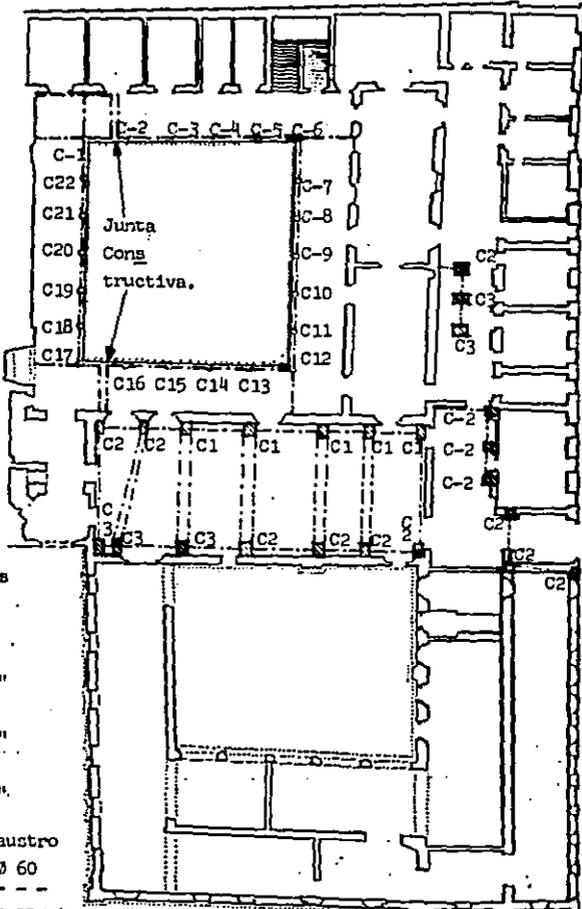
Muros de Táchique con peso Volumetrico de 1.5 Ton/M<sup>3</sup>

139.21

5.00 Mts. = 27.84 M<sup>2</sup>/M h  
h 1° Niv.

W= 27.84 x 6.00 Mts. x 1.5 Ton/M<sup>3</sup>

W= 250.56 TON.

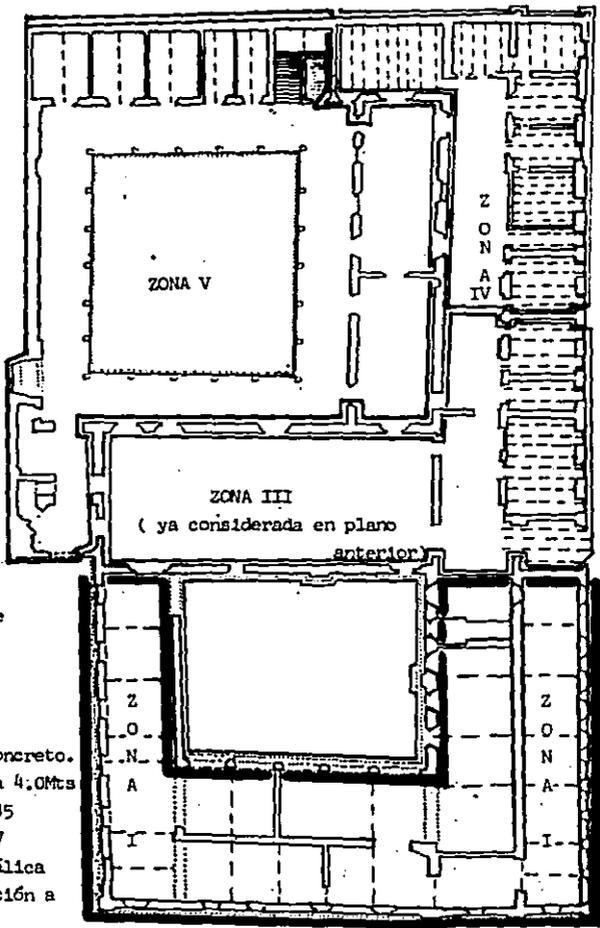


Columnas  
y  
Trabes

- C1 40x60 8 Ø 1"  
e 5/16 a 20
- C2 30x50 4 Ø 1"  
e 5/16 a 20
- C3 35x60 8 Ø 3"  
4

Columnas en Claustro  
de Cantera Ø 60

Trabes Loc. 7 Z-III 40x100 Entrepiso y Azotea. Trabes en Claustro 3 I 6" c/u.



Trabes  
Metálicas y de  
Concreto.

Esc. 1:400

- + Z-I y Z-V Concreto.  
separación a 4.0Mts  
Sección 25x45
- + Z-III y Z-IV  
Vigueta Metálica  
I 6" separación a  
2.00 Mts.

Zona V

$$\frac{442.26}{5.00} \text{ Mts. h} = 88.45 \text{ M}^3/\text{M h} \times 6.00 \text{ Mts. h} \\ 2^\circ \text{ Niv.}$$

$$W = 530.70 \text{ M}^3 \times 2.00 \text{ Ton/M}^3$$

$$W = 1,061.40 \text{ TON.}$$

W totales por descarga de muros

|           |      |
|-----------|------|
| 1,654.52  | TON. |
| 96.105    | "    |
| 177.75    | "    |
| 1,884.52  | "    |
| 1,986.24  | "    |
| 250.56    | "    |
| 1,061.40  | "    |
| <hr/>     |      |
| 6,111.995 | TON. |

4.2 Columnas

en la zona V, area del claustro.

$$W_{\text{cols}} = 22 \text{ Cols} \times \frac{2.6^2 \times 7}{4} \times 10.00 \text{ Mts.} \times 2.3 \text{ Ton/M}^3$$

Zona V

$$W_{\text{cols}} = 143.07 \text{ TON.}$$


---

$$W_{\text{cols C-1}} = (50-1 \times 0.4 \times 0.6 \times 11 \times 2.4) = 31.68 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{cols C-2}} = (130-2 \times 0.3 \times 0.5 \times 11 \times 2.4) = 51.48 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{cols C-3}} = (50-3 \times 0.25 \times 0.60 \times 11 \times 2.4) = 19.80 \text{ Ton}$$

$$\underline{102.96 \text{ Ton.}}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = 246.03 \text{ TON.}$$

.....

4.3 Trabes y secciones especiales.

Para el local 7 de la zona III se colocan trabes de 40 x 100 Cms dado que al centro de este local, con dimensiones de 30 mts. x 14 m.

Se encuentran columnas centrales para recibir las cargas; Se --  
piensa por parte de proyectos, eliminar las columnas en P.B. y F.A.  
para dar uso en areas de un auditorio y sala permanente de exposi-  
ciones, en P.B y P.A. respectivamente.

|                      |                |                        |       |     |
|----------------------|----------------|------------------------|-------|-----|
| MURO CTE.            | 27.2 x 2 Nivs. | x 0.4 x 1.00 x 2.4 =   | 52.22 | Ton |
| Muro Pte.            | 27.2 x 2       | " x 0.4 x 1.00 x 2.4 = | 52.22 | "   |
| Muro Nte. 12 traves  | 14.0 x 2       | " x 0.8 x 1.00 x 2.4 = | 52.80 | "   |
| TRABES L-24 ZONA III |                |                        |       |     |
| Muro Nte. L-6        | 9.0 x 2        | " x 0.4 x 1.00 x 2.4 = | 17.28 | "   |
| Muro Pte. L-6        | 9.0 x 2        | " x 0.4 x 1.00 x 2.4 = | 17.28 | "   |
| Muro Sur L-6         | 5.35 x 2       | " x 0.4 x 1.00 x 2.4 = | 11.95 | "   |
| Muro Cte. L-6        | 6.0 x 2        | " x 0.4 x 1.00 x 2.4 = | 11.52 | "   |
| M. central L-1       | 6.2 x 2        | " x 0.4 x 1.00 x 2.4 = | 11.66 | "   |
| M. Pte. L-1          | 3.2 x 2        | " x 0.4 x 1.00 x 2.4 = | 6.14  | "   |

W TRABES SECCIONES = 201.71 TON.  
ESPECIALS

| Trabes metálicas en el claustro zona V |                |                  |      |     |
|--|----------------|------------------|------|-----|
| Muro Nte.                              | 3 x 24.50 Mts. | x 0.18cc ton/m = | 1.35 | Ton |
| Pasillo Cte. Hasta                     |                |                  |      |     |
| 1ª Junta constructiva                  | x 20.80        | " x " " "        | 1.16 | "   |
| Pasillo Cte.                           | 3 x 10.40      | " x " " "        | 0.58 | "   |
| Pasillo Sur                            | 3 x 33.60      | " x " " "        | 1.87 | "   |
| Pasillo Pte. Incluye                   |                |                  |      |     |
| Juntas de Construcc.                   | 3 x 34.00      | " x " " "        | 1.91 | "   |

0.69 ton

(-)W Pasillo Sur  
(ex carga part  
el templo

5.02 Ton

W Total = 5.02 Ton x 2 Nivs. = 10.04 Ton  
Viguetas: ■■■■■■■■■■

| Trabes de concreto y metálicas en el resto del inmueble |                 |                       |         |           |
|---|-----------------|-----------------------|---------|-----------|
| EN ZONA I   |                 |                       |         |           |
| ala Nte.  | 8Ts x 13.0 Mts. | x 0.25 x 0.45 x 2 Niv | x 2.4 = | 56.16 Ton |
| ala Cte.  | 5 x 13.2        | x 0.25 x 0.45 x 2     | x 2.4 = | 35.64 "   |
| ala Sur   | 5 x 6.8         | x 0.25 x 0.45 x 2     | x 2.4 = | 20.38 "   |
| ZONA V ala Pte 6  | x 4.8           | x 0.25 x 0.45 x 2     | x 2.4 = | 15.53 "   |

W trabes de 107.67 Ton

Concreto

Armado

Trabes metálicas

|              |    |   |     |   |   |   |     |   |        |   |      |      |
|--------------|----|---|-----|---|---|---|-----|---|--------|---|------|------|
| ZONA IV      | 26 | x | 6.6 | M | x | 2 | Niv | x | 0.0186 | = | 6.38 | Ton. |
| ZONA III     | 8  | x | 6.6 |   | x | 2 |     | x | "      | = | 1.96 | "    |
| ala Nor-Pte. | 3  | x | 6.6 |   | x | 2 |     | x | "      | = | 0.74 | "    |
| L-3 Zona IV  | 5  | x | 7.6 |   | x | 2 |     | x | "      | = | 1.41 | "    |

10.49 TON.

RESUMEN:

|        |               |
|--------|---------------|
| Total  | = 650.97 TON. |
| Trabes |               |

4.4 LOSAS

ZONA I

|                              |       |   |      |  |   |       |        |      |       |        |      |
|------------------------------|-------|---|------|--|---|-------|--------|------|-------|--------|------|
| Ala Nte.                     | 30.0  | x | 12.4 |  | x | 0.1   | x      | 2.4  | =     | 89.28  | Ton. |
| F. Vcl 0.95 encino           | 30.0  | x | 12.4 |  | x | 0.01x | 0.95   | =    | 3.53  | "      |      |
| Ala Ote.                     | 20.0  | x | 14.0 |  | x | 0.10  | x      | 2.4  | =     | 67.20  | "    |
| Piso de encino               | 20.0  | x | 14.0 |  | x | 0.01  | x      | 0.95 | =     | 2.66   | "    |
| Ala Sur                      | 30.0  | x | 6.20 |  | x | 0.10  | x      | 2.4  | =     | 44.64  | "    |
| Piso de encino               | 30.0  | x | 6.20 |  | x | 0.01  | x      | 0.95 | =     | 1.77   | "    |
| E-I AZOT. (Tridilloza)       | 18.0  | x | 21.0 |  | x | 0.05  | x      | 2.4  | =     | 45.36  | "    |
| Estructura Acero             | 18.0  | x | 21.0 |  | x | 45.0  | Kg/M2. | =    | 17.01 | "      |      |
| E-I Ala Nte.                 | 30.0  | x | 12.4 |  | x | 0.10  | x      | 2.4  | =     | 89.28  | "    |
| Azotea (entortado)           | 30.0  | x | 12.4 |  | x | 0.08  | x      | 1.5  | =     | 44.64  | "    |
| " enladrill.                 | 30.0  | x | 12.4 |  | x | 0.02  | x      | 1.5  | =     | 11.16  | "    |
| Ala Sur E-1                  | 30.00 | x | 6.2  |  | x | 0.10  | x      | 2.4  | =     | 44.64  | "    |
| Azot. (entortado)            | 30.0  | x | 6.20 |  | x | 0.08  | x      | 1.5  | =     | 22.32  | "    |
| Ala Ote. Azot.               | 20.0  | x | 14.0 |  | x | 0.10  | x      | 2.4  | =     | 67.20  | "    |
| Entortado                    | 20.0  | x | 14.0 |  | x | 0.08  | x      | 1.5  | =     | 33.60  | "    |
| Enladrillado                 | 20.0  | x | 14.0 |  | x | 0.02  | x      | 1.5  | =     | 6.40   | "    |
| E-III Ala Nte. 2 Niv. x 23.0 | 23.0  | x | 11.2 |  | x | 0.10  | x      | 2.4  | =     | 123.65 | "    |
| Peso Mosaico marmol          | 23.0  | x | 6.2  |  | x | 0.05  | x      | 2.0  | =     | 14.26  | "    |
| Piso Encino                  | 23.0  | x | 5.00 |  | x | 0.01  | x      | 0.95 | =     | 1.09   | "    |
| Azotea Entortado             | 23.0  | x | 11.2 |  | x | 0.08  | x      | 1.5  | =     | 30.91  | "    |
| Enladrillado                 | 23.0  | x | 11.2 |  | x | 0.02  | x      | 1.5  | =     | 7.73   | "    |
| Zona III Loc 7 2niv x 27.0   | 27.0  | x | 14.0 |  | x | 0.10  | x      | 2.4  | =     | 181.44 | "    |
| Piso de Encino               | 27.0  | x | 14.0 |  | x | 0.01  | x      | 0.95 | =     | 3.59   | "    |
| Entortado                    | 27.0  | x | 14.0 |  | x | 0.08  | x      | 1.5  | =     | 45.36  | "    |
| Enladrillado                 | 27.0  | x | 14.0 |  | x | 0.02  | x      | 1.5  | =     | 11.34  | "    |
| Zona IV L-3 al L-8           |       |   |      |  |   |       |        |      |       |        |      |
| 2 Niveles x                  | 26.0  | x | 6.00 |  | x | 0.10  | x      | 2.4  | =     | 74.88  | "    |
| LOSETA                       | 26.0  | x | 6.0  |  | x | 0.02  | x      | 1.8  | =     | 5.62   | "    |
| Azotea Entortado             | 26.0  | x | 6.0  |  | x | 0.03  | x      | 1.5  | =     | 18.72  | "    |
| Enladrillado                 | 26.0  | x | 6.0  |  | x | 0.02  | x      | 1.5  | =     | 4.68   | "    |

1115.96 TON.

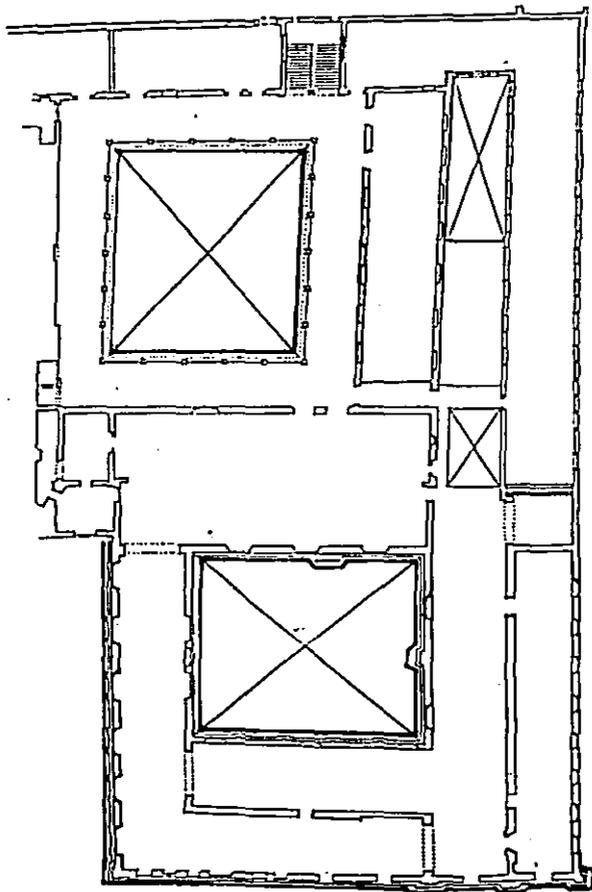
|                          |               |       |     |     |       |       |       |       |        |      |      |
|--------------------------|---------------|-------|-----|-----|-------|-------|-------|-------|--------|------|------|
| 2-III L-1 y L-2          | 2Niv x        | 5.6   | x   | 1.3 | x     | 0.1   | x     | 2.4   | =      | 3.49 | Ton. |
| Piso Loseta              |               | 5.6   | x   | 1.3 | x     | 0.02x | 1.6   | =     | 0.76   | "    |      |
| Entortado                |               | 5.61x | 1.3 | x   | 0.08x | 1.5   | =     | 0.875 | "      |      |      |
| Enladrillado             |               | 5.61x | 1.3 | x   | 0.02x | 1.5   | =     | 0.22  | "      |      |      |
| Loc2 Zona IV             | 2Niv x        | 6.8   | x   | 9.2 | x     | 0.10x | 2.4   | =     | 30.03  | "    |      |
| loseta                   |               | 6.8   | x   | 9.2 | x     | 0.02x | 1.8   | =     | 2.25   | "    |      |
| entortado                |               | 6.8   | x   | 4.2 | x     | 0.08x | 1.5   | =     | 7.51   | "    |      |
| enladrillado             |               | 6.8   | x   | 9.2 | x     | 0.02x | 1.5   | =     | 1.28   | "    |      |
| zona IV Locs Pte.2Niv x  |               | 24.0  | x   | 6.8 | x     | 0.15x | 2.4   | =     | 117.50 | "    |      |
| Mosaico                  |               | 24.0  | x   | 6.8 | x     | 0.03x | 2.0   | =     | 5.79   | "    |      |
| Entortado                |               | 24.0  | x   | 6.8 | x     | 0.08x | 1.5   | =     | 19.56  | "    |      |
| Enladrillado             |               | 24.0  | x   | 6.8 | x     | 0.02x | 1.5   | =     | 4.90   | "    |      |
| Locs. 7,8,9              | 2Niv x        | 29.2  | x   | 6.8 | x     | 0.15x | 2.4   | =     | 142.96 | "    |      |
| Piso Mosaico             |               | 29.2  | x   | 6.8 | x     | 0.04x | 2.0   | =     | 15.88  | "    |      |
| Entortado                |               | 29.2  | x   | 6.8 | x     | 0.08x | 1.5   | =     | 23.83  | "    |      |
| Enladrillado             |               | 29.2  | x   | 6.8 | x     | 0.02x | 1.5   | =     | 5.96   | "    |      |
| Pasillos Claustro2Niv x  |               | 28.4  | x   | 4.8 | x     | 0.15x | 2.4   | =     | 98.15  | "    |      |
| Mosaico                  |               | 28.4  | x   | 4.8 | x     | 0.04x | 2.0   | =     | 10.91  | "    |      |
| entortado (c/cal-arena)  |               | 28.4  | x   | 4.8 | x     | 0.08x | 1.5   | =     | 16.36  | "    |      |
| Enladrillado             |               | 28.4  | x   | 4.8 | x     | 0.02x | 1.5   | =     | 4.09   | "    |      |
| Vigueria Madera 2 Niv x  | 85 Pzs. x     | 5.0   | x   | 0.1 | x     | 0.18x | 0.25x | =     | 12.75  | "    |      |
| Guadras                  | 5 Pzax 2 Nivx | 21.6  | x   | 0.5 | x     | 0.30x | 6.0   | =     | 25.56  | "    |      |
| Pasillo Pte.losa 2Niv x  |               | 21.6  | x   | 4.8 | x     | 0.15x | 2.4   | =     | 74.65  | "    |      |
| Mosaico                  |               | 21.6  | x   | 4.8 | x     | 0.04x | 2.0   | =     | 8.29   | "    |      |
| Entortado                |               | 21.6  | x   | 4.8 | x     | 0.08x | 1.5   | =     | 12.44  | "    |      |
| Enladrillado             |               | 21.6  | x   | 4.8 | x     | 0.02x | 1.5   | =     | 3.11   | "    |      |
| Vigueria de M            | 65 Pzs. x     | 5.0   | x   | 0.1 | x     | 0.25x | 0.6   | =     | 4.87   | "    |      |
| Guadras                  | 5 Pzs x       | 21.6  | x   | 0.5 | x     | 0.30x | 0.6   | =     | 5.72   | "    |      |
| Pasillo Ote.             | 2 Niv x       | 18.0  | x   | 4.8 | x     | 0.15x | 2.4   | =     | 62.21  | "    |      |
| Mosaico                  |               | 18.0  | x   | 4.8 | x     | 0.04x | 2.0   | =     | 6.91   | "    |      |
| Entortado                |               | 18.0  | x   | 4.8 | x     | 0.08x | 1.5   | =     | 10.37  | "    |      |
| Enladrillado             |               | 18.0  | x   | 4.8 | x     | 0.02x | 1.5   | =     | 2.59   | "    |      |
| Vigueria Madera          | 54 Pzs. x     | 5.0   | x   | 0.1 | x     | 0.25x | 0.6   | =     | 4.05   | "    |      |
| Acceso Vestibulo 2 Niv x |               | 13.5  | x   | 6.2 | x     | 0.15x | 2.4   | =     | 60.26  | "    |      |
| Piso Mosaico             |               | 13.5  | x   | 6.2 | x     | 0.15x | 2.0   | =     | 6.70   | "    |      |
| Entortado                |               | 13.5  | x   | 6.2 | x     | 0.15x | 2.0   | =     | 13.39  | "    |      |
| Enladrillado             |               | 13.5  | x   | 6.2 | x     | 0.02x | 1.5   | =     | 2.51   | "    |      |

1436.805 Ton.

WTOTAL = 1,115.96 + 1,436.805 Ton.  
Loasas

WTOTAL = 2,552.76 TON.





Corrizas de  
Cantera  
Latrada

Esc. 1:400

|               |                  |                      |       |          |      |
|---------------|------------------|----------------------|-------|----------|------|
| L-13 Zona 1   | 2 ejes x30.0     | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 156.00 | Ton. |
| "             | 4Ts x 2.25x30.0  | x 0.3 M              | x 2.2 | = 194.40 | "    |
| L-13 S-Ote    | 6Ts x 1.00x 6.0  | x 0.25M              | x 2.4 | = 21.60  | "    |
| ZonaI Ala Ote |                  |                      |       |          |      |
| Sur-Nte.      | 3 Murosx32.0     | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 249.60 | "    |
|               | 4Ts x 2.25x32.0  | x 0.3 M              | x 2.4 | = 207.36 | "    |
| Fhda Ote      | 2Ts x 2.25x38.0  | x 0.3 M              | x 2.4 | = 123.12 | "    |
| Locs 4-9      | 3Ts x 2.25x13.0  | x 0.2 M <sub>2</sub> | x 2.4 | = 42.12  | "    |
|               | 2 ejes x13.0     | x 1.3 M <sub>2</sub> | x 2.0 | = 67.60  | "    |
| Ala Nte ZI    | 3 " x32.8        | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 255.84 | "    |
|               | 6Ts x 2.25x32.8  | x 0.3 M              | x 2.4 | = 315.86 | "    |
| ZIII N-S      | 2Ts x 2.25x38.0  | x 0.3 M <sub>2</sub> | x 2.4 | = 123.12 | "    |
|               | 1 eje x38.0      | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 98.80  | "    |
| ZIII L-1-6    | 8Tsx 2.25x12.8   | x 0.25M              | x 2.4 | = 138.24 | "    |
| L-7 ZIII      | 10Tsx 2.25x14.5  | x 0.25M              | x 2.4 | = 195.75 | "    |
| L-7 ZIII N-S  | 2x 2.25x18.0     | x 0.3 M <sub>2</sub> | x 2.4 | = 56.32  | "    |
|               | 2 ejes x18.0     | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 95.60  | "    |
|               | 2Tsx 2.25x15.0   | x 0.25M              | x 2.4 | = 40.50  | "    |
|               | 1Tsx 2.25x9.00   | x 0.25M <sub>2</sub> | x 2.4 | = 12.15  | "    |
|               | 2 ejes x30.0     | x 1.3 M              | x 2.0 | = 156.00 | "    |
|               | 2Tsx 2.25x30.0   | x 0.3 M              | x 2.4 | = 97.20  | "    |
| ZIV ala Nt    | 40Tsx 2.25x 6.0  | x 0.3 M <sub>2</sub> | x 2.4 | = 388.80 | "    |
|               | 40 ejes x3.0     | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 312.00 | "    |
| ZIV L-2-9     | 7Tsx 2.25x11.5   | x 0.25M              | x 2.4 | = 108.67 | "    |
| ZV L-7-9      | 4Tsx 2.25x30.0   | x 0.3 M <sub>2</sub> | x 2.4 | = 194.40 | "    |
|               | 2 ejes x30.0     | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 156.00 | "    |
| ZV Claustro   | 4Tsx 2.25x34.0   | x 0.3 M              | x 2.4 | = 220.32 | "    |
|               | 6Tsx 2.25x 5.0   | x 0.3 M <sub>2</sub> | x 2.4 | = 48.60  | "    |
| ZV N-S        | 1 eje x34.0      | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 88.40  | "    |
|               | 6Tsx 2.25 x34.0  | x 0.3 M <sub>2</sub> | x 2.4 | = 330.48 | "    |
| Locs 7-9      | 2 ejes x34.0     | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 176.80 | "    |
|               | 4 " x34.0        | x 1.3 M <sup>2</sup> | x 2.0 | = 353.60 | "    |
| Locs 1-6      | 12Tsx 2.25 x12.0 | x 0.2 M              | x 2.4 | = 155.52 | "    |

W<sub>total</sub> = 5,183.77 TON.

R E S U M E N T O T A L

W Muros 6,111.09 Ton.  
W Columnas 246.03 "  
W Trabes 650.97 "  
W Losas 2,552.76 "  
W Cornizas 153.27 "  
W Ciment. 5,183.77 "

W Total 14,697.89 TON.  
en  
cargas  
muertas

|  |           |      |
|--|-----------|------|
| W carga muerta   | 14,897.89 | Ton. |
| W viva 1° Niv= $3125 \text{ M}^2 \times 0.3 \text{ t/m}^2$ | 937.50    | "    |
| W viva 2° Niv= $3693 \text{ M}^2 \times 0.1 \text{ t/m}^2$ | 369.30    | "    |
| W total  |           |      |

|           |     |
|-----------|-----|
| 16,204.69 | Ton |
| =====     |     |
| =====     |     |

#### 4.7 Soluciones.

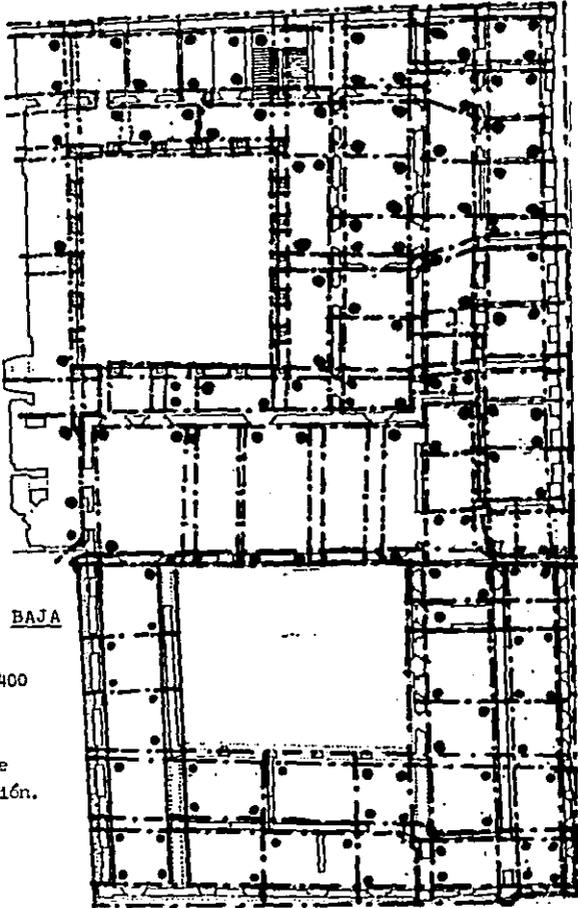
Para el diseño de pilotes obtendremos la cantidad necesaria de - estos, según las ventajas que nos puede dar el sistema de pilotes - de control que es: que el terreno tome un porcentaje de la carga ag - tuante sobre el inmueble y el resto, los pilotes directamente.

Peso total = 16,205 Ton.

---

60% a pilotes = 9,723 Ton. (con pilotes para 100 ton c/u)  
40% al terreno = 6,482 Ton. ( $1.75 \text{ ton/m}^2$ )  $3693 \text{ Mts}^2$  de terreno

Núm. de pilotes =  $\frac{9,723 \text{ Ton}}{100 \text{ Ton}}$  =  $\frac{\text{=====}}{\text{=====}}$   
97 pilotes



PLANTA BAJA

Esc. 1:400

Planta de  
Cimentación.

## CAPITULO V

### Proceso de Reestructuración.

- 5.1 Liberaciones.
- 5.2 Protección a la Super-estructura
- 5.3 Tratamiento de grietas
- 5.4 Tensado de cables de acero.
- 5.5 Reposición de muros.
- 5.6 Refuerzo en trabes existentes
- 5.7 Reposición de losas
- 5.8 Medidas condicionantes para el trabajo.

### 5.1 Liberaciones.

Para estas, se tiene que tomar en cuenta que se trata de un -- edificio considerado como " Monumento Colonial " por esto y por -- condiciones de deterioro se tendra que re-estructurar y recimentar teniendo primero más que nada, determinar cuales son las zonas posibles de trabajo, y por no ser estables, se liberen primero, aplanados.

Más adelante se indicará que hacer, en caso de tener zonas con criticidad de estabilidad.

La liberación de aplanados se efectúa para descubrir las condiciones reales de los muros, sí, además de ver a simple vista que el muro se encuentre deteriorado, si se ven grietas, humedades bastante serias, le falten piezas de material; se hará de la siguiente manera:

Se abrirá una caja de 50 Cm. X 50 X 40 Cm. de profundidad, reponiendo entonces el material que este degradado, además se tendra cuidado de dejar unos pequeños dientes para amarrar el material de la siguiente caja que se abra y así queden unidos los nuevos materiales que se acaban de reponer, entonces esto se hará consecutivamente así, hasta cubrir o reponer la parte del muro que se encuentre en mal estado, y posteriormente se hará lo mismo de la otra caja del muro, ya que no se agoto el espesor de este. Todo esto se detalla mejor más adelante. Entonces, en conclusión: para determinar donde se liberaran aplanados, sera conforme a la observación -

Inmediata, y aleatoria. Todas estas nos darán pauta a los trabajos posteriores como consolidación de muro o tratamiento de grietas o reposición de este.

## 5.2 Protección a la Superestructura.

Para darle protección a la superestructura se necesita determinar el estado de criticidad que tengan los elementos estructurales, como son:

- a) Estado actual de los muros
- b) Estado de columnas
- c) Estado de losas
- d) Estado de trabes.

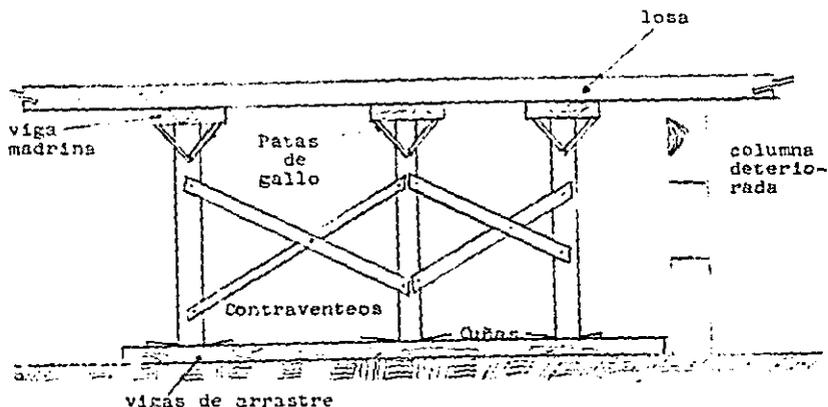
a) Estado de los muros.- Se retira el aplanado, se apuntalaran -- las puertas, arcos, bóvedas, cerramientos, viguería según sea la cercanía del muro a consolidar, de acuerdo al estado estructural de este, retirando las piezas en mal estado, para así colocar piezas nuevas del mismo material, con quitar 50 Cm. de altura X 50 Cm. de lago X 40 de grueso del muro. Se repone este hueco y se hace otro más y así sucesivamente.

Donde existen grietas, se elabora el mismo procedimiento, solo se tendran que dejar ahogadas unas preparaciones con mangueras de PVC de 3"/4, para ser inyectadas posteriormente con una lechada de cemento-arena a presión, y así retacar de esta manera los huecos que pudieran quedar.

b) Estado de las columnas.- Si estas se encontraran agrietadas, a punto de sufrir colapso por degradación de morteros ( esto en columnas de cantera, que son de una sola pieza unidas con mortero de cal-arena.)

Se hará la bajada de cargas.

Se calcularan los puntales necesarios para soportar los niveles que transmitan la carga a esta columna. Estos puntales, una vez calculados se colocarán los pies derechos a plomo, estos encima de una viga de arrastre, también llevara el pie derecho unas cuñas para ajustar, la presión de carga a recibir del pie derecho, en la parte de arriba llevaran los pies derechos unas patas de gallo, -- que se uniran a una viga madrina.



Una vez apuntalado el local o locales, ya sea la necesidad, por las columnas se procederá a reestructurar esa columna.

Armado con acero perimentaral, a manera de zuncho se le cuela - concreto alrededor, teniendo así, mayor area de acero y de concreto las cantidades de acero y de concreto dependeran de las cargas-axiales a las que van a estar sujetas y fuerzas sismicas.

Si fuese necesario restituirla por otra sección, ya determinada por proyecto, se cambiaran.

c) Losas.- Si estas se encuentran en mal estado, porque se sobrecargó la capacidad que tienen por desarrollar.

Se apuntala la losa como en el punto anterior y se tendra que hacer unas calas en la losa para verificar las condiciones de esta como son el estado del acero estructural y sus condiciones. Si es necesario. Por convenir, se repondrá y el método a seguir será el que se cita en 5.7

d) Trabes.- Una losa, no forzosamente falla por deterioro en los materiales, o por sobrecarga, mala distribución del acero de refuerzo. Contribuyen en gran medida las trabes, ya que las losas le -- transmiten su carga, para que luego estas, las trabes, le transmitan esta carga a las columnas pero si las trabes ya no soportan y empiezan a flecharse, agrietarse. Tambien se apuntala el local ó locales superiores, se quitará el recubrimiento y debajo o sobre estas, las losas se unirán viguetas metálicas, unidas con soldadura teniendo así un elemento más rígido y resistente, si fuera necesario se demolerá y se sustituirá por una nueva sección.

Esto sucederá a menudo cuando se verifique que un muro no es original, que es un agregado y que corresponde a otra época.

### 5.3 Tratamiento e Inyección de Grietas en Muros de Mampostería

Se procederá a retirar el material suelto que forman los labios de la grieta, una vez hecho esto, se limpiará perfectamente para quitar todo el resto del polvo. Posteriormente se lavara la ranura y se restañara reponiendo la cara del paramento, por el cual se -- trabaja, con material semejante al original se irán restituyendo, simultaneamente se van a dejar boquillas de tubos PVC a cada 30-50 Cm. sobresaliendo del paño del muro 20 Cm. una vez fraguado el resane, se inyectará aire a presión, por las boquillas, empezando -- por la que se encuentre en el nivel más bajo, manteniendo esta inyección así hasta que no salga polvo. A continuación se repetirá -- la operación, pero con agua, manteniendola hasta que escupa la siguiente boca ( superior ). Se prepara una lechada con la siguiente proporción:

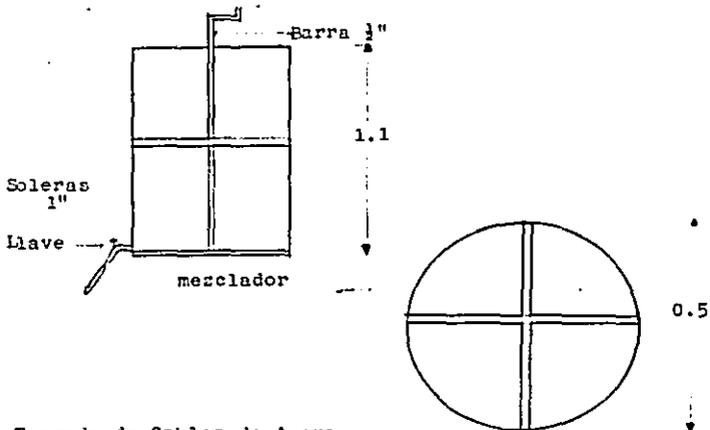
- 1 Parte de cemento portland normal
- 3 Partes de arena cernida
- 1.5 Parte de agua limpia
- 100 Grs. de Aditivo expensor.

Esta lechada se tendra que aplicar dentro de las mangueras PVC - de identico procedimiento al lavado que se cito anteriormente, la presión tendrá que ser como maxima de  $4\text{Kg/Cm}^2$ . Esta presión se -- dará por gravedad, depositando la lechada en un tanque provisto de

una manivela con aspas en la parte inferior del eje que se hará -- girar constantemente para evitar la degradación de la lechada.

En casos especiales se puede hacer la inyección por medio de -- aire comprimido, una vez que escupa la boquilla colocada en posi- ción inmediata superior a la que se está usando, se desenchufará -- el tubo de conducción del tanque a la boquilla repitiéndose la -- operación, hasta complementar la inyección en todas las boquillas.

Después de 14 días se cortarán al raz del muro, las boquillas y se repondrán los aplenados.

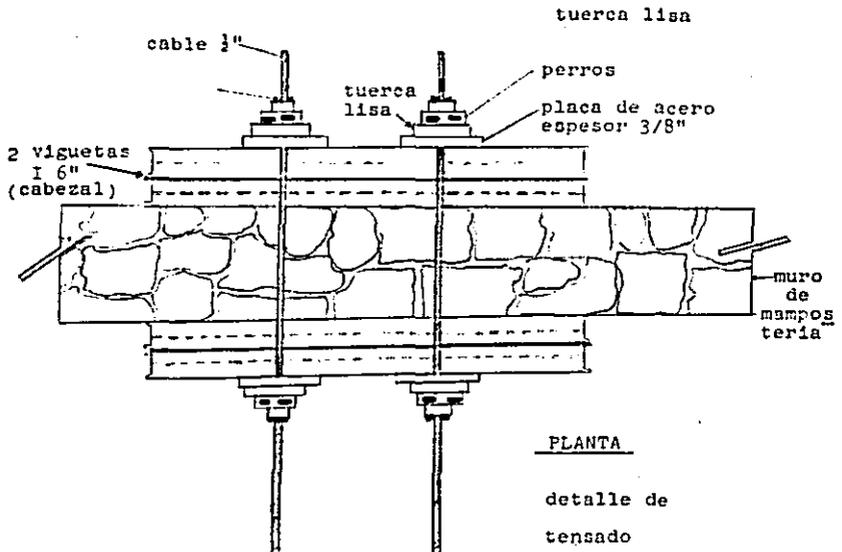


#### 5.4 Tensado de Cables de Acero

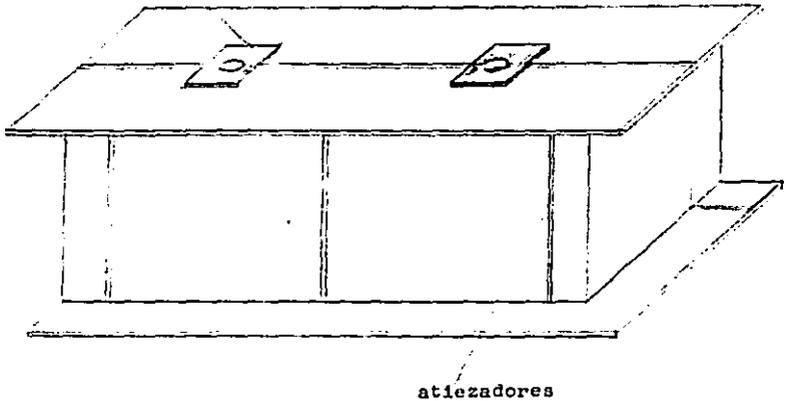
Se colocarán tensores en sentido longitudinal y transversal, -- con el fin de evitar movimientos o desplazamientos en muros, consi- derando, esto como medidas preventivas. Primero se ranura a manera

De alojar tubería en una instalación similar al tendido de una línea eléctrica, al ranurar se intentara hacerlo con oxigun, que funde silenciosamente, concreto, granito, mampostería, evitando el los ruidos, las vibraciones al edificio, eliminando así el uso de - barretas, cincelac, marros etc.

Los cables que se usaran, seran torones de postensado de diámetro de  $\frac{1}{2}$ " con una resistencia a la tensión de  $9,000 \text{ Kg/Cm}^2$ .



placa de  
acero de 3/8"



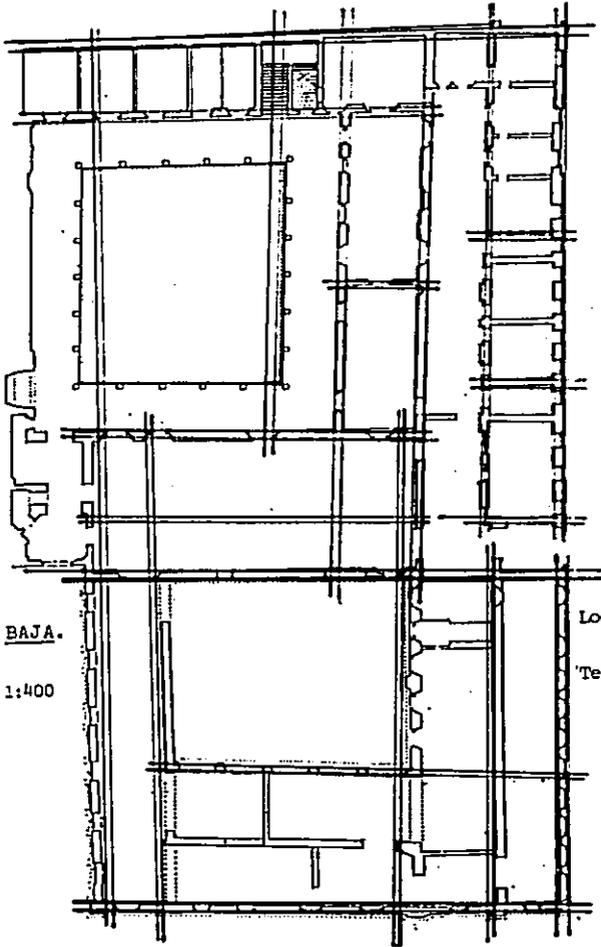
Detalle

Cabezal con 2 I<sub>s</sub> de 6" Liv. . . .

Se pretende darles una carga de presión, alrededor de 3 Ton. por que de esta manera se garantizará que dado su grosor en los muros ( 80,90 , 100 y 120 Cms. ) Trabajaran uniformes y tan solo como medida preventiva, ya que queda con un margen de seguridad bastante aceptable:

∇ = P/A

As = T/∇



PLANTA BAJA.

Esc. 1:400

Localización  
de  
Tensores.

Con tres toneladas no se botaran ni perros, ni rondancas y queda un márgen suficiente de seguridad en capacidad de trabajo de los cables.

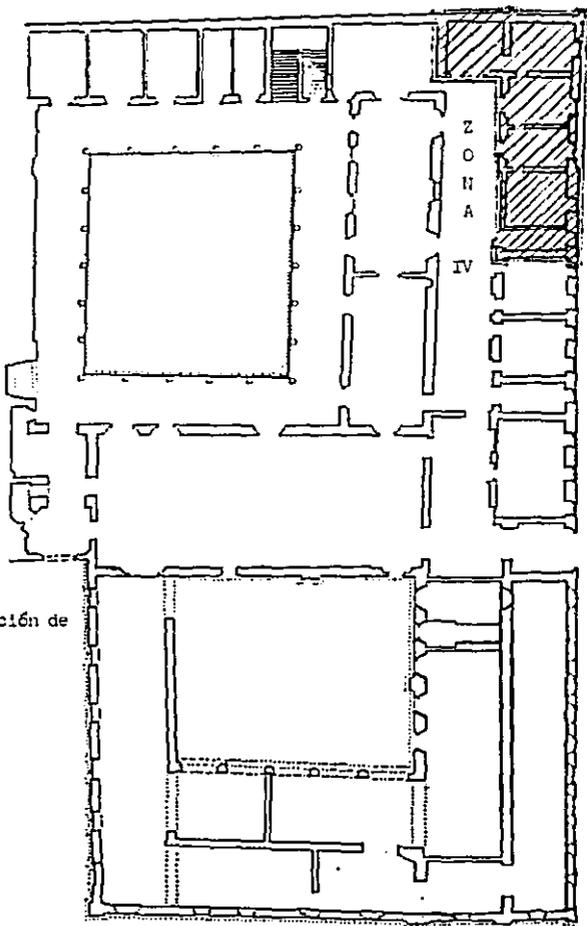
### 5.5 Reposición de Muros

Se tendrán que reponer muros en donde, además de encontrarse en mal estado: Se tendrá que determinar el tipo de material, ya que existen variedades de material en un muro y para lo cual unos materiales más débiles para el trabajo a la compresión simple y por lo cual se deterioran más fácilmente unos que otros, sin contar claro esta a el intemperismo y las fuerzas sismicas que hayan actuado en estos. La diversidad de materiales que encontramos varía de :

- a) Blocks de tepetate
- b) Piedra de mamposteria
- c) Tabique rojo recocido
- e) Adobe

Entonces al haberse determinado, cual es el material original de ese muro dada su antigüedad, se repondra en su totalidad del material al que le pertenezca su material original. Porque además de estas anomalías existen castillos de concreto desplantados encima de tepetate, por lo general no existen castillos o dalas pero materiales de distintas características estructurales aparecen. - teniendo que determinar el material a restituir.

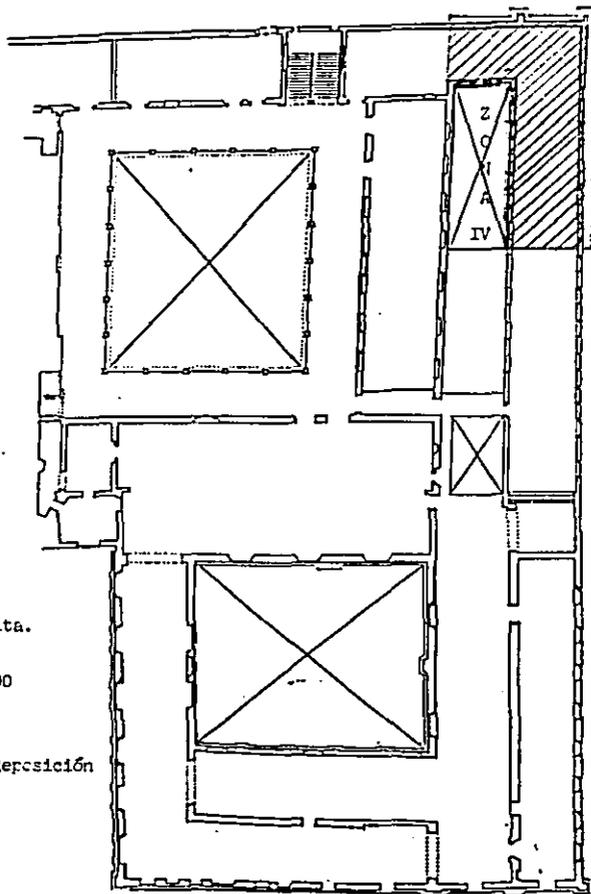
Tratandose de muros de tabique, por si no bastara con las anomalías que se citaron se tienen distintos espesores.



Zona de Reparación de  
Muros.

Planta Baja.

Esc. 1:400



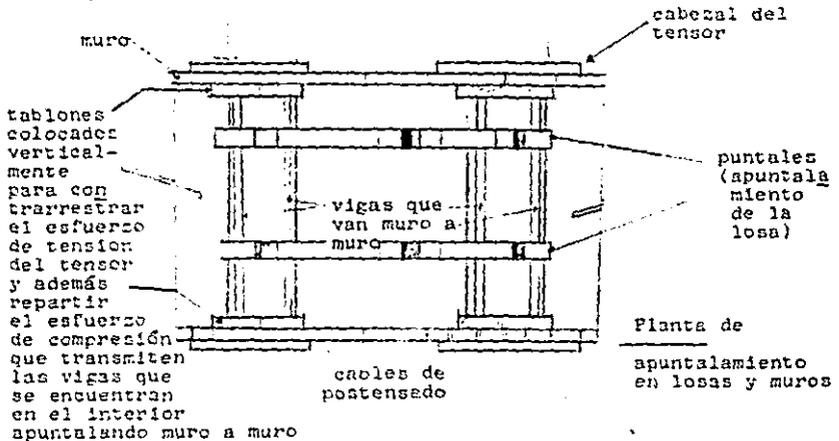
Planta Alta.

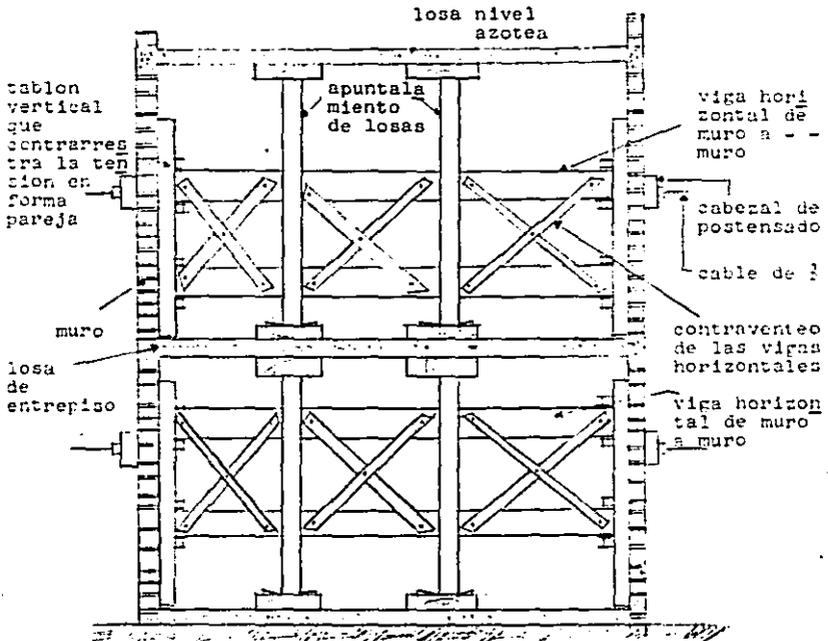
Esc. 1:400

Zona de Reparación  
de Muros.

El procedimiento a seguir, dado que el material que predomina es el tabique, sera:

Efectuar la bajada de cargas para determinar la carga a sustentar en pie cuando se retire el muro. Una vez determinada la cantidad de peso que se tiene que apuntalar, éste, el apuntalamiento -- además de ser en las losas también se tendrá que apuntalar y contraventear las ventanas y puertas, además como medidas preventivas muy importantes se meteran puntales de muro contra muro y a su misma vez se pasaran cables de postensado para dar tensión y así queden sujetos los muros, entonces de esta manera a la vez que se le este reponiendo tramos de muro se haga con la mayor confianza, -- además de que pudiese sorprender un sismo y al estar sueltos los muros se los llevase facilmente. Ahora así solo basta continuar con el procedimiento de reposición de muros.





Corte Apuntalamiento tipo en losas y muros

Una vez apuntalado se procedera en ir retirando los materiales del muro cada 50- 70 Cm. y reponer de inmediatamente lo retirado, por material nuevo y a su vez ir colocando castillos de concreto- previamente ranurado el muro, estos castillos de colocaran a cada 3.00 Mts. y cadenas perimetrales a cada 2.50 Cms. de altura.

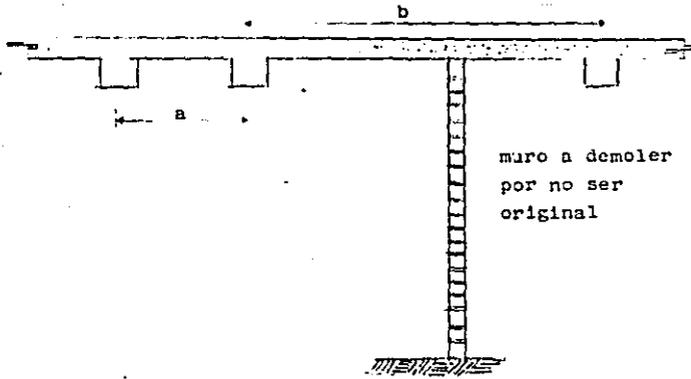
## 5.6 Refuerzo en Trabes Existentes

Al retirar aplanados nos daremos cuenta de si es muro original o un agregado falso. En caso de tener que liberar ese muro se tendra que revisar estructuralmente la trabe o trabes que se encuentre entre el muro a demoler ( ya que antes trabajaban como muro de carga ) si no pasara la seccion, se reforzara colocando una vigueta metálica donde estaba el muro a demoler, siempre y cuando quede albergada dentro del plafon.

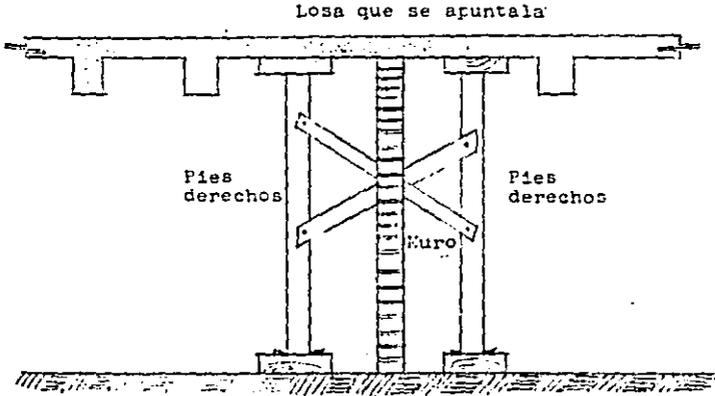
Si no cupiera, porque se aperlta demasiado se pueden colocar viguetas metálicas a un lado de la existente tratando de que con el peralte que permita el espacio se agrupen serie de viguetas unidas entre si por placas de acero, haciendo de esta forma un solo elemento estructural, ahora bien cabe hacer un comentario de importancia, que en proporcion no es identica esta la de anchos en relacion a peraltes, Vamos bien, es decir, por ejemplo que se tuvieran que incrementar 15 Cm. de peralte; no será lo mismo qu ese haga una trabe con 15 Cm. más de ancho, ya que todo esto es proporcional al momento de inercia.

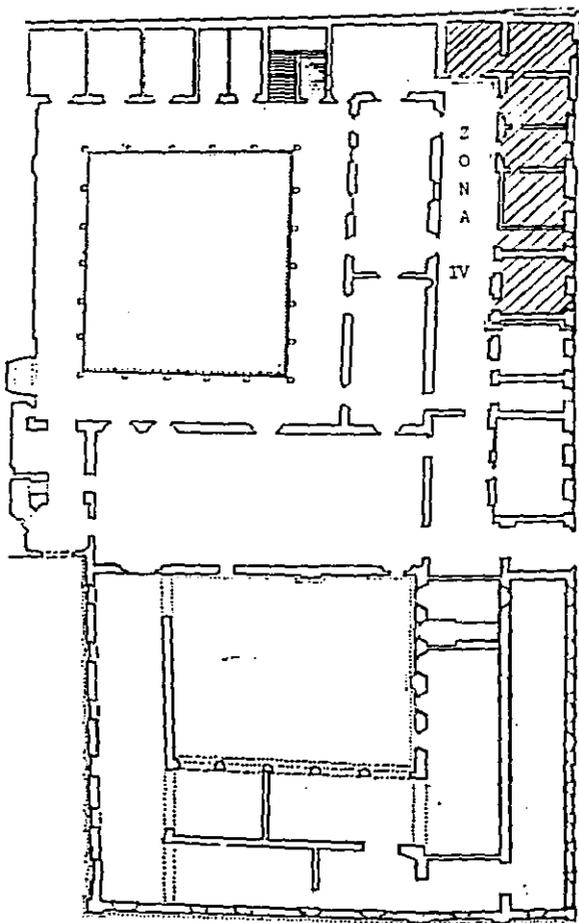
Tambien hay que tomar en cuenta que para cualquier procedimiento de los antes citados es primero, necesario efectuar un apuntalamiento.

NOTA: Se proponen viguetas metálicas por que de acuerdo al proyecto arquitectonico, unas de las losas se tendran que demoler, ya bien sea que se repongan o no, pero las viguetas que sostienen estas losas se recuperaran; pudiendose utilizar nuevamente.



Al quitar el muro tendremos un claro b a, por lo tanto hay que diseñar una trabe en el eje del muro o repartir 2 trabes a lo largo del claro b. Al efectuarse este trabajo se tendra que apuntalar como se muestra.

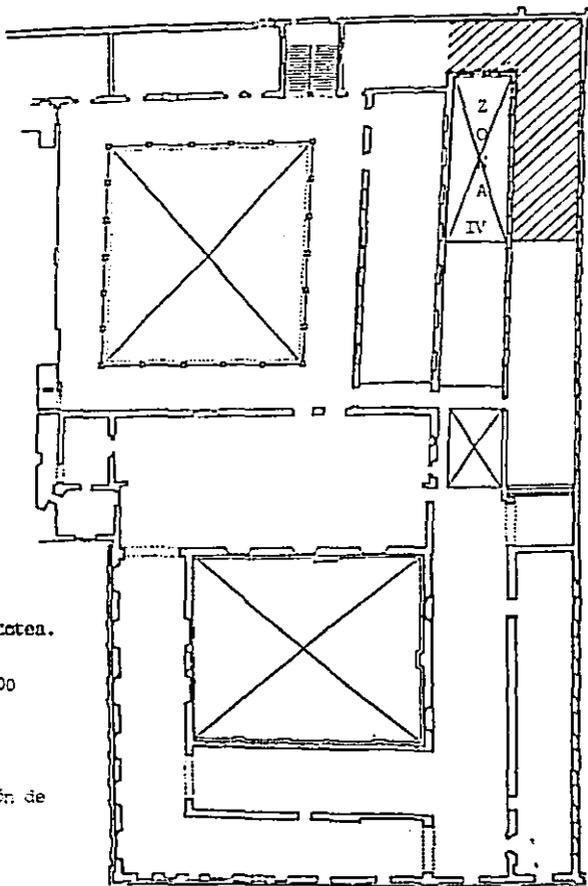




Reposición de  
Losas

Entrepiso.

Esc. 1:400



Planta Azotea.

Esc. 1:400

Reposición de  
Losas.

### 5.7 Reposición de Losas.

En la zona IV locales 1,2,3,4,5 y 9 se hicieron calas para ver el estado de las losas, ya que sus pavimentos se encontraron fracturados y con flechas bastante notables ya que se observaba a simple vista el piso roto.

Las calas consisten en quitar un cuadrado de 60 X 60 Cm. de mosaico logrando ver en estos locales que sus enterrados están quebrados, después se tienen terrados de espesor promedio de 20 Cm. al retirar estos terrados se encuentran láminas acanaladas de lámina galvanizada. Debajo de estas láminas se encuentran viguetas metálicas, se tienen que reponer estas, porque la lámina que una vez sirvió de cimbra muerta y a su vez albergaba los terrados se han oxidado y se ha caído más de la mitad del terrado.

Al encontrarse apuntalado el muro por estar reponiendo, se procederá a retirar pisos y terrados, posteriormente se limpiará la lámina, se hará un armado de acero, después se colocará plástico ( polietileno ) se colocará el armado y se procederá al colado de el concreto, ya que las viguetas se utilizarán como cimbra muerta.

### 5.8 Medidas Condicionales para el Trabajo.

En este tipo de monumentos siempre hay que tomar en cuenta que se encontraran en estado ruinoso la mayoría de las ocasiones, algunos locales y que por esto se tiene que evitar las percusiones de alto impacto como son las demoliciones con marro y cuña ya que ---

seria peligroso para la estabilidad del edificio.

Otra de las condiciones, es que como se trata e un edificio viejo, no sabemos que se coloco en la cimentación: si existio algún cambio en la cimentación, si se tiene que desviar la recimentación que se este ejecutando, dado que ampliaron nuestros antecesores -- esa cimentación original, que tambien se tuviera que bajar más la recimentación en lo que se refiere al nuevo desplante de la recimentación porque más adelante se encontraron piedras como vestigios más recientes u originales y/o tambien porque se encontro pintura mural, etc.

Siempre todo esto implica imprevistos y estos por ser obra de reestructuración se tiene un alto porcentaje de imprevistos. Los cuales representan altos costos.

## CAPITULO VI

### Proceso de Recimentación

- 6.1 Excavaciones.
- 6.2 Ademes
- 6.3 Enpaque de cimentación original
- 6.5 Contratraves de Refuerzo.
- 6.6 T-L
- 6.7 Dados de cimentación. ...
- 6.8 Traves de Borde.

## 6.1 Excavaciones

En todos los casos para ejecutar una excavación es indispensable: conocer la dureza del material, a fin de definir el medio de ataque del mismo, de acuerdo con lo anterior se hace la siguiente clasificación:

- 1.- Terrenos sueltos compuestos por material fácilmente atacables, por medio de la pala y pico ( abundamiento 20% )
- 2.- Terrenos compuestos por materiales como arcilla compacta, arena, grava o tepetate, atacables con el uso de el pico y la pala -- (abundamiento de el 10%) un aspecto muy importante que debe de tomarse en cuenta, para la ejecución de excavaciones, principalmente en épocas lluviosas, es conocer la permeabilidad, el grado de humedad., para que un hombre ejecute una excavación en un espacio reducido, como mínimo necesita un espacio de 70 Cm. de ancho para poder traspalear el producto de la excavación.

Dada la criticidad que implicaría el abrir cepas anchas, se --- abriran de 0.90 a 1.20 Mts de ancho, las profundidades promedio a excavar seran de 3.70 a 4.20 Mts. y no se podran exeder tramos con una longitud de 3.00 Mts., ya que es un edificio que ya esta construido y no se quiere poner en peligro la estructura, ya que si se abriera con mayor longitud la cepa las paredes del inmueble pudieran resbalar y derrumbarse el inmueble.

En las excavaciones los objetos elementales de ataque son la pala y el pico. Los terrenos plásticos con resistencia menor de 2 - Kg/Cm<sup>2</sup> pueden ser atacados exclusivamente con pala. Este es ----

nuestro caso teniendo este dato por medio de los sondajes.

Las excavaciones se podran programar en tramos alternos pero nunca juntas.

5.2 Los ademes son usados en todos aquellos casos en que es necesario sostener paramentos de excavaciones, muros antiguos, arcos bovedas o para dar protección a construcciones vecinas, al existir la necesidad de demoler alguna de estas,

El ademado se considera en general como verdaderas estructuras auxiliares, principalmente si el volumen de tierra a sostener no es grande y/o las presiones del terreno no son grandes se utiliza de madera para poder absorver las fuerzas de empuje que efectua el terreno.

Al haberse considerado cada uno de los 2 casos que comunmente se presentan, El primero es ademar perdiendo la madera o material metálico según sea el material que se haya utilizado para ademar.

El segundo, combinando con tablonos de concreto, previamente hechos en obra, en este caso si se podra recuperar el ademe.

En ademes: se pueden presentar, principalmente los siguientes casos:

1.- Ademes para excavaciones con paredes proximas entre sí.

a) Zanjias para saneamiento

b) Pequeños claros de construcciones

2.- Ademes para excavaciones con paredes retiradas una de otra

3.- Ademes para soportar y evitar el derrumbe de muros antiguos, -

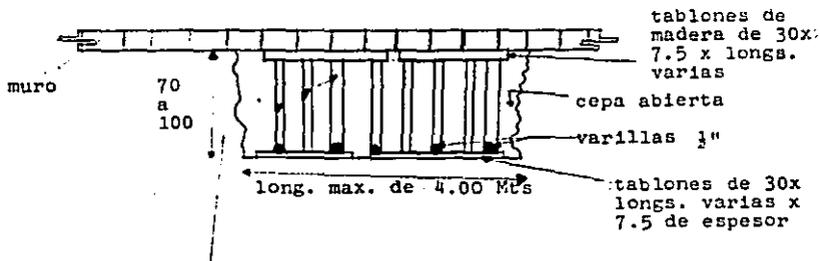
arcos, bovedas o construcciones entre sí.

4.- Apuntalamiento por efectuar demoliciones en general.

Los puntos 3 y 4 fueron tratados en capítulo 5 ( 5.5 y 5.7 ).

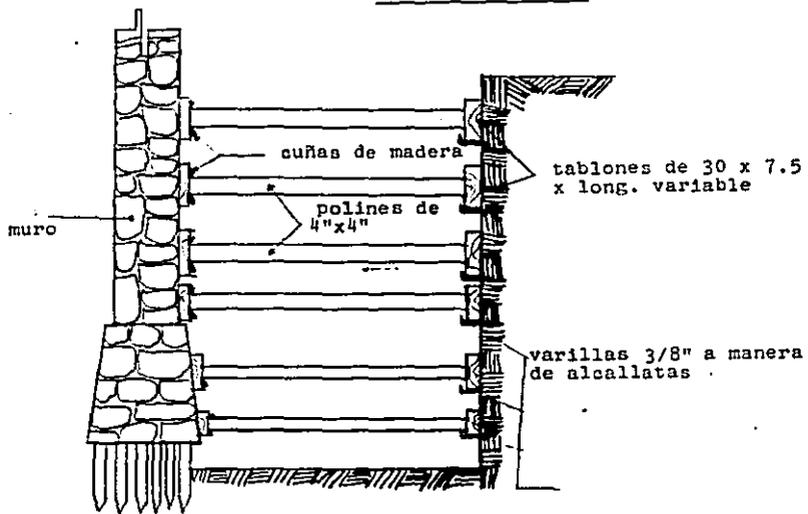
Para excavaciones se tendrá que considerar, que el ademado de estas, tendrá que ser por cadazanja o cepa a realizar dentro del inmueble y que cada una de ellas no podrá exceder a más de 4 Mtrs. por ser los primeros a descubrir y posteriormente a cada 3 Mts. se descubrirá, con el conocimiento que para poder seguir con el siguiente frente, será necesario cubrir la excavación que se ejecuto anteriormente.

Para recuperar los materiales de ademado se procede a tomar el siguiente criterio de protección, que a su vez es sencillo de colocar y desademar, este proceso de ademar se tendrá que hacer cada vez que se haya excavado al menos a una profundidad de 2 Mts. que es en donde encontramos ya el N.A.F.

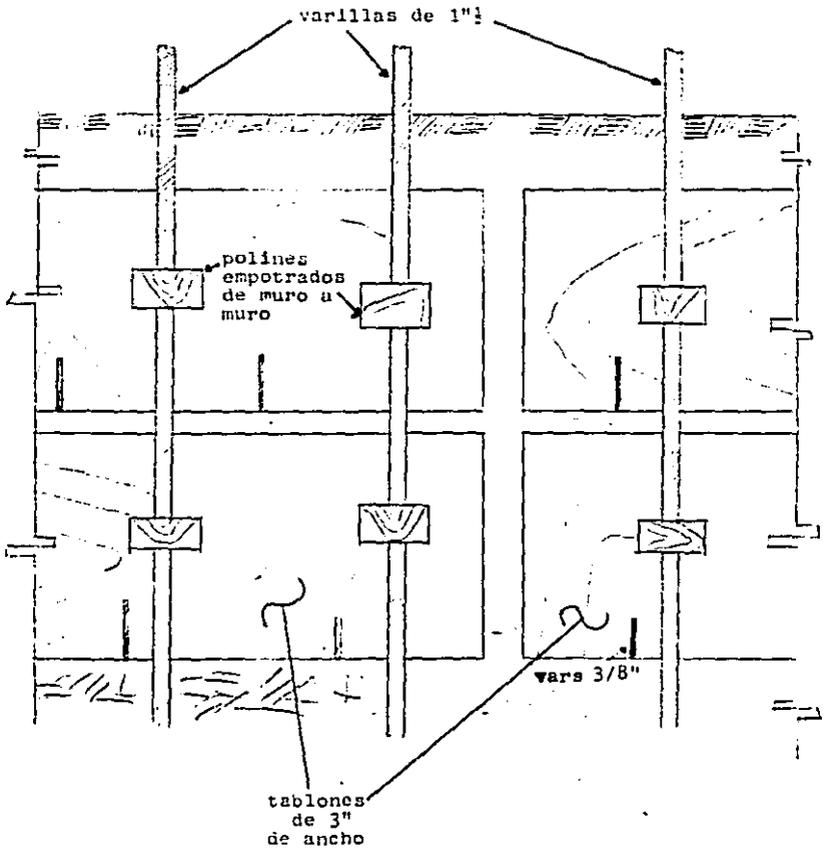


polines de 4"x 4" con longitud de 70 x 100

Ademado en Planta



Corte



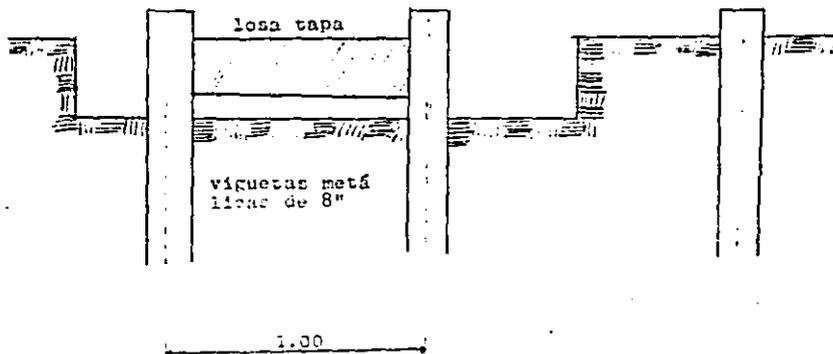
ESTABLECIMIENTO DE REVISTA  
**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

### 6.3 Muros de Contención

En zona IV, al haberse ejecutado calas ya habiéndose perentado de que no posee cimentación de mampostería y que además posee como cimentación zapatas aisladas de pedacería de tabique y que ese nivel es superior al de el nivel de mampostería original en las demás zonas.

Al ir ejecutando la recimentación a un cierto nivel y ya que no existe razón de conservar la pedacería se recimentara al mismo nivel que los demás locales, ahora, la pregunta que se puede hacer, es como se procedera a la recimentación si no existe cimiento a recimentar. El proceso a seguir será el siguiente.

Se contendrá el terreno que esta debajo del muro, se hincarán viguetas metálicas a los costados del muro logrando que estas, -- queden empotradas al terreno adyacente al del muro a nivel inferior del que se desplante la contratrabe. Esta penetración de las viguetas metálicas se hara al menos de un 50% más de la altura a donde se descubriera la cepa posteriormente, de los muros. Por ejemplo si la excavación se hara a 3.00 Mts. se hincarán las viguetas al menos a 4.50mts. para que cuando se tengan las viguetas hincadas con separación maxima de 1.00 Mts. se pueda ir excavando y a cada 0.50 Mts. de profundidad, colocar pequeñas losas tapa, de un dimensionamiento de 1.00 Mts. de longitud X 0.50 Mts. de altura X 0.50 Mts. de espesor.



Así, al estar abriendo la excavación a cielo abierto se va contruyendo este muro de contención y a su vez se va colocando troques contra el adomado de la pared excavada. Al estar excavando y colocando losas y troquelarlas contra el adomado, se garantiza tener un muro de contención bastante resistente mientras se tiene abierta la excavación.

Una vez teniendo la excavación lograda a la profundidad necesaria ( 3.00 a 3.50 Mts. ) y perfectamente apuntalado el muro contra el adomado del muro excavado, se podrá proceder a quitar solo una tapa y hacer la excavación hacia su interior para que se ejecute un mamposteo, y este vaya siendo el cimientó, prolongando hacia abajo, donde después se repita el proceso, Después este muro de

carga, tendra un cimiento de mampostería que recibirá la carga -- que le transmita el muro. Pudiendo posteriormente ejecutar la reci metación sin peligro alguno.

La razón de estos muros de contención es que al no tener el terreno capacidad para mantenerse de pie a una inclinación considerable como es la de una cepa abierta y al menos son 90° y la capacidad es mínima además de que el N.A.F. se encuentra en este caso a 1.20 Mts. de excavación.

A este tipo de muro de contención se le conoce como muros de -- contención de tipo celular, pueden hacerse de concreto precolado, de madera o de metal. Las piezas que forman el paramento exterior se apoya enterrada para obtener el anclaje necesario.

Al haber optado en este caso por viguetas metálicas y con una - sepación de 1.00 Mts. entre cada una de ellas. El area de influ-- encia en cada una de estas, sera de un metro de ancho por la altura de el terreno descubierto, Donde se considerara una resultante en estas, de obtener el producto de su area por el peso volumétrico del material a considerar sōbre este elemento que es, de tomarse en cuenta que el muro esta cargado y que si se saca su carga.

Carga que el muro tiene a razón de un metro de ancho y sumando el producto de la excavación en altura por  $1.60 M^3$  que se tomaría para este tipo de terreno, Obtendríamos así la resultante y para lo cual la colocaríamos al tercio medio inferior que sería en donde actuaría directamente. Ahora bien, esta resultante se puede -- distribuir en carga triangular sobre la altura de la vigueta metálica y considerar la vigueta metálica como en la condición de ----

Cantiliever, ya que en un solo extremo se tiene apoyo, el cual se tiene empotrado. Ahora bién la sección a obtener de el momento - que se le produce a este elemento metálico; se puede obtener una-sección requerida, mediante la formula de la Escudria:

$$\nabla = \frac{M}{S} \quad ; \quad S = \frac{M}{\nabla}$$

$\nabla$  = esfuerzo resistente de sección  
( $0.6 F_y = 0.6 \times 4,200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2$ )

M =Momento actuante (Kg-cm)

S =Sección ( $\text{cm}^3$ ).

#### 6.4 Empaque de la Cimentación

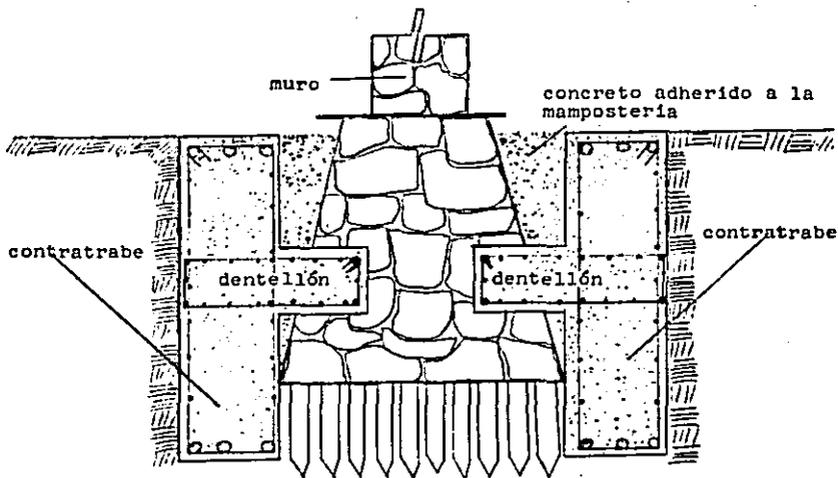
Al haber tenido en cuenta que tenemos en el edificio cimentaciones de mampostería, y que el edificio está sufriendo hundimientos diferenciales, por su gran peso; y esta cimentación no funciona como se pretendió que sirviera para aquel entonces, por esto, viendo la necesidad de resolver estos problemas de asentamientos ( fracturas en muros, en losas, drenaje y dado que no es posible colocarle una cimentación superficial ( zapatas aisladas, zapatas corridas, cimentación compensada ), es precisamente por el terreno que tiene baja capacidad de carga. Y por lo que se tiene que optar por una cimentación profunda, es decir una cimentación a base de pilotes.

Al haber decidido el capítulo IV que lo más conveniente: es el pilote de control, primero es necesario construir una retícula de contratrabes, donde a su vez se vayan construyendo sus dados de cimentación que albergará posteriormente al pilote. Al tener que excavar colar una contratrabe, esta tendrá que recibir la carga de los muros que transmiten la carga a la mampostería, razón por la que se tendrá que empaquetar a la cimentación original de mampostería, con las nuevas contratrabes de concreto, así transmitiéndole su carga a las contratrabes y estas al pilote.

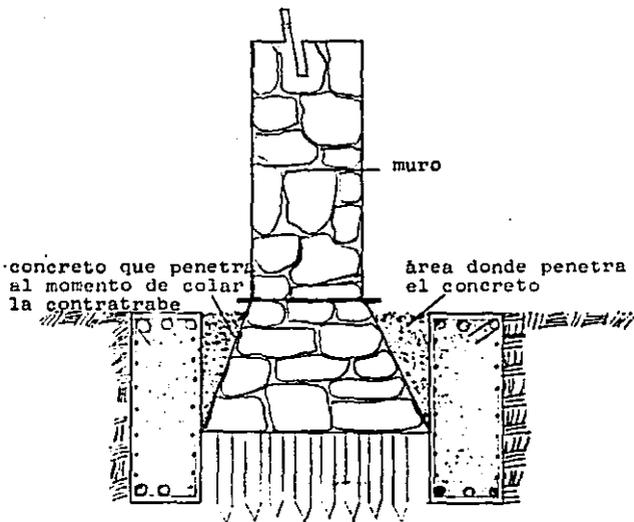
El empaque de cimentación se logrará conforme se vayan colando tramos de contratrabe, pues estas se tendrán que construir en tramos de 3.00 Mts. su empaque es de la siguiente manera, se hará el habilitado y armado de acero de refuerzo para la contratrabe,-

ésta, además de su armado necesario tendrá que contemplar unos -- dentellones, para que penetren en la mampostería, estos estarán - colocados a cada 1.50 Mts. de separación, así al colar la contra- trabe, además del concreto que quede entre el escarpio de la mam- postería y la contratrabe se tendrá un agarre extra por medio de- de los dentellones.

Este empaque de contratraves a los constados de la cimentación original, además del concreto en el escarpio, de los dentellones- incrustados en la cimentación original, de traves liga ( T-L ), - es además un empaque por fricción, en las dos cimentaciones, la - nueva ( de concreto ) y la vieja de mampostería.



Corte.- en cimentación  
detalle de empaque (dentellón).



Corte

empaque de la cimentación original

### 6.5 Contratraves de Refuerzo.

Estás se diseñarán conforme a cargas actuantes en los anexos - del Ex-Hospital que sean más críticos y para que con estos tenga mos las secciones uniformes.

Al haberse obtenido la bajada de cargas se toma un criterio pa ra considerar al inmueble con los muros de espesor identico a --- 1.00 Mts. de ancho con 1.00 Mts. de largo por 11.00 Mts. de altu- ra.

Las columnas como ya se vio que son solo muros de carga, en -- donde existían columnas centrales se van a tener que retirar por- necesidad de proyecto.

Los salones más amplios, obviamente trabajando en una dirección Ya que la relación L/S es mayor que dos, su longitud mayor es de- 14.00 Mts. al trabajar en una dirección se tomara la mitad de la- carga en un muro y la otra mitad en el otro muro, por lo tanto -- consideraremos losas de .7.00 Mts, X 1.00 Mts. de ancho.

Una vez obtenidas las cargas, las cargas que actuan en cada con- tratrabe, se procede a su análisis y diseño estructural de la mis- ma.

CARGAS A CONSIDERAR

|  |                                 |             |
|--|---------------------------------|-------------|
| Muros de mamposteria                                   | 1.0 X 1.0 X 11.0 X 2.0          | = 22.00 Ton |
| Losas  | 2nivx 7.0 X 1.0 X 0.1 X 2.4     | = 3.36 "    |
| Trabes   | 2nivx 7.0 X 0.3 X 0.4 X 2.4     | = 4.03 "    |
| Acabado encino   | 1nivx 7.0 X 1.0 X 0.01X 0.95    | = 0.07 "    |
| Bastidor   | 1nivx 7.0 X 1.0 X 0.01X 0.95    | = 0.07 "    |
| Azot. relleno  | 7.0 X 1.0 X 0.1 X 1.30          | = 0.21 "    |
| Entortado cal-arena                                    | 7.0 X 1.0 X 0.02X 1.50          | = 0.21 "    |
| Enladrillado   | 7.0 X 1.0 X 0.02X 1.50          | = 0.21 "    |
| W cimentación original de cargas en cimentación. IV. 6 | 1.0 X 1.30X 2.00                | = 2.60 "    |
|  |                                 | <hr/>       |
|  |                                 | 32.76 Ton   |
| W viva entrepiso                                       | 7.0 X 1.0 X 0.3T/M <sup>2</sup> | 2.10 "      |
| W azotea   | 7.0 X 1.0 X 0.1 "               | 0.70 "      |
|  |                                 | <hr/>       |
|  | W total/ 1.00 M.L. contratrabes | 35.56 Ton   |

Esta carga entre 2 cntratraves que empacon a la cimentación -- original.

W contratrabes =  $\frac{35.56 \text{ Ton}}{2 \text{ contrats.}}$  = 17.78 Ton ( sin considerar W<sub>pp</sub> --  
contratraves. )

W total en contratrabes = 17.78 Ton + ( 0.3X2.25 X 1.0 X 2.4 )

W total en contratrabes = 19.40 Ton / M.L.

- Se utiliza concreto de f'c=200 Kg/Cm<sup>2</sup>

- Acero de refuerzo con Fy=4,200 Kg/Cm<sup>2</sup>

Fatiga de Trabajo:

$$F_c = 0.45 f'_c = (0.45) (200) = 90 \text{ KG/Cm}^2$$

$$F_s = 0.50 f_y = (0.50) (4,200) = 2,100 \text{ KG/Cm}^2$$

Modulos de Elasticidad:

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'_c} = 10,000 \sqrt{200} = 141,421 \text{ KG/Cm}^2$$

$$E_s = 2'040,000 \text{ KG/Cm}^2$$

Relación de Modulos

$$N = E_s/E_c = 2'040,000/141,421 = 14.42$$

Constantes de cálculo:

$$K = \frac{1}{F_s} = \frac{1}{2,000} = 0.3935$$
$$1 + \frac{N F_c}{N F_c} = \frac{1}{1 + (14.42) (90)}$$

$$J = 1 - (K/3) = 1 - (0.3935/3) = 0.87$$

Si proponemos una sección de 0.30 X 2.25 Mts. considerando 5 Cm de recubrimiento.

Para la obtención del momento resistente  $M_{rc}$

$$M_{rc} = \phi F_c K J b d^2$$

Para revision por flecha es necesario que cumpla con:

$$\frac{M_{act}}{M_{rc}} < 1.5$$

El acero de refuerzo en tension se obtendra de la siguiente manera:

$$A_s = \frac{M_{act}}{F_s J d}$$

El acero de refuerzo en compresión se obtendra de la sig. manera:

$$A'_s = \frac{M_{act} - M_{rc}}{F_{sc} (d-d')}$$

Siendo:  $F_{sc}$  = fatiga del acero a compresion.

$$F_{sc} = \frac{(Kd) - d'}{Kd} (2N-1) (F_c)$$

Nota: El acero que trabajara a compresion no sera menor del 50% de el acero a tension.

### Diseño por cortante

Para la revision por cortante, esta dada por la expresion: En ningún caso se admitira que  $V_u$  sea mayor que  $1.5 F_r b d \sqrt{F_c^*}$

Donde:  $V_u$  = fuerza cortante de diseño, Kg

$F_r$  = factor de reducción = 0.8

$b$  = ancho de la sección

$d$  = peralte efectivo ( H- recubrimiento )

$F_c^* = 0.8 F'_c$

ahora bién, la fuerza cortante que toma el concreto en condiciones de servicio,  $V_c R$ , se calculará con el siguiente criterio:

si  $p < 0.01$  - - - - -  $V_c R = bd ( 0.08 + 12p ) \sqrt{F'_c}$

si  $p \geq 0.01$  - - - - -  $V_c R = 0.2bd \sqrt{F'_c}$

Los esfuerzos excedentes que no sea capaz la sección de concreto soportar, lo tomara el acero de refuerzo con estribos, si la fuerza de cortante de servicio,  $V$ , es mayor que  $V_c R$  valuada anteriormente, se requerira refuerzo por tension diagonal, su separación,  $s$ , se determinara con la expresion y limitaciones siguientes

$$S = \frac{0.9 A_v F_s d ( \operatorname{sen} \theta + \operatorname{cos} \theta )}{V - V_c R} \leq \frac{A_v F_s}{2.8 b}$$

$A_v$  = área transversal del refuerzo por tensión = # de ramas  $\times A_s$  prop (  $\text{cm}^2$  )

$\theta$  = angulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza

$F_s = 0.5 F_y$  (  $\text{Kg}/\text{cm}^2$  )

$V$  y  $V_c R$  (  $\text{Kg}$  )

$b$  y  $d$  (  $\text{cm}$  )

la separación resuelta en (  $\text{Cm}$  ).

Revisión por adherencia.

$$\mu = \frac{V}{\sum_o J d}$$

- $\mu$  = esfuerzo de adherencia ( Kg/Cm<sup>2</sup> )  
 $\sum o$  = sumatoria de perimetro de las varillas ( Cm )  
J = constante de calculo ( nuestro caso 0.87 )  
d = peralte efectivo de la seccion

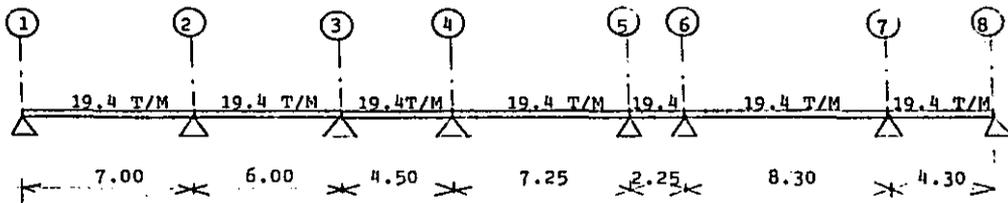
Obtención de acero por temperatura.

Acero que se colocara en los costados de la contratrabe

$$A_S \text{ temp.} = 0.002 \times b \times t \text{ ( Cm}^2 \text{ )}$$

$$\# \text{ vars} = \frac{A_S \text{ nec.}}{A_S \text{ var prop}}$$

$$\text{sep.} = \frac{d}{\# \text{ vars}}$$



Contratrabe de Cimentación

- tipo -

Ex-Hospital de la Mujer

se estudiara una sección con dimensiones de

30 x 225 Cms.

CARGAS EN LAS TRABES(+ HACIA ABAJO)

| CLARO | TIPO       | #CARGAS | LONGITUD | CARGA |
|-------|------------|---------|----------|-------|
| 1     | REPARTIDAS | 1       | 0        | 19.4  |
| 2     | REPARTIDAS | 1       | 0        | 19.4  |
| 3     | REPARTIDAS | 1       | 0        | 19.4  |
| 4     | REPARTIDAS | 1       | 0        | 19.4  |
| 5     | REPARTIDAS | 1       | 0        | 19.4  |
| 6     | REPARTIDAS | 1       | 0        | 19.4  |
| 7     | REPARTIDAS | 1       | 0        | 19.4  |

| TRABE | MOM. IZQ | MOM. DER  | COR. IZQ | COR. DER |
|-------|----------|-----------|----------|----------|
| 1     | 0        | -97.99    | 53.9     | -81.9    |
| 2     | 97.99    | -27.24    | 69.99    | -46.41   |
| 3     | 27.24    | -73.23    | 33.41    | -53.87   |
| 4     | 73.23    | -61.6     | 71.93    | -68.72   |
| 5     | 61.6     | -89.81    | 9.29     | -34.35   |
| 6     | 89.81    | -95.76999 | 79.79    | -21.23   |
| 7     | 95.76999 | 0         | 63.98    | -19.44   |

| EJE | MOM. ABAJO<br>COL. IFER. | MOM. ARRIBA<br>COL. IFER. | MOM. ABAJO<br>COL. SUPE. | MOM. ARRIBA<br>COL. SUPE. | FZA. NORM<br>ANBAS |
|-----|--------------------------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------|
| 1   | 0                        | 0                         | 0                        | 0                         | 53.9               |
| 2   | 0                        | 0                         | 0                        | 0                         | 151.89             |
| 3   | 0                        | 0                         | 0                        | 0                         | 79.84              |
| 4   | 0                        | 0                         | 0                        | 0                         | 125.9              |
| 5   | 0                        | 0                         | 0                        | 0                         | 79.01              |
| 6   | 0                        | 0                         | 0                        | 0                         | 114.15             |
| 7   | 0                        | 0                         | 0                        | 0                         | 145.21             |
| 8   | 0                        | 0                         | 0                        | 0                         | 19.44              |

GIROS\*E\*10(+ EN EL SENTIDO DEL RELOJ)

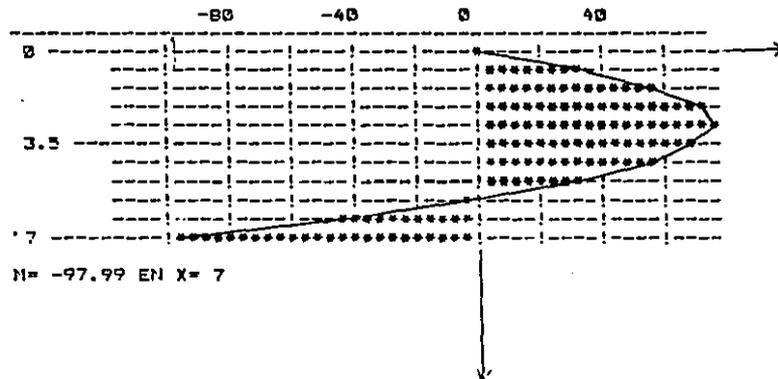
|   |          |   |           |   |           |   |          |   |           |   |          |
|---|----------|---|-----------|---|-----------|---|----------|---|-----------|---|----------|
| 1 | 572.1206 | 2 | -170.7132 | 3 | -77.69695 | 4 | 190.8118 | 5 | -248.1512 | 6 | 285.2866 |
|   |          |   |           | 6 | 4.15      |   |          |   |           |   |          |

DIAGRAMA DE MOM.FLEX.  
\*\*\*\*\*

ESCALA DE MOM.FLEX.= 4 (TON-M)/COL

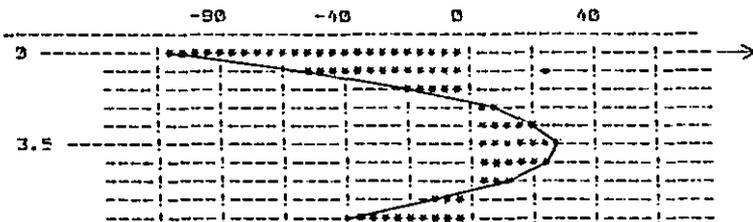
CLARO 1

M= 0 EN X= 0



CLARO 2

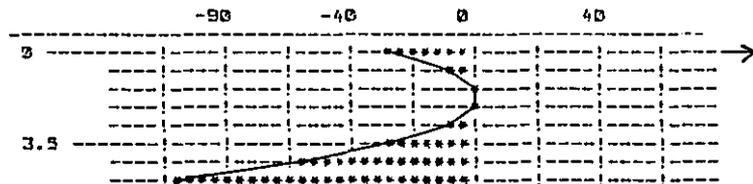
$M = -97.99$  EN  $X = 0$



$M = -27.24$  EN  $X = 6$

CLARO 3

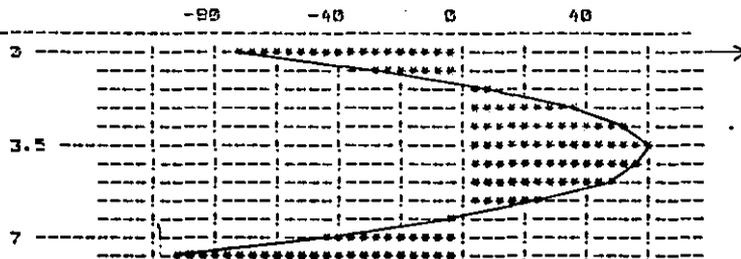
$M = -27.24$  EN  $X = 0$



$M = -73.23$  EN  $X = 4.5$

CLARO 4

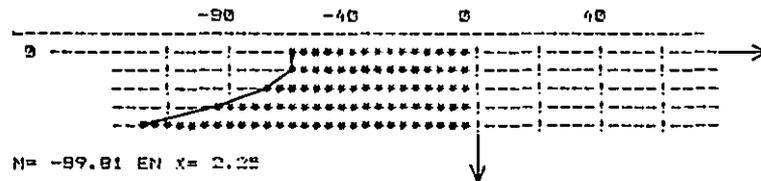
M = -73.23 EN X = 0



M = -61.6 EN X = 7.25

CLARO 5

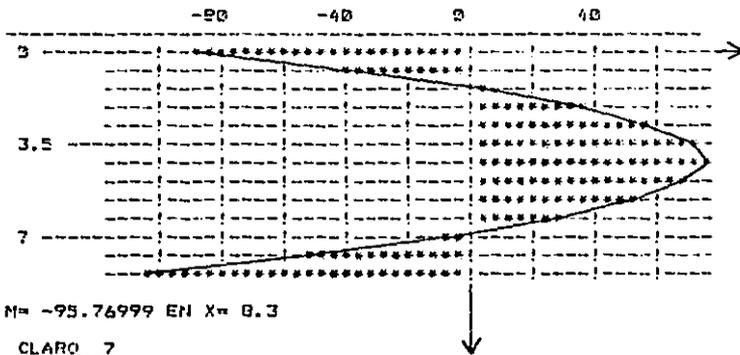
M = -61.6 EN X = 0



M = -89.81 EN X = 2.25

CLARO 6

$M = -99.91$  EN  $X = 0$



$M = -95.76999$  EN  $X = 0.3$

CLARO 7

$M = 0$  EN  $X = 4.3$

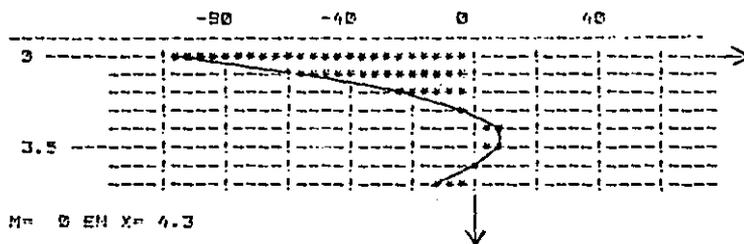
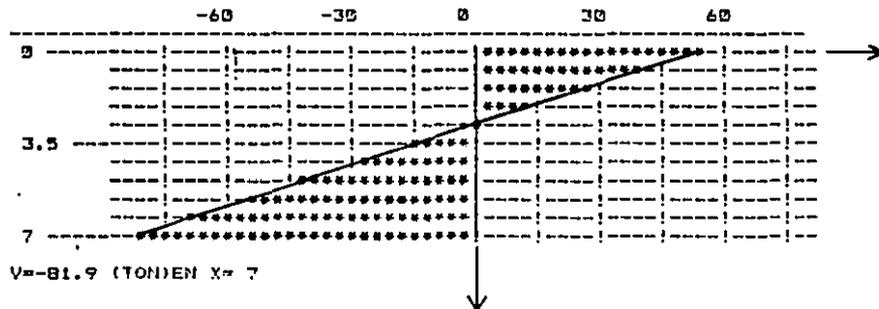


DIAGRAMA DE FZAS. CORTANTES  
\*\*\*\*\*

ESCALA DE FZAS. CORT. = 3 (TON)/COL

CLARO 1

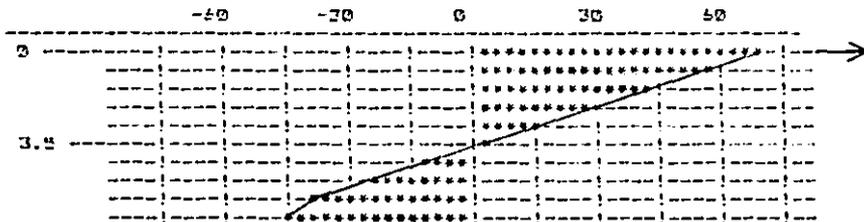
V = 53.9 (TON) EN X = 0



V = -53.9 (TON) EN X = 60

CLARO 2

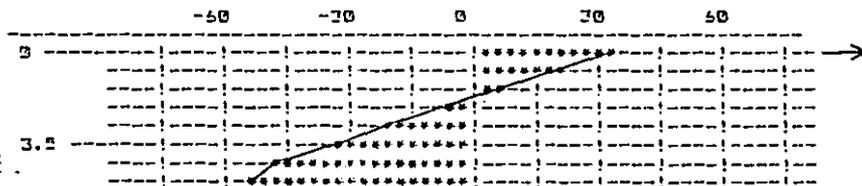
$V = 69.99$  (TON)EN  $X = 0$



$V = -46.41$  (TON)EN  $X = 6$

CLARO 3

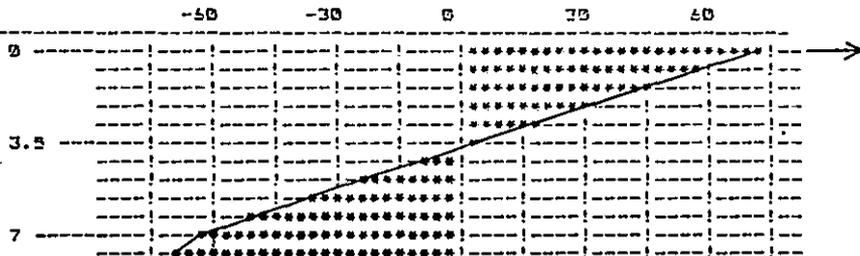
$V = 33.43$  (TON)EN  $X = 0$



$V = -53.87$  (TON)EN  $X = 4.5$

CLARO 4

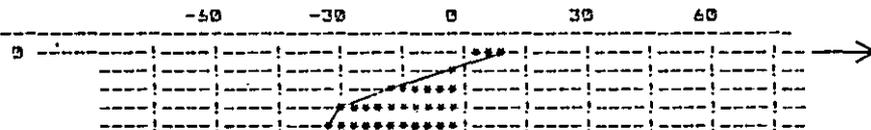
V= 71.93 (TON)EN X= 0



V=-68.72 (TON)EN X= 7.25

CLARO 5

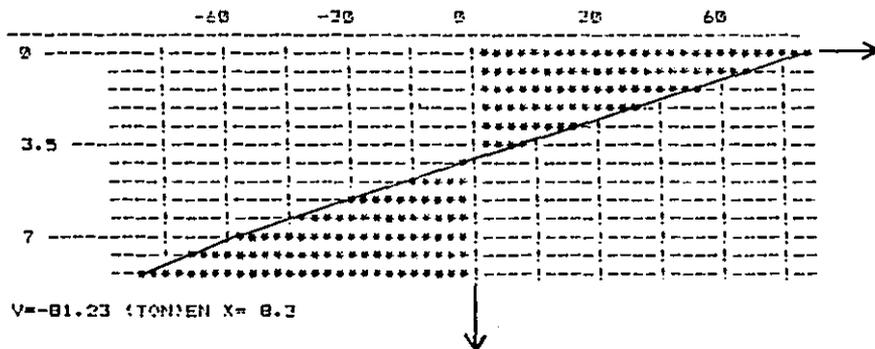
V= 9.29 (TON)EN X= 0



V=-34.36 (TON)EN X= 2.25

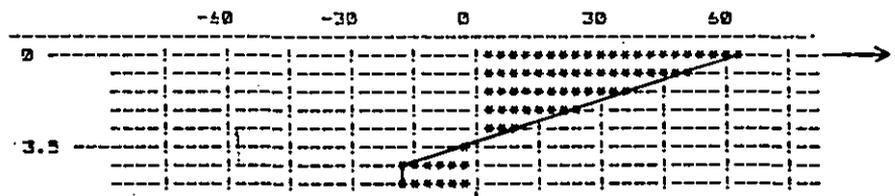
CLARO 6

$V = 79.79$  (TON)EN  $X = 0$



CLARO 7

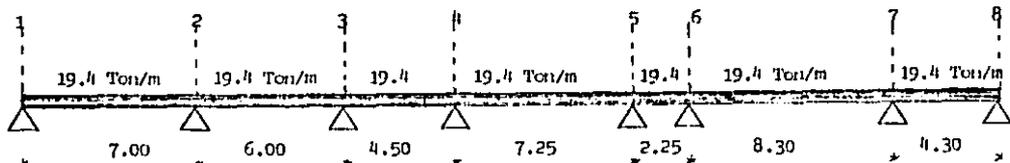
DEPL. POSITIVOS HACIA ABAJO  
V= 53.98 (TON)EN X= 0



V=-19.44 (TON)EN X= 4.3

DESPLAZAMIENTOS (POSITIVOS HACIA ABAJO)

1 DESPL.= 1.011012E-03 METROS  
EN EL CLARO 6 DIST. A LA IZQ. 4.15 METROS  
VALOR DE E\*I0= 1410000 (TON-M2)



| 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8      |       |       |       |       |                |       |                             |       |       |       |         |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|----------------|-------|-----------------------------|-------|-------|-------|---------|
| 0     | 97.99 | 97.99 | 27.24 | 27.24 | 73.23 | 61.6  | 89.81  | 89.81 | 95.77 | 95.77 | 0     | M <sup>-</sup> |       |                             |       |       |       |         |
| 74.88 |       | 28.26 |       | 1.56  |       | 60.11 | NO HAY |       | 74.27 |       | 9.73  | M <sup>+</sup> |       |                             |       |       |       |         |
| 0     | 24.38 | 24.38 | 6.8   | 6.8   | 18.22 | 18.22 | 15.3   | 15.3  | 22.36 | 22.36 | 23.8  | 23.8           | 0     | A <sub>S</sub> <sup>-</sup> |       |       |       |         |
| 18.63 |       | 7.03  |       | 0.39  |       | 14.95 |        | 0     |       | 18.48 |       | 2.42           |       | A <sub>S</sub> <sup>+</sup> |       |       |       |         |
| 53.9  | 81.9  | 69.99 | 46.41 | 33.4  | 53.87 | 71.93 | 68.7   | 9.29  | 34.36 | 79.79 | 81.2  | 64             | 19.4  | V <sub>act</sub>            |       |       |       |         |
| .003  | .0037 | .0037 | .003  | .003  | .003  | .003  | .003   | .003  | .0037 | .0037 | .0037 | .0037          | .003  | p                           |       |       |       |         |
| 10.8  | 11.61 | 11.61 | 10.8  | 10.8  | 10.8  | 10.8  | 10.8   | 10.8  | 11.61 | 11.61 | 11.6  | 11.6           | 10.8  | V <sub>C</sub> <sup>R</sup> |       |       |       |         |
| 10a20 | 15a10 | 10a15 | a 24  | a 24  | 10a20 | 10a12 | 10a15  | a 15  | a 18  | a 24  | a 24  | 10a10          | 10a10 | 10a15                       | 10a15 | 10a20 | 10a24 | Sep     |
| a24   | a 15  | a18   | a 24  | a 24  | a 24  | a 15  | a 18   | a 15  | a 18  | a 24  | a 24  | a 15           | a 15  | a 20                        | a 24  | a 24  | a 24  | c<br>1" |

$$A_s = \frac{M}{F_s J d} = M(2.487933522 \times 10^{-6})$$

$$M_{rc} = 0.5 \times 90 \times 0.3935 \times 0.87 \times 30 \times 220^2 = 22'368,822,30 \text{ Kg-Cm} = 223.69 \text{ Ton-M}$$

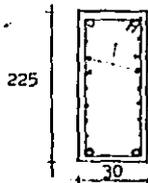
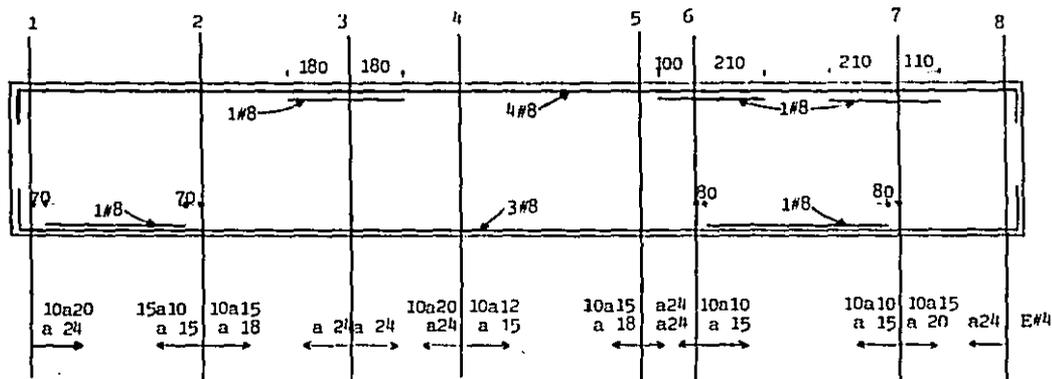
$$V_c R = (0.08 + 12p) \sqrt{F'c} \text{ bd} \text{ ----- sí } p < 0.01$$

$$V_c R = 0.2 \sqrt{F'c} \text{ bd} = 18.67 \text{ Ton} \text{ ----- sí } p \geq 0.01$$

$$V_{perm} = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 220 \times \sqrt{160} = 100.20 \text{ Ton}$$

Para la separación de estribos que absorverán el esfuerzo cortante se propone utilizar varillas de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro.

$$Sep = \frac{0.9 \times 2 \text{ ramas} \times 1.27 \text{ Cm}^2 \times 2100 \text{ Kg/Cm}^2 \times 220 \text{ Cm} (\text{Cos } 90^\circ + \text{Sen } 90^\circ)}{V_{act} - V_c R}$$



Vars # 3  
a 22

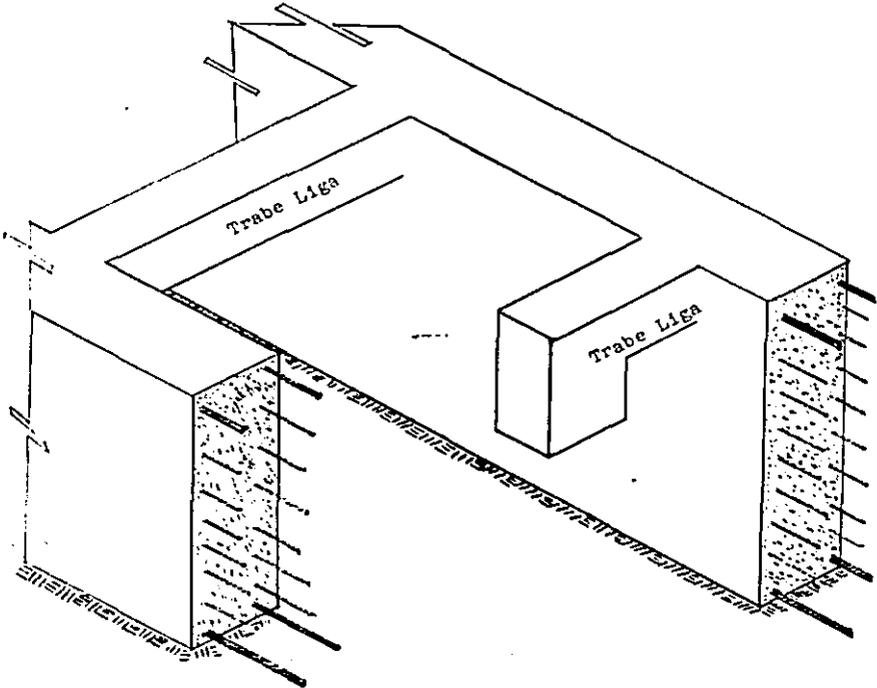
contratrabe tipo  
Ex-hospital de la Mujer

### Trabe de Liga

(t-1)

Esta trabe tiene como objetivo, ligar a las contratrabes que empujan a la cimentación vieja (de mampostería), construyendo así, todo un conjunto, evitando que cada contratrabe trabaje de manera aislada.

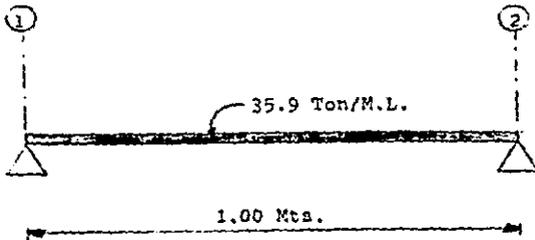
Se acordó que estas trabes de liga (t-1) tuvieran como separación máxima 3.50 Mts.



Las cargas se obtuvieron de la consideración, que se hizo para las contratraves tipo. Por tanto la carga que gravita en estos elementos será de 35.50 Ton/M.

$$W_{\text{act. en t-1}} = 35.50 \text{ Ton} + W_{\text{P.P. t-1}} = 35.56 \text{ Ton.} + (0.35 \times 0.40 \times 2.4 \text{ T/M}^3)$$

$$W_{\text{act. en t-1}} = 35.9 \text{ Ton./M.}$$



Trabe de Liga Ex-Hospital  
de la Mujer

Se considerara una sección de 35 x 45 Cms.

PROGRAMA PARA EL CALCULO DE MARCOS PARCIALES O VIGAS CONTINUAS  
BAJO LA ACCION DE FUERZAS VERTICALES

UNIDADES -----TONELADAS-Y-MEROS

UNIDADES DE LONGITUD.....METROS

NOMBRE DEL TRABAJO..... EX-HOSPITAL DE LA MUJERIT-1)

Nº. DE CLAROS.....1

CLARO DE IZQ. A DER.

CLARO      LONGITUD

ALTURA COL. INFERIOR....-1

ALTURA COL. SUPERIOR....-1

HAY VOLADIZO A LA IZQ....N

HAY VOLADIZO A LA DER....N

INERCIA REL. DE TRABES DE IZQ. A DER.

TRABE      INERCIA

1      .002658

INSTRUMENTO DE FIDUCIARIA EN FAVOR DE LA ASOCIACION NACIONAL

DE LOS ESTUDIANTES DE LA UNIVERSIDAD

INSTRUMENTO DE LA FIDUCIARIA EN FAVOR DE LA ASOCIACION

| CLASE | TIPO        | HORARIO | PROFESOR | GRUPO |
|-------|-------------|---------|----------|-------|
| 1     | COMERCIALES | 1       | 1        | 10.5  |

INSTRUMENTO DE FIDUCIARIA EN FAVOR DE LA ASOCIACION

COMERCIALES EN LOS CENTROS DE LA ASOCIACION

| TIPO | CLASE       | HORARIO | PROFESOR | GRUPO |
|------|-------------|---------|----------|-------|
| 1    | COMERCIALES | 1       | 1        | 10.5  |

MOM. FLEX. Y FZAS. NORMALES EN COLUMNAS

| EJE | NON.ABAJO<br>COL.IFER. | NON.ARRIBA<br>COL.IFER. | NON.ABAJO<br>COL.SUPE. | NON.ARRIBA<br>COL.SUPE. | FZA.NORMAL<br>AMBE |
|-----|------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|--------------------|
| 1   | 0                      | 0                       | 0                      | 0                       | 17.91              |
| 2   | 0                      | 0                       | 0                      | 0                       | 17.95              |

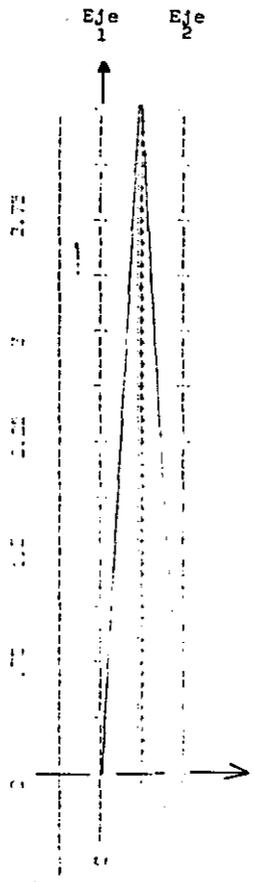
GIROS+E\*ID(+ EN EL SENTIDO DEL RELOJ)

1 .542.7701 2 -542.7706 \*\*\*\*\*

DIAGRAMA DE MOM.FLEX.

\*\*\*\*\*

ESCALA DE MOM.FLEX. 4 .375 (TON-M), COL



PLAN DE RECONSTRUCCION

EJE  
1

EJE  
2

ESCALA DE FIAS. CORT. + .5 (TONA/COL)

CLARO :

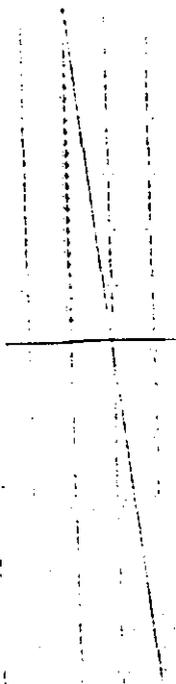
M. 17.50 (MAYO 1960)

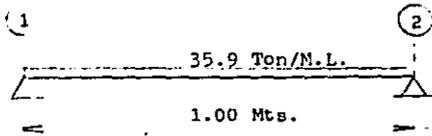
M. 17.50 (MAYO 1960)

ESCALA VERTICAL DIBUJADA EN 1:100

M. 17.50 (MAYO 1960)

ESCALA HORIZONTAL DIBUJADA EN 1:100





$$A_B = \frac{M}{F_S J d} = M(1.3683634 \times 10^{-5})$$

$$M_{rc} = 0.5 \times 90 \times 0.3935 \times 0.87 \times 35 \times 40^2 = 8.63 \text{ Ton-M}$$

$$V_{cR} = (0.08 + 12p) \sqrt{F'_c} \text{ bd} \text{ --- sí } p < 0.01$$

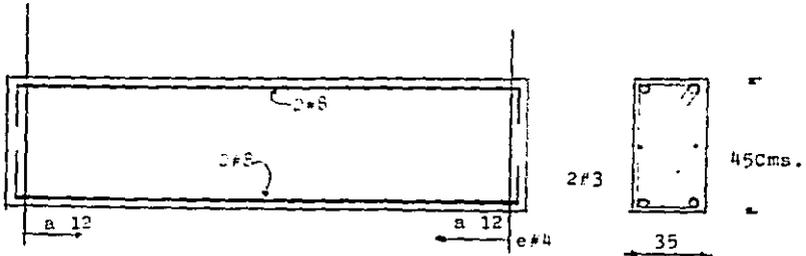
$$V_{cR} = 0.2 \sqrt{F'_c} \text{ bd} = 3.96 \text{ Ton.} \text{ --- sí } p \geq 0.01$$

$$V_{perm} = 1.5 \times 0.8 \times 35 \times 40 \times \sqrt{160} = 21.25 \text{ TON.}$$

Para la separación de estribos que absorben cortante se propone utilizar vars.  $\frac{1}{2}$ "

$$Sep. = \frac{0.9 \times 2 \text{ Ramas} \times 1.27 \text{ Cm}^2 \times 2100 \times 40 \times (\text{Cos} 90^\circ + \text{Sen} 90^\circ)}{V_{act} - V_{cR}}$$

| EJE<br>1 | EJE<br>2 |                       |
|----------|----------|-----------------------|
|          |          | $M^+$                 |
| 0        | 0        | $M^-$                 |
|          |          | $A_S(+)$              |
|          |          | $A_S(-)$              |
| 17.95    | 17.95    | $V_{act}$             |
| 0.0064   | 0.0064   | $p$                   |
| 3.01     | 3.01     | $V_{cR}$              |
| a 12     | a 12     | Sep e $\frac{1}{2}$ " |



t-1

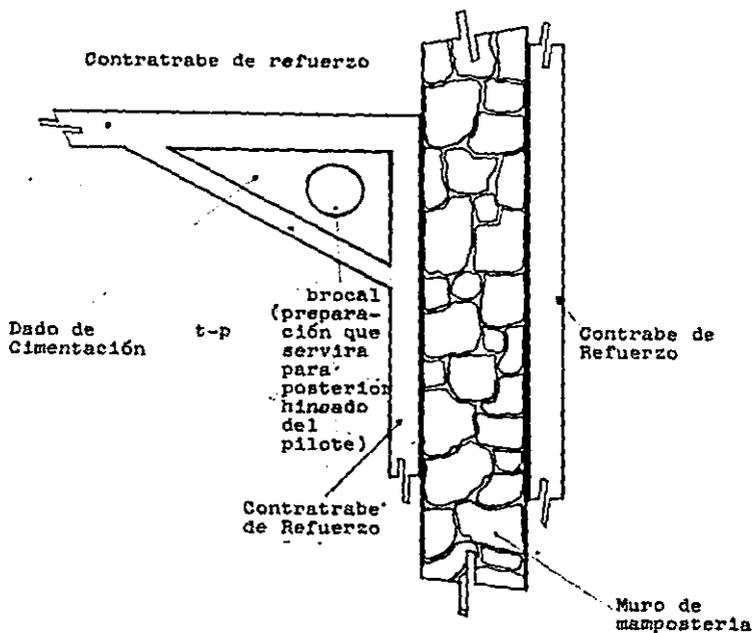
Ex-Hospital de la Mujer.

### 6.7 Datos de Cimentación.

Por medio de las anclas de refuerzo, los pilotes transmiten su reacción, a las anclas de refuerzo, colocadas, estas, con el armado de refuerzo del dado dado de cimentación. La carga que reciben estas anclas y que transmiten a la masa de concreto (dado), tiene 0.80 Mts. de peralte, conformado con las contratraves dentro del dado, permitiendo el paso del pilote a través del brocal. Para evitar que estos, los dados, trabajaran de forma aislada y además para lograr mayor rigidez, se ligan los dados por medio de trabes perimetrales de concreto armado.

Se construyen de tal manera que el dado funcione como cuña

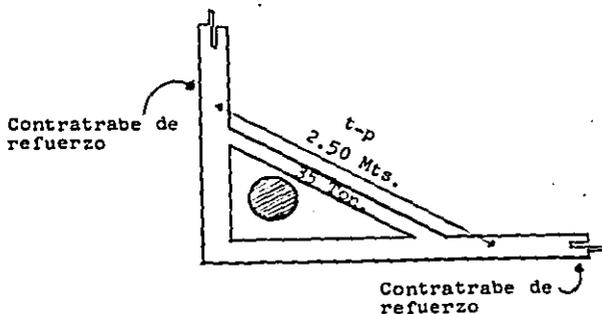
contra la mampostería, haciendo coincidir el lecho inferior del dado con el nivel inferior de la contratrabe, que esta a su vez se encuentra debajo de la cimentación original. Además se estableció que las caras laterales, formen un ángulo de 30°.



----detalle en planta----

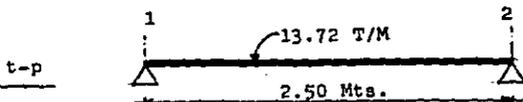
### 6.8 Trabe de borde (t-p)

La trabe de borde (t-p) liga al dado de cimentación con los contratraves de refuerzo.



Considerando que se tienen tres elementos estructurales, como son; dos contratraves y una t-p la reacción considerada, tomando en cuenta también el peso propio de los elementos estructurales, se reparte una carga de 105 ton divididas entre tres elementos: to candole a cada elemento 35 Ton por carga de diseño. Correspondiendole, así una carga uniformemente repartida de 13.72 ton/M.

Trabajando la t-p como simplemente apoyada.



Se analizara una sección de 15x80 Cms.

PROGRAMA PARA EL CALCULO DE MARCOS PARCIALES O MIEMBROS UNIFICADOS  
BAJO LA ACCION DE FUERZAS VERTICALES

UNIDADES -----TONELADAS Y METROS

UNIDADES DE LONGITUD.....METROS

NOMBRE DEL TRABAJO..... EX-HOSPITAL DE LA MUJERES-31

N.º DE CLAROS..... :

CLAROS DE ISO. A DER.

CLARO      LONGITUD

1          2.0

ALTURA COL. INFERIOR.....:

ALTURA COL. SUPERIOR.....:

HAY VOLADIZO A LA ISO.....N

HAY VOLADIZO A LA DER.....N

INDICAR REL. DE TRABES DE ISO. A DER.

TOTAL      INERCIA

1          1.011

INERCIA DE COLUMNAS POR EJE Y DE ABAJO HACIA ARRIBA

| EJE | I. COL. INF. | I. COL. SUP. |
|-----|--------------|--------------|
| 1   | 2            | 2            |
| 2   | 2            | 2            |

CARGAS EN LAS TRABES (+ HACIA ABAJO)

| CLARO | TIPO       | HCARGAS | LONGITUD | CARGA   |
|-------|------------|---------|----------|---------|
| 1     | REPARTIDAS | 1       | 1.1      | 12.7210 |

MOVIMIENTOS FLEXIONANTES Y FUERZAS

CORTANTES EN LOS EXTREMOS DE LAS TRABES

| TRABE | MON. IZQ. | MON. DER. | COL. IZQ. | COL. DER. |
|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1     | 0         | 0         | 17.12     | -17.12    |

MON. FLEX. Y FDS. NORMALES EN COLUMNAS

| EJE | MON. ABAJO | MON. ARRIBA | MON. ABAJO | MON. ARRIBA | FDS. NORMAL<br>ABDAF |
|-----|------------|-------------|------------|-------------|----------------------|
|     | COL. IZQ.  | COL. IZQ.   | COL. DERE. | COL. DERE.  |                      |
| 1   | 0          | 0           | 0          | 0           | 17.12                |
| 2   | 0          | 0           | 0          | 0           | 17.12                |

SECCIONES EN EL SENTIDO DE LOS EJES.

1. SECCION EN EL SENTIDO DEL EJE X.

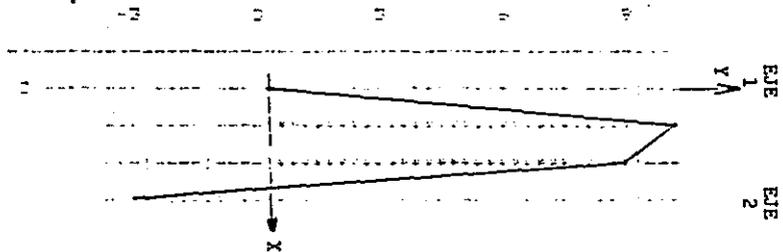
DIAGRAMA DE MOM. FLEX.

.....

SECCION EN EL SENTIDO DEL EJE Y.

PLANO 1

PLANO 2 (TONEN 3-2)



PLANO 3 (TONEN 3-1)

DIAGRAMA DE FIAS. CONSTANTES

\*\*\*\*\*

LOCALA DE FIAS. CORT. = 1.5 (TON)/COL

CLASE :

VE 17.16 (TON)EN VE 0

DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS HACIA ABAJO

1. DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE METROS

2. CLASE Y DISEÑO DE LOS 1.000 METROS

VALOR DE ENTRA 1.0000 (TON/M2)

Eje

1

Eje

2

14

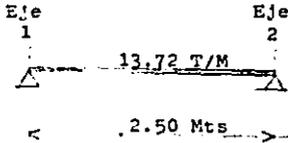
0

0

-6

-14

1.0000 (TON/M2)



$$A_s = \frac{M}{F_s J d} = 11(7.2979 \times 10^{-6})$$

$$M_{rc} = 0.5 \times 90 \times 0.3935 \times 0.87 \times 15 \times 75^2 = 13 \text{ Ton-M}$$

$$V_{cR} = 0.2 \sqrt{F_c'} \quad bd = 3.18 \text{ Ton} \quad \text{--- Si } p \geq 0.01$$

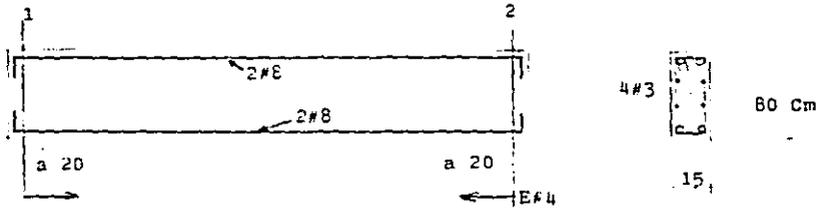
$$V_{cR} = (0.08 + 12p) \sqrt{F_c'} \quad bd \quad \text{--- Si } p < 0.01$$

$$V_{perm} = 1.5 \times 0.8 \times 15 \times 75 \times \sqrt{160} = 17.1 \text{ TON.}$$

Para la separación de estribos que absorberán Cortante se propone utilizar Vars  $\emptyset 1/2''$

$$Sep = \frac{0.9 \times 2 \text{ ramas} \times 1.27 \text{ Cm}^2 \times 2100 \times 75 \times (\text{Cos } 90 + \text{Sen } 90)}{V_{act} - V_{cR}}$$

| Eje     | $V_{act} - V_{cR}$   |         |            |
|---------|----------------------|---------|------------|
| 1       | -----                |         | 2          |
|         | 10.72                |         | $M^+$      |
| 0       |                      | 0       | $M^-$      |
|         | 7.83 Cm <sup>2</sup> |         | $A_s^+$    |
| 0       |                      | 0       | $A_s^-$    |
| 17.5    |                      | 17.5    | $V_{act}$  |
| 0.00845 |                      | 0.00845 | $p$        |
| 2.89    |                      | 2.89    | $V_{cR}$   |
| a 20    |                      | a 20    | Sep e 1/2" |



CAPITULO VII

El Pilote y su Hincado.

- 7.1 Diseño de un pilote de control.
- 7.2 Partes integrantes de un pilote de control.
- 7.3 Perforación guía.
- 7.4 Hincado.
- 7.5 Controles
- 7.6 Mantenimiento.

### 7.1 Diseño de un pilote de control.

El suelo, existen presiones horizontales, que impiden el flambéo de los pilotes. Aunque su relación de esbeltez, sea mayor que 10; por lo cual se diseñan los pilotes de control con las formulas para el cálculo de columnas cortas.

El reglamento del A.C.I. da una fórmula para columnas cortas con pequeña excentricidad, que es una fórmula para carga de trabajo, reduciendo lo suficiente los coeficientes, para proporcionar el factor de seguridad deseado (Aprox. 2.5), despues de considerar una pequeña excentricidad.

Para columnas cortas con refuerzo helicoidal la carga de trabajo admisible es:

$$P = 0.25 F'_c A_g + F_s A_{st}$$

$$\text{Si } P_g = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$P = A_g ( 0.25 F'_c + F_s P_g )$$

P = Carga de trabajo admisible en las columnas con refuerzo helicoidal.

$A_g$  = Area total de la columna

$A_{st}$  = Area del acero vertical de la columna

$F'_c$  = Esfuerzo nominal admisible en el esfuerzo vertical, 40% de la resistencia a la fluencia.

$$(F_s = 0.4 F_y)$$

$F'_c$  = Resistencia del concreto ( $\text{Kg}/\text{Cm}^2$ ).

$$P_g = \frac{A_{st}}{A_g} \quad \text{Porcentaje de acero del refuerzo.}$$

De acuerdo a los artículos 912 y 913 del reclamo del A.C.I., el requisito es que  $P_g$  deberá de tener un valor comprendido entre 0.01 y 0.08, un mínimo de 6 varillas y el tamaño mínimo de las varillas deberá de ser del Núm. 5, por lo tanto: La carga de trabajo admisible queda como:

$$P = A_g (0.25 F'_c + 0.40 F_y P_g)$$

Para la obtención del acero de refuerzo helicoidal, se especifica en la fórmula del artículo 913b

$$P_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{F'_c}{F_y}$$

Siendo:

$P_s$  = Relación del refuerzo helicoidal al núcleo de concreto.

$A_c$  = Área del núcleo de la columna

$F_y$  = Resistencia de fluencia del acero pero no mayor que 4,200  $\text{Kg}/\text{Cm}^2$ .

Esta fórmula se puede transformar.

$$P_s A_c F_y = 0.45 (A_g - A_c) F'_c$$

$$2 P_s A_c F_y = 0.90 F'_c (A_g - A_c)$$

Como  $(A_E - A_C)$  es el área del recubrimiento que se desprende, el miembro del lado derecho representa la resistencia de ruptura para el recubrimiento con un aumento en el coeficiente de 0.85 a 0.90.

La cantidad  $F_y A_C$  representa el acero helicoidal reducido al acero longitudinal equivalente. Este acero puede desarrollar un esfuerzo  $F_y$  y debido a su forma helicoidal tiene una efectividad de aproximadamente que el doble de el acero longitudinal.

En las columnas con estribos, se especifica la carga admisible como 0.85 para columnas con refuerzo helicoidal.

Por lo que se tenía deducida la carga de trabajo admisible como:

$$P = A_G (0.25 F'_c + 0.40 F_y P_G)$$

Ahora queda como:

$$P = A_G (0.212 F'_c + 0.34 F_y P_G)$$

Para la obtención del área del pilote tan solo se despeja la fórmula anterior.

$$A_G = \frac{P}{0.212 F'_c + 0.34 F_y P_G}$$

Para el diseño de pilote de control tipo, se considerará por apoyo directo una carga de 100 Ton, también se tomará en cuenta que los pilotes deberán ser probados durante el proceso de hincado. Con una carga de 100 Ton

Además, se considerará que como es sabido el pilote de control aprovecha la adherencia del terreno. Por tanto, la carga total,

que puede soportar el pilote de control sera:

La suma de la carga por apoyo directo + la carga por adherencia del terreno en todo lo largo del pilote. El esfuerzo de adherencia del terreno al pilote, se obtiene de la siguiente expresión:

$$FA = C = \frac{Q_u}{2}$$

FA = Esfuerzo de adherencia del terreno al pilote.

C = Cohesión.

$Q_u$  = Resistencia a la compresión

Habiéndose, una vez obtenido FA, la capacidad del pilote se obtendrá efectuando la multiplicación de FA por el área de la longitud del pilote.

Atravez de los sondeos realizados se obtuvo un valor promedio de resistencia a la compresión.

$$Q_u = 0.81 \text{ Ton/M}^2$$

$$FA = C = \frac{Q_u}{2} = \frac{0.81}{2} = 0.405 \text{ Ton/M}^2$$

La adherencia en el pilote será:

$$ADH = FA \times A \quad ; \quad A = \text{Pix } d \times L$$

Supondremos un diámetro de 45 Cm.

L = 32 a 34 Mts. capa resistente consideramos 34 Mts.

$$ADH = (0.405)(P_1)(0.45)(34)$$

$$ADH = 19.47 \text{ Ton.}$$

Para el diseño del pilote tendremos:

$$P = 100 + 19.47 = 119.47 \text{ Ton.}$$

Utilizaremos  $F'c = 300 \text{ Kg/Cm}^2$

obtenemos  $A_E$

$$A_E = \frac{P}{0.212 F'c + 0.34 F_y P_E}$$

Consideraremos un  $P_E = 0.01$

$$A_E = \frac{119,470 \text{ Kg}}{(0.212)(300 \text{ Kg/Cm}^2) + (0.34)(4,200)(0.01)}$$

$$A_E = 1534.03 \text{ Cm}^2$$

El diámetro necesario sera:

$$\text{SI } A = \frac{P_1 \times d^2}{4} \text{ ----- } d = \frac{4 A_E}{P_1}$$

$$d = \frac{4 \times 1534.03}{P_1} = 44.19 \text{ Cm } 45 \text{ Cms.}$$

Acero de refuerzo

$$A_S = P A_E = (0.01) \times (1534.03)$$

$$A_S = 15.34 \text{ Cm}^2$$

Se proponen vars. 5/8"

$$A_{\text{var. } 5/8} = 1.98 \text{ Cm}^2$$

Se proponen 6 Vars  $5/8''$  + 3 Vars  $1/2''$

$$A_{5/8} = 6 \times 1.98 = 11.88 \text{ Cm}^2$$

$$A_{1/2} = 3 \times 1.27 = \underline{3.81 \text{ Cm}^2}$$

$$A_{\text{total}} = 15.69 \text{ Cm}^2$$

$$15.68 \text{ Cm}^2 \quad 15.34 \text{ Cm}^2$$

La separación de los estribos está dada:

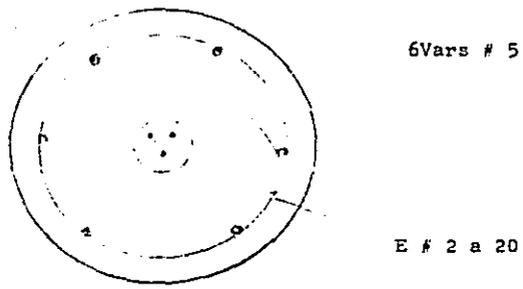
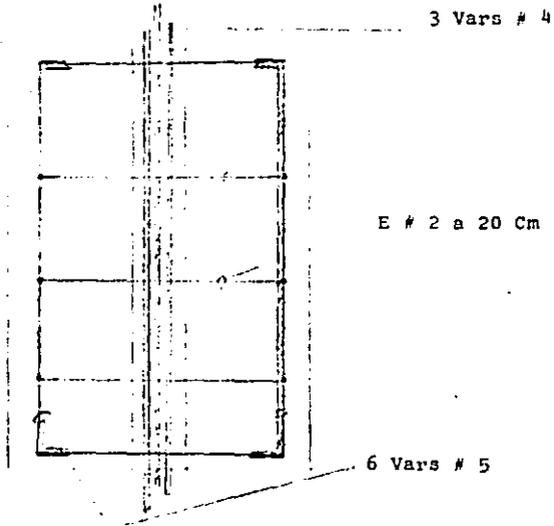
- a) 16 Diams. del refuerzo vertical.
- b) 48 Diams. del estribo propuesto.
- c) Mínima dimensión del pilote.

Se propone  $E = 1/4''$

Se revisa

- a) 16 Diams  $\times 1/2'' = 16 \times 1.27 = 20.32 \text{ Cm}$
- b) 48 Diams  $\times 0.635 - - - - = 30.48 \text{ Cm}$
- c) Min. dimensión del pilote = 45.00 Cm

Se acepta  $E = 1/4''$  a cada 20 Cm.



## 7.2 Partes integrantes de un pilote de control.

El pilote de control, fundamentalmente consta de las siguientes piezas que permitirán efectuar el propósito a encomendar, como es; el detener el asentamiento del inmueble y poder tener control sobre, éste, por medio de estas partes:

- 1.- El pilote.
- 2.- Anclas de refuerzo
- 3.- Sistema de control.

El pilote.- Nos referimos a una pieza cilíndrica de concreto que tiene una capacidad de carga axial, donde por tratarse de un terreno saturado de agua, no existen efectos de empuje horizontal y por lo cual no sufrirá del efecto de flambéo, el pilote, previa perforación, se hincará en tramos de 91 Cms de longitud con diámetro de 45 Cms ; el proceso a seguir, será el siguiente.

Se van uniendo tramo a tramo de precolado de 91 Cms. uniendo los con 3 Vars de 1/2" y una mezcla de cemento-arena, en hueco central del pilote, estas varillas se irán traslapando en razón de 40 Diams. de estas conforme penetren 2 tramos de pilote. Durante el hincado, hasta llegar a la capa dura; una vez llegando a ésta, la capa dura, mediante el auxilio de un manómetro, que forma parte de la hincadora y se detallará mas adelante, se verificará que una vez estando depositado el pilote sobre la capa dura, se le dará una presión para soportar una carga de 100 Ton. garantizando además de la capacidad del pilote, que el estrato donde se está apoyando este pilote, también resiste esta carga, dandonos así la confiabilidad del proyecto.

La ventaja de estos pilotes es que se pueden colar antes o después de efectuar la recimentación, son manejables en áreas muy pequeñas y su transportación se puede realizar en cualquier camión de carga.

Además de estas ventajas, es que también se pueden construir con un molde, ahí mismo en la obra, y estos mismos se pueden ir rodando fácilmente sobre el suelo para la ejecución de su hincado posterior.

Anclas de refuerzo.- Estos elementos van integrados en el dado de cimentación y cabe decir que de éstas depende la efectividad del sistema de control, ya que al encontrarse ahogadas en el dado de cimentación trabajarán en conjunto con los dados, éstos con las contratraves que empacan al inmueble por las que transmitirán la carga del inmueble a la capa resistente.

Estas anclas trabajarán tan solo adherencia. En ancla de refuerzo esta formada por una solera en forma de "U", la que recibirá a la sección que se encuentra ahogada en el dado de cimentación, que es una serie de varillas (7Vars de 3/4") las cuales tienen forma de una pata de araña (c/u de ellas), la cual se tiene el cuidado de no haber quedado se tiene el cuidado que la parte superior no haya quedado ahogada en el concreto, con la finalidad que en esta parte superior en la parte de la "U" existe un ahujero que es por donde con una tuerca soldada previamente. se pasará un tornillo de 13/4" que nos ayudará para el hincado del pilote, y también como conexión al sistema de control.

Sistema de control.- El sistema de control tiene una función específica: que es la de ligar al dado de cimentación con el pilote.

El sistema esta constituido por:

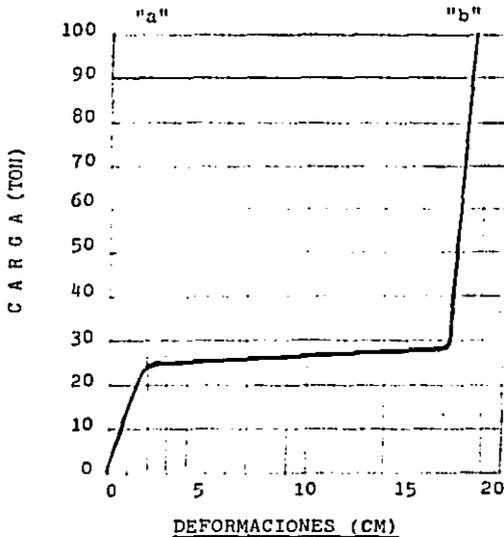
- a) Estabilizadores de concreto (2)
- b) Tornillos de 13/4"
- c) Celdas de deformación.
- d) Cabezal o puente de acero
- e) Rondanas (placas)

- f) Tuercas
- g) Celda propia.
  
- a) Estabilizadores de concreto.- Es un elemento prefabricado, de concreto que se coloca sobre cada ancla de refuerzo, estos sirven para poder colocar a nivel el cabezal o puente de acero.
  
- b) Tornillos de 13/4". Estos se fijan en la parte superior de las anclas, con el objeto de ligar a las anclas con el puente.
  
- c) Celdas de deformación.- Se colocan encima del pilote, separadas entre si, por placas metálicas, para que posteriormente se coloquen encima de estas el puente de acero.  
La celdas de deformación, no son mas que cubos de caoba con dimensiones de 5 x 5 x 5 Cm. constituidos en varias camas separadas, cada una de ellas por una lámina plana. Para este sistema de control se utilizarán 3 camas con 25 cubos de caoba cada una de estas.

Estas celdas de deformación, se comprimen en el sentido normal a las fibras para aprovechar sus características de deformación. El comportamiento de estas celdas se puede ver en la grafica carga-deformación, notandose que a medida que aumenta la carga, aumenta la deformación.

De acero a "a", su comportamiento es elastico de "a" a "b" el comportamiento es plastico, cuando se encuentra al limite plastico será el momento de cambio de los cubos de caoba, si existieran mas camas de celdas de deformación, mas tiempo tardará en efectuarse el cambio de cubos

de madera.

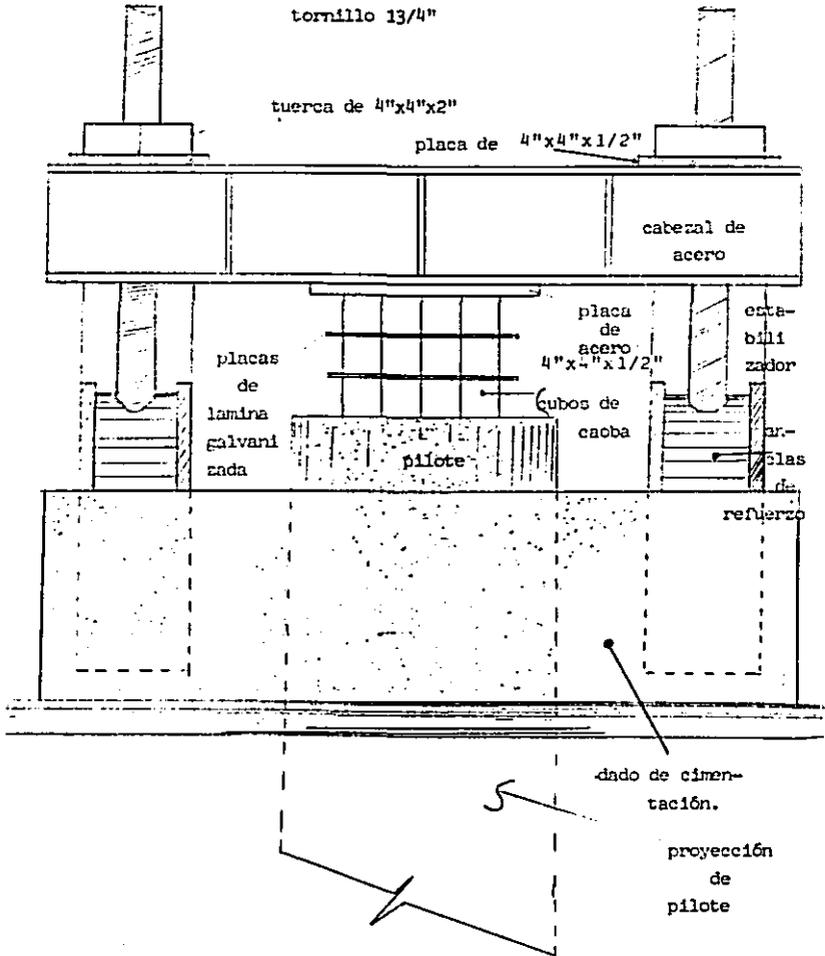


Grafica carga deformación de las celdas.

- d) Cabezal o puente de ácerro.- Se coloca encima de las celdas de deformación para ser unido al pilote con los tornillos de 13/4". El puente esta formado por dos canales soldados a una placa inferior y a un par de placas transversales. Se deja un espacio suficiente entre canal y canal que se sueldan a espalda. Para poder permitir el paso del tornillo de 13/4" y ser sujetado posteriormente el cabezal.
  
- e) Rondanas.- Son placas que se colocan en los extremos del puente, estas deben de tener un orificio para permitir el paso del tornillo de 13/4".

- f) Tuercas. - Estas, se hacen especiales, de acero y estan sujetas al - - sistema de control.
- g) Celda propia. - Se construye encima del dado de cimentación, una celda propia con su tapa de registro para poder tener acceso al sistema de control, los técnicos de mantenimiento de este sistema de control.

Esta es de tabique con calas y castillos y una losa tapa de concreto.



### 7.3 Perforación guía.

Una vez realizada la recimentación dejando en el dado de cimentación, un brocal de lámina con dimensión de 5 Cm. mayor de diámetro que el del pilote a hincar y a su vez, previamente al colado del dado se retacó de arena, para que por este ahujero se hincase el pilote. Pues bien, el proceso de hincado: consiste en efectuar la limpieza de la celda, donde despues se colocará la perforadora. Haciendo notar que las dimensiones de esta son muy pequeñas, como lo es el motor de un VW con soporte y llantas para su transportación, teniendo espacio de un metro aprox. en el frente para poder bajar la tubería que se vaya necesitando en la perforación. Lo cual evita maniobras innecesarias de elementos gigantescos y vibraciones al inmueble que por las condiciones, no es factible usar otra maquinaria.

Colocando la perforadora con dirección hacia al ahujero del dado; se nivela y se mete en primer tramo una broca con partículas floreadas en la punta, de materia de acero. Esta broca, tendrá sus dientes que dibujar una circunferencia al momento de girar y esta circunferencia al ir penetrando el tramo de tubería inicial tendrá que ser de un diámetro inferior al del pilote (5Cm.). Los tramos posteriores se iran atornillando uno a otro conforme vaya bajando la broca, haciendo una perforación guía; todos estos tramos de tubería pueden ser de distintas dimensiones pero los mas manejables son de 15 Cm de diámetro y una altura de 1 Mt, estos estan huecos, para que en el otro extremo se bombe el agua, mientras descienda la broca, evitando asi calentamientos y sea tapada la tubería con piedras que pudieran existir abajo. Esta perforación llegará a los 30 a 34 Mts. cuando llega a la capa dura se detiene la perforación, para dar paso a la siguiente maniobra que es el hincado.

#### 7.4 Hincado.

Al momento que se ha retirado el último tramo de tubería de la perforación, se empuja la hincadora al lugar de la perforación abierta.

La hincadora es un compresor de energía eléctrica con dimensiones aproximadas de 1.20 x 0.45 x 1.00. Se empieza a bajar el primer tramo de pilote, que será la punta con dimensiones de 1.12 x 0.45 Mts de diámetro. Anteriormente ya se colocaron los tornillos de 13/4" que iran en el orificio de la parte superior de las anclas de refuerzo, estos tornillos deberán de tener como altura mínima 2.50 Mts. una vez ya bajado el primer precolado de pilote se le colocará encima un gato neumático con capacidad de 100 Ton.; encima del gato se le coloca un puente metálico al que se le colgan los tornillos largos para que se empotren perfectamente bien a este, mediante unas tuercas de acero una vez ya sujetado el cabezal, se le da presión al gato neumático con la hincadora y este empieza su carrera de pistón contra el cabeza, empujando así al pilote. Para los tramos de pilote subsecuentes se desatornillan las tuercas, se saca el cabezal, se quita el gato, se repite la secuencia, solo que a cada dos tramos de precolados se introducen 3 Vars. del #4, se retaca cada vez de mortero de cemento arena y los pasos posteriores, completando así una serie de ciclos hasta llegar a la capa dura.

En el transcurso del hincado el operario de la hincadora tiene a la vista un manómetro que le indica la presión que se esta utilizando al instante de bajar los tramos. A las profundidades de 28 a 30 Mts es cuando empieza a subir la presión de 60 Ton. hasta llegar a las 100 Ton. que es el instante en que se finaliza la operación del hincado.

### 7.5 Controles.

Una vez hincado el pilote, si es necesario se descabezar  para que quede a la altura del lecho superior de las anclas que sobresalen del dado, posteriormente se le colocará encima de cada ancla un estabilizador de concreto, luego se le introducen un tornillo de 13/4" a cada ancla, por separado encima del pilote se coloca una lámina galvanizada, encima de esta, 25 cubos de caoba, otra lámina, otra cama de cubos, una lámina mas y una última cama de cubos de caoba, encima de esta última cama de cubos una lámina galvanizada y encima una placa de  cero, ahora encima de esta placa ir  el puente metálico (cabezal). Ahora si los tornillos que se introdujeron en las anclas se introduce su otro extremo en el cabezal de  cero se le colocan las tuercas y entre el espacio del pilote y el brocal se retaca de estopa alquitranada, para evitar se introdujera agua freática en esta junta, se cierra el registro de la celda de pilote y se necesitará de el mantenimiento para su trabajo óptimo del pilote de control.

### 7.6 Mantenimiento.

Se refiere a mantener el sistema de control en óptimas condiciones y además el inmueble que es lo mas importante. Todo esto consta de distintas funciones como son:

- a) Estopeado.- Se retaca con estopa alquitranada perfectamente la junta que existe entre el dado y el pilote, para no permitir el paso del agua freática, en ocasiones queda ovalado el hueco, el cual se utiliza como relleno un mortero pobre.
- b) Pintado del sistema.- Se pinta el cabezal con un anticorrosivo para proteger esta pieza de los óxidos que pudieran atacar a este elemento, así mismo la parte superior que asoma de las anclas y una cara de cada cubo de madera. Este proceso se realizará 2 veces al año.

- c) Engrasado del sistema.- Una vez colocado el sistema y previamente pintado se engrasan las partes mecánicas de este, es decir los tornillos largos de 13/4" y tuercas.
- d) Correr nivelaciones.- Se obtendrán los niveles del inmueble con respecto a un banco de nivel fijo, se determinan puntos de referencia, para las próximas nivelaciones, dejando en estos puntos una marca ( ) si es necesario se dejará escrito el nivel con respecto al banco de nivel y si no la compañía tendrá un levantamiento topográfico, --referenciando esa marca.

Una vez conectados los controles, se correrá la primera nivelación, después de 15 días se tomará una nueva lectura para determinar el comportamiento del inmueble, si fuera necesario se ajustan los controles para controlar el hundimiento con respecto al banco de nivel y/o los edificios o avenidas colindantes de éste. Posteriormente se volverá a checar a los próximos 15 días, así hasta cumplir 2 ó 3 meses según lo requiera el edificio, después cada mes mientras se estén continuando trabajos en el edificio, luego quedará como costumbre estar checando el edificio cada dos meses, si fuera necesario ajustar controles, la cuadrilla de topografía entrega el reporte de la nivelación ejecutada y la compañía envía al personal necesario para ajustar los controles conforme a las lecturas de las nivelaciones obtenidas anteriormente.

- e) Cambio de laminas y cubos de madera de caoba.- Estas, por costumbre, dado el uso a que están sujetas se colocarán nuevas laminas y cubos de madera, 2 veces al año. Amen de que estos hubieran sufrido una deformación en sus fibras, por haber sobrepasado el estado plástico de los cubos y no haberse detectado anteriormente que esto pudiese suceder.
- f) Descabezado del pilote y cambio de tornillos de 13/4".

Este proceso se hará solamente cuando hayan ocurrido bastantes años y el hundimiento hubiera rebasado los 60 Cms.

## CAPITULO VIII

### Junta Constructiva

- 8.1 Estado actual
- 8.2 Interacción entre edificios colindantes.
- 8.3 Efectos de cambios volumétricos.
- 8.4 Solución junta constructiva.

### 8.1 Estado Actual.

El edificio cuenta en su gran mayoría con muros de mampostería solo en la fachada norte de la zona IV ( ver croquis de localización) es de tabique rojo, por tratarse de una zona construida más reciente.

Se encuentran hundimientos apreciables, peso parejos a lo largo de sus muros, unos con respecto a otros y de ahí que tan solo con tratamiento e inyección de muros se restituyan.

Al efectuar la recimentación colocación de pilotes de control sera suficiente.

Cabe hacer notar que las zonas V y IV se encuentran con mayores daños.

Zona V ( claustro ) .- Al encontrarse los pasillos de acceso a los locales 1 al 9 de esta zona, ligados por los apoyos como son los muros de mampostería y columnas de cantera y donde a su vez los niveles de entepiso y azotea, se encuentran soportados por viguería de madera, ligadas las vigas en un extremo al muro con mechinales y al otro por una viga portante ( gualdra ) que transmite su carga a la columna de cantera, pues bien, el muro de la zona V que pertenece a la iglesia de San Juan de Dios ha sufrido un gran asentamiento diferencial, en dos componentes, uno general hacia el oriente y otro hacia la torre sur de la iglesia, habiéndose desaparecido parte de los basamentos de las columnas, debido a los hundimientos diferenciales en estas, los pasillos del ----

ciastró presentaron cuarteaduras en el piso de mosaico, en otros espacios se deflexionaron los entrepisos, fracturandose los mosaicos y brotando los terrados que se encuentran entre la vigería y el piso de mosaico, todo esto provocado por el hundimiento de sus apoyos. Se procedió al apuntalamiento con elementos de madera y uno u otro metálico.

En lo que se refiere al estado actual de la zona IV el muro -- norte de la zona IV se encuentra agrietado en su gran contorno de los locales 6,7 y 8, tiene una altura de 11.50 Mts. y es de tabique rojo, pero se encuentra unido al muro de mampostería de las zonas I Y III.

## 8.2 Interacción entre Edificios colindantes

En este capítulo se trata el problema de importancia fundamental, de la distribución de esfuerzos aplicados en la superficie de la masade suelo a todos los puntos de esa masa.

La solución que se aplica, esta basada en la teoría de la elasticidad, de manera que es posible trabajar el proyecto con factores de seguridad.

### HEWMARK.-

Desarrollo en 1924 un método gráfico sencillo que permite tener los esfuerzos verticales ( $O_z$ ) transmitidos a un medio simi infinito homogéneo, isótropo y elástico por cualquier condición de carga uniformemente repartida sobre la superficie del medio.

El método se basa en la ecuación correspondiente al esfuerzo -

vertical bajo el centro de un area circular uniformemente cargada.

$$\frac{\sigma_z}{W} = 1 - \left( \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{3/2}$$

$$\text{Si: } \frac{\sigma_z}{W} = 0.1$$

$$\frac{r}{z} = 0.27; r = 0.27 z$$

Donde  $z$  es la profundidad a bajo el centro del círculo, el esfuerzo en el punto A será:

$$\sigma_z = 0.1 W$$

Si en el círculo de  $r=0.27z$  al dividirlo en un número de segmentos iguales, cada uno de ellos contribuirá al esfuerzo  $\sigma_z$  total en la misma proporción. Si el número de segmentos es 20 como es usual en las cartas de Newmark, cada segmento coopera para el esfuerzo  $\sigma_z$  con  $\frac{0.1W}{20} = 0.005 W$  el valor 0.005 es el valor de influencia correspondiente a cada uno de los segmentos considerados.

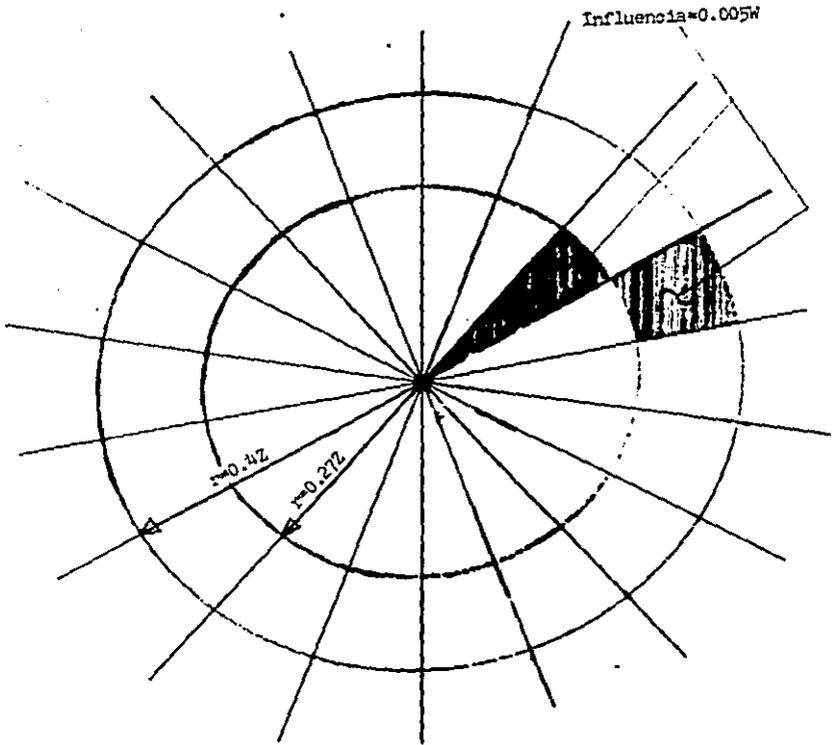
ahora si  $\frac{\sigma_z}{W}$  se considerara  $\frac{\sigma_z}{W} = 0.2$ , resulta:  $\frac{r}{z} = 0.4$ ;

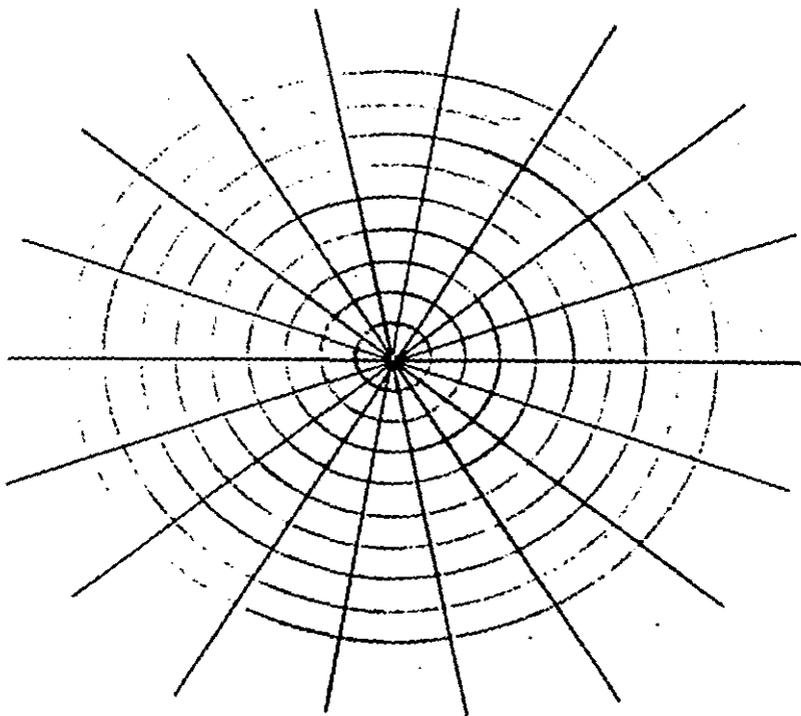
es decir: que para el mismo punto a la profundidad  $z$ , se requiere ahora un círculo cargado de  $r = 0.4z$ , obteniéndose ahora  $\sigma_z = 0.02W$  con  $r = 0.4z$ .

Así los radios que dividan el primer círculo se prolongan hasta el segundo, se tendrá la corona subdividida en áreas cuya influencia es igualmente de  $0.005 W$  de esta manera se podrán construir más coronas, valores A  $\frac{\sigma_z}{W} = 0.3, 0.4, \dots, 0.9$  para que posteriormente prolongar los radios iniciales y así tener áreas - cuya influencia sea igual a  $0.005 W$  sobre el esfuerzo en A.

Para encontrar el valor de  $\sigma_z$  en puntos con diferentes profundidades se puede.

- a) Hacer otras cartas de Newmark, para profundidades distintas de 1, 2, 5, 10 y 20 metros.
- b) Usando la misma carta, solo construyendo plantillas a escala - para obtener profundidades diversas, es decir, usar escalas -- 20, 50, 100 y 200.





Valor de Influencia = 0.005

-- Carta de Newmark. --

### 8.3 Efectos de Cambios Volumétricos.

En el diseño de una estructura debiera considerarse el efecto de cambio de accidentes.

Se consideraran tres categorías de accidentes:

- a).- Permanentes. Obran de manera continua sobre la estructura
- b).- Variables. Obran en la estructura variable en el tiempo
- c).- Accidentales. No se deben al funcionamiento propio, pudiendo alcanzar valores significativos.

En el inciso de acciones variables del reglamento del DDF contempla el efecto causado en las estructuras por los cambios de temperatura y por contracciones pudiendo tener tres posibles intensidades.

- b.1 Intensidad Media.- Cuyo valor nominal se sumará a las acciones permanentes.
- b.2 Intensidad Instantanea.- Cuando incluya acciones permanentes y accidentales.
- b.3 Intensidad Máxima.- Se empleará exclusivamente como acción permanente.

Criterio general para determinar la intensidad nominal de las acciones, para las acciones diferentes a cargas muertas, cargas vivas, sismo y viento y en general para casos no incluidos expresamente en el reglamento de construcción.

La intensidad nominal se determinara de manera que la probabilidad de que sea excedida en el lapso del interes según se trate

( intensidad media, instantanea o maxima ) sea de dos porcientos - en esta determinación de valor nominal de la acción, debiera tomar se en cuenta la incertidumbre en la intensidad de la misma.

La seguridad de una estructura debiera verificarse para el efecto combinado de todas las acciones.

Los cambios volumétricos por temperatura para uno de los elementos estructurales más usuales, el concreto se han determinado algunos coeficientes de expansión térmica que oscilan entre 0.000007- y 0.000011 de deformación unitaria por grado centígrado de cambio de temperatura, los valores anteriores corresponden a concreto de peso volumétrico normal ( del orden de 2.2 Ton/M<sup>3</sup> ), para concretos fabricados con agregados ligeros los coeficientes pueden ser muy distintos de los mencionados.

A continuación se proporciona una tabla de coeficientes de expansión térmica para distintos materiales de uso en la construcción.

Coefficientes de expansión térmica.

+ Varios materiales

+ Para 100° centígrados

Metales y aleaciones

|                  |         |
|------------------|---------|
| Acero duro       | 0.00132 |
| Acero mediano    | 0.00120 |
| Acero suave      | 0.00110 |
| Acero vaciado    | 0.00110 |
| Cemento portland | 0.00107 |
| Granito          | 0.00084 |

Materiales de Construcción

|                               |         |
|-------------------------------|---------|
| Concreto                      | 0.00143 |
| Mampostería de ladrillo       | 0.00055 |
| Mampostería de piedra labrada | 0.00063 |
| Piedra arenisca               | 0.00110 |
| Yeso                          | 0.00166 |

Maderas Paralela a la Fibra

|          |         |
|----------|---------|
| Conifero | 0.00054 |
| Pino     | 0.00037 |
| Roble    | 0.00049 |

Maderas Perpendicular a la fibra

|          |        |
|----------|--------|
| Conifero | 0.0034 |
| Pino     | 0.0058 |
| Roble    | 0.0054 |

8.4 Solución de la Junta Constructiva.

Cabe decir que de acuerdo a los hundimientos diferenciales ya referidos en el tema, Estado Actual ( 8.1 ) específicamente para la zona V, el muro su ( que pertenece a la iglesia de San Juan de Dios ) y a la zona IV donde además de tener distinto tipo de material, siendo uno de tabique rojo recocido y el otro material fuera de esta zona ( con el que se une en ant. ) piedra brasa, se hace la observación que esta zona también sufrió hundimientos mayores pese a ser material más ligero, debido esto a la falta de cimentación adecuada; ya que se efectuaron calas en los cimientos de los locales 4,5y7 de esta zona ( IV ) previamente apuntalados estos locales, se vio que carecía de tabique como apoyo para el desplante de los muros de esta zona, Decidiendo cimentar con las contratraves corridas, una vez terminado este proceso se decidió colocar

una junta constructiva entre esta zona IV y su colindante inmediata a la zona III, ya que sus hundimientos iban a presentarse en -- distinta magnitud a los de la zona colindante ( III ) y por tener -- distintos materiales.

En lo que se refiere a la zona V por las mismas razones en cuanto a los hundimientos, en distinta magnitud de el templo con respecto al claustro ( zona V ) y el resto de el Ex-Hospital de la -- Mujer, se decidió appyar la parte sur de la zona V al templo y des -- ligar del resto de su construcción , logrando que esta parte, una -- vez recimentado el templo y ligando las contratraves que pasen por -- debajo de las columnas de contera ( 17,18,19,20,21 y 1 ) del extre -- mo sur se controlará su hundimiento al parejo de la recimentación -- del templo.

Para esto, ya habiendo apuntalado, se tomará un levantamiento -- perfecto de los entrepisos y se iran retirando poco a poco las -- cornizas de contera, pisos de mosaico, enladrillado en azotea, te -- rrados, vigueria, columnas de contera, en si todopara ser restitui -- dos los elementos que en su mayor porcentaje necesitan el cambio -- de nuevos elementos pero con identico material y forma de los ante -- riores, dandoles apatiencia similar al original todo esto, debido -- a que ha sido dañado en gran medida todo el claustro, por los hun -- dimientos que se le ahn presentado en distintas magnitudes y direc -- ciones, presentandose deflexiones de entrepisos, daños de vigueria -- acabados, como pisos, cornizas de cantera, agrietamiento en las -- columnas etc. El estructurista de el proyecto decidió por todo lo

citado anteriormente colocar dos juntas constructivas, a una separación de 2.00 Mts. de cada columna C-1 y C-17 en orientación: ---- hacia el norte sobre los muros Ote. y Pte. del claustro, ranurando ambos para separar las dos extractoras en cada extremo de cada muro correspondiente a su junta, esta separación de ranura será de 5 cms. así permitiendo que los extremos sur-ote y sur-pte del ---- claustro, se ranurarán en toda su altura para separarlos entre sí, permitiendo que los extremos sur-ote y sur-pte pasen a formar parte del comportamiento y estabilidad de el templo de San Juan de -- Dios.

CAPITULO IX

VENTAJAS

Conclusiones.

- a).- Para poder controlar los hundimientos de las estructuras se utiliza con gran versatilidad este sistema. En el inmuebles de zonas de alta compresibilidad en el suelo permitiendo que la estructura descienda al parejo de sus edificios vecinos o al nivel de banquetas.
- b).- Para aplomar una estructura es muy simple, basta con aumentar la carga de unos pilotes en la zona hundida y disminuir su carga en la zona que ha sufrido una elevación.
- c).- Este sistema además no despreja la capacidad de carga del terreno, lo que quiere decir que la capacidad del sistema solo trabajará en un porcentaje de la carga total y el resto lo tamará directamente el terreno, logrando con esto un gran ahorro de pilotes y por lo tanto ahorro económico.
- d).- Con este sistema es posible colocar los pilotes después de haberse construido el inmueble, pudiendo ir cargando los pilotes según vaya siendo necesario.
- e).- No requiere de un tiempo determinado para pasar a la etapa del hincado de los pilotes, simultaneamente al ritmo de la construcción de la estructura o posterior a ella se puede ejecutar este paso, no es necesario que cubra una secuencia obligada.

f).- Con este sistema no es necesario suspender las labores que se efectuen dentro del edificio a recimentar y pilotear.

g).- Cabe hacer notar; que el edificio no presento daños, a causa de las sollicitaciones accidentales. Durante el sismo de Septiembre de 1985.

h).- Concluyendo; la reestructuración que se le hizo al Ex-Hospital de la Mujer, fue un éxito, ya que sus muros al estar ahora reestructurados y para lo cual su rigidez infinita, pudieron colaborar para soportar las fuerzas sísmicas.

Ahora bien, comentando acerca de la recimentación, podemos decir que es la base adecuada para que los muros continúen su trabajo y estos no sufran hundimientos diferenciales de gran importancia; porque sí bien es sabido, el terreno en donde se encuentran apoyados los muros es de muy poca capacidad de carga y si estos, los muros, tan sólo se hubiesen reestructurado, sería la fecha, que nuevamente se encontrarían con grietas y deformaciones: Más entonces, - la recimentación actual a base de : Pilotes de Control, con tratraves y el mantenimiento del sistema logranon y han lo grado mantener la estabilidad de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Diseño y construcción de estructuras de mampostería.  
( Normas técnicas complementarias U.N.A.M. 403 Julio 1977 )
- 2.- Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras.  
( U.N.A.M. 400 )
- 3.- Diseño y construcción de estructuras de concreto normas técnicas complementarias del reglamento de construcción para el Distrito Federal.  
( U.N.A.M. - 401 Julio 1977 )
- 4.- Manual de diseño por sismo  
( U.N.A.M. 406 )
- 5.- Mecánica de suelos  
( Tomo II- Juárez Badillo editorial Limusa )
- 6.- Teoría elemental del concreto reforzado.  
( Phil M. Ferguson editorial C.E.C.S.A. )
- 7.- Aspectos fundamentales del concreto reforzado.  
( Oscar M. Gutierrez Cuevas, Fco. Robles F.V. editorial Limusa)
- 8.- Manual de construcción de acero .  
( Ahmsa 1977 )
- 9.- Revista agua para el Valle de México órgano informativo año 2 número 3, secretaría de agricultura y recursos hidráulicos.