

1
24.

FACULTAD DE INGENIERIA

U.N.A.M.

CONSTRUCCIÓN DE UNA CIMENTACIÓN DE ARRIBA
HACIA ABAJO EN EDIFICIOS DE MÁS DE DOS SÓTANOS.
"NIVELES GEMELOS"

T E S I S

Que para obtener el título de :

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

p r o p o s t a n d o :

JOSÉ MARCOS AGUILAR MORENO

LOURDES ALFARO LICONA

OSCAR CEBALLOS CONDE

JOSÉ VÍCTOR MARTÍNEZ JUÁREZ

MÉXICO D. F.

1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

259957.



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.

**A LA U.N.A.M. POR HABER NOS DADO LA OPORTUNIDAD
DE PERTENECER A LOS PROFESIONISTAS DE MÉDICO.**

**A LA FACULTAD DE INGENIERÍA POR LA FORMACIÓN
ACADÉMICA QUE NOS DIÓ LA BASE DE NUESTRO DE-
SARROLLO PROFESIONAL.**

**AL P.A.T. POR AYUDARNOS A CULMINAR NUESTRA CA-
RRERA.**

**A LOS MIEMBROS DEL JURADO POR LA ACEPTACIÓN DE
PARTICIPAR EN ESTE ESFUERZO COMÚN.**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-049/97

Señores

JOSE MARCOS AGUILAR MORENO
LOURDES ALFARO LICONA
OSCAR CEBALLOS CONDE
JOSE VICTOR MARTINEZ JUAREZ
Presentes

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. LUIS CANDELAS RAMIREZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"CONSTRUCCION DE UNA CIMENTACION DE ARRIBA HACIA ABAJO EN EDIFICIOS
CON MAS DE DOS SOTANOS POR NIVELES GEMELOS"**

INTRODUCCION

- I. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS**
- II. MECANICA DE SUELOS**
- III. TIPOS DE CIMENTACIONES**
- IV. PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA NIVELES GEMELOS**
- V. VENTAJAS Y DESVENTAJAS**
- VI. CASO PRACTICO**
- VII. CONCLUSIONES**
- BIBLIOGRAFIA**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

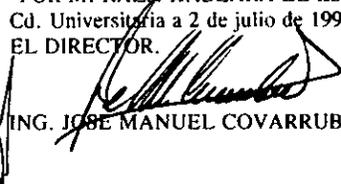
Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria a 2 de julio de 1997.

EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

“NIVELES GEMELOS”

**CONSTRUCCIÓN DE UNA CIMENTACIÓN DE ARRIBA
HACIA ABAJO EN EDIFICIOS DE MAS DE DOS SOTANOS**

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	5
-------------------	---

CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

1.1 ANTECEDENTES	7
1.2 OBJETIVOS	11

CAPÍTULO 2 MECÁNICA DE SUELOS

2.1 TIPOS DE FALLA	14
2.1.1 TEORÍAS DE FALLA	14
2.1.2 FALLA DE FONDO EN EXCAVACIONES EN ARCILLA BLANDA SATURADA	19
2.2 EXCAVACIONES.....	22
2.2.1 EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO	22
2.2.2 APUNTALAMIENTO DE EXCAVACIONES	22
2.3 EMPUJE DE TIERRAS	26
2.3.1 MUROS	27
2.3.2 TABLESTACAS	29
2.4 ABATIMINETO DEL NIVEL FREÁTICO	34
2.4.1 MÉTODO DE ELECTRÓSMOSIS	34

CAPÍTULO 3 TIPOS DE CIMENTACIONES

3.1	CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS	38
3.2	ZAPATAS	44
3.3	LOSAS	45
3.4	PILOTES	48
3.4.1	PILOTES DE PUNTA.....	48
3.4.2	ASENTAMIENTOS EN PILOTES DE FRICCIÓN O FLOTANTES.....	51

CAPÍTULO 4 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA NIVELES GEMELOS

4.1	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA.....	55
4.2	SOLUCIONES EN DIFERENTES TIPOS DE SUELO.....	58
4.3	POSIBILIDADES DE USO EN EDIFICIOS YA CONSTRUIDOS	61
4.4	COSTO DIRECTO.....	63
4.4.1	SISTEMA TRADICIONAL	64
4.4.2	SISTEMA NIVELES GEMELOS	65
4.5	COSTO TOTAL.....	66
4.5.1	SISTEMA TRADICIONAL	66
4.5.2	SISTEMA NIVELES GEMELOS	67
4.6	ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS	68
4.7	RUTA CRÍTICA.....	70
4.7.1	SISTEMA TRADICIONAL.....	71
4.7.2	SISTEMA NIVELES GEMELOS.....	74

CAPÍTULO 5 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA

5.1	LIMITACIONES Y VENTAJAS.....	76
-----	------------------------------	----

CAPÍTULO 6 CASO PRACTICO

6.1	GENERALIDADES DEL PROYECTO	79
6.2	MECÁNICA DE SUELOS	84
6.2.1	ESTUDIO DEL SUELO.....	84
6.2.2	FALLA DE FONDO	92
6.2.3	TABLESTACA Y PILOTES	92
6.3	ESTRUCTURACIÓN	96
6.3.1	SÍNTESIS DESCRIPTIVA DE SUBESTRUCTURA	98
6.3.2	SÍNTESIS DESCRIPTIVA DE SUPERESTRUC-- TURA.....	98
6.4	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN	99
6.4.1	PROCEDIMIENTO GENERAL	99
6.5	COMPARATIVO DE PROGRAMAS.....	132
	CONCLUSIONES	138
	BIBLIOGRAFÍA.....	139

INTRODUCCIÓN

La palabra "construcción" dicha así llanamente, es una actividad que involucra numerosas actividades generalmente de especialidad, una de las cuales es la de los procedimientos de construcción. Estos, en lo que se refiere a edificación urbana, han evolucionado poco en nuestro país en los últimos cincuenta años si se les compara con otras ramas de la actividad, como son por ejemplo la de los equipos de izaje o la de apoyo electrónico para el análisis y diseño estructural, o bien la de sistemas de entrepiso que ha recibido del preesfuerzo y de la tecnología de materiales, un importante impulso para su evolución.

Más aún, si reducimos la atención al pequeño universo de los procesos de excavación para alojar la cimentación de grandes edificios reticulares urbanos, el avance sería prácticamente nulo a no ser por el procedimiento que se expone en el siguiente trabajo, al que se ha bautizado con el nombre de NIVELES GEMELOS porque permite construir simultáneamente la super y la subestructura de grandes edificios. Es probable que la causa de tan lenta evolución se halle en el hecho de que la actividad de excavar para alojar la cimentación de edificios del tipo mencionado, no depende del avance en la tecnología de materiales o de equipos especializados, sino más bien en el uso del ingenio, principal cualidad que debiera caracterizar a los ingenieros y que a veces se adormece, pero que aparece de tiempo en tiempo.

Por su parte la palabra "Ingeniería" se deriva del latín "ingenium", que significa: capacidad de discurrir e inventar, y el nombre de "ingeniero" se dio originalmente a los individuos que aplicaban su inventiva y conocimientos a la construcción de fortificaciones para la defensa del país en caso de guerra, o a la construcción de grandes obras como vías terrestres que sirven para comunicar a dos o más poblaciones, y promover su rápido desarrollo.

En el presente trabajo se corrobora la definición de Ingeniería, ya que trata de un nuevo sistema para construir grandes edificios urbanos ahorrando hasta el 30 % del tiempo empleado tradicionalmente con procedimientos convencionales, pero que mejora las condiciones de seguridad y lo mas importante, nacido en nuestro país en 1978.

C A P I T U L O 1

ANTECEDENTES Y OBJETIVOS.

1.1 ANTECEDENTES

1.2 OBJETIVOS

1.1 ANTECEDENTES

La edificación puede definirse como el elemento resultante de la conjunción de varios materiales expresamente creados para poder destinarse a obtener un ente material en armónico orden y proporción debida, según su función específica cuyo fin es proporcionar el hábitat de los humanos, definiendo espacios para sus diversas actividades.

La construcción a través de los siglos ha sufrido constantes cambios y mejoras y, consecuentemente, las edificaciones obtenidas han sido cada vez más confortables, más estéticas y más seguras, aunque por las desigualdades sociales aberrantes, no para todas las personas.

Así por ejemplo, sabemos que la vivienda del hombre al inicio de su existencia, fueron las cavernas naturales que le ofrecía la corteza terrestre, pero conforme pudo ir avanzando en el conocimiento de materiales y de técnicas constructivas logró tener edificaciones más cómodas y seguras hasta llegar a edificios urbanos que en algunas ocasiones llegan a tener más de cien pisos de altura, y que están provistos de todas las comodidades hasta ahora conocidas, así como de diversos dispositivos de seguridad contra siniestros y con instalaciones tales, que los definen "inteligentes".

En general, México es considerado como un país en vías de desarrollo, sin embargo la industria mexicana de la construcción, es avanzada, dado que contamos con ingenieros bien preparados en la materia, con gran capacidad y un amplio criterio para solucionar complejos problemas que se presentan en nuestro país.

De los diversos tipos de construcción ligera, la edificación urbana gracias a NIVELES GEMELOS y a la industria del preesfuerzo es una de las que mayores progresos ha alcanzado en México, y esto se debe a los grandes problemas que se han resuelto, especialmente en el Distrito Federal, lo cual ha creado constantes retos que los ingenieros han sabido superar.

Entre los problemas que constantemente se presentan en la Ciudad de México, debido a su origen geológico se tienen: la alta sismicidad de la zona y el tipo de suelo en zonas lacustres, que es muy compresible y de baja resistencia al corte, esto provoca problemas sobre todo en las grandes edificaciones, los cuales han sido superados de diversas maneras, por ejemplo: mecanizando las cimentaciones para adaptar su comportamiento al del subsuelo, mejorando las estructuras para que sean capaces de soportar fuertes movimientos y en pocos casos desgraciadamente, con dispositivos que reducen al mínimo la transmisión de los movimientos del suelo a los edificios durante la ocurrencia de los sismos.

Por otra parte, en las zonas lacustres, la variación de los materiales que constituyen el subsuelo de un sitio a otro y su diferente coeficiente de permeabilidad, producen asentamientos diferenciales cuando se le extrae el agua, lo que afecta las estructuras con asentamientos diferenciales y en algunos casos, se hace necesaria su demolición.

Además, la presencia del nivel de aguas freáticas (N.A.F.) a muy poca profundidad, respecto al nivel de la calle, dificulta las excavaciones para construir las cimentaciones, presentando mayor problema las profundas por lo que se han tenido que aplicar diversos sistemas de extracción de agua del suelo, ya sea por gravedad, inyectores o el de electrólisis.

Otro problema en suelos lacustres es la poca capacidad de carga del terreno y su alta compresibilidad, que ha obligado a los constructores a desarrollar diversas formas de cimentación clasificándose en: superficiales de contacto, por sustitución o cimentaciones profundas a base de pilas o pilotes y combinaciones de ellas .

Y por último, la constante pérdida de la humedad del subsuelo por desecación provocada, produce un continuo hundimiento de la Ciudad de México D.F. que afecta gravemente a muchas estructuras, y cuyos efectos nocivos en algunos casos se han resuelto favorablemente con ingeniosos dispositivos de control de los asentamientos de los edificios, para lograr mantener la verticalidad de sus estructuras y descenderlos a la misma velocidad que el sitio donde se ubican, evitando que estos emerjan, y se desconfinen la cabeza de sus pilotes, quedando vulnerables en caso de sismos muy enérgicos.

Finalmente la problemática para construir grandes edificios con sótanos a más de quince metros de profundidad puede ser superada con eficacia y seguridad por el procedimiento constructivo que motivó el presente trabajo.

Es en los grandes problemas donde nacen las grandes soluciones y el sistema que en este trabajo se presenta, no ha sido la excepción, ya que se considera idóneo para solucionar el reto de llevar a cabo grandes excavaciones en cualquier tipo de suelo, sobre todo, en los sobresaturados lacustres y reducir al máximo el tiempo de ejecución de las obras, en beneficio no solo de los inversionistas, sino también de los técnicos involucrados, por la seguridad que da el realizar excavaciones profundas, desterrando la falla de fondo cuando se hacen trabajos por debajo del N.A.F. en este tipo de zonas, y las fallas de taludes en alineamientos y colindancias.

NIVELES GEMELOS, es como se conoce esta técnica; y es un procedimiento de construcción aplicable a edificios con excavación profunda, con sótanos para estacionamiento de automóviles o cualquier otro uso y en cualquier tipo de suelos, ya sea con agua freática o sin ella, variando en cada caso en pocos detalles, pero manteniendo siempre sus principales características de seguridad y ahorro importante de tiempo, cuando se le compara con procedimientos antiguos.

Hasta la fecha en la zona del Lago de la Ciudad de México, la construcción tradicional de edificios con varios sótanos, ha generado dos tipos diferentes de problemas: por una parte los de tipo técnico, pues el hacer excavaciones profundas conduce a riesgos por "falta de fondo" cuando se hacen bajo el N.A.F. y de taludes, por lo que es necesario construir tablestacas impermeables y un excesivo troquelamiento para asegurar el suelo circundante, y por otra parte, los de tipo económico, directos e indirectos, que resultan como consecuencia de los problemas técnicos, y que son: fuertes inversiones en obras para aseguramiento del suelo y el largo tiempo empleado en la construcción del edificio, por el ataque meticuloso de la excavación, y de la construcción de abajo hacia arriba partiendo de la losa del fondo, dependiendo de ello la terminación del edificio, lo que conduce a un gran costo final de la obra, debido al impacto de la inflación, cuando esta es significativa, a la alta tasa de intereses sobre el capital invertido y a gastos fijos en administración de obra.

Hoy en día, cuando el alto costo del terreno obliga a la construcción vertical, existen proyectistas que paradójicamente prefieren realizarla solamente hacia arriba del nivel de banqueteta y por consecuencia, localizar las zonas de estacionamiento sobre el nivel de ella; sin embargo es imperativo que antes de realizar cualquier proyecto de edificación con este criterio, se tomen en cuenta las siguientes repercusiones negativas en contra de los usuarios y de los inversionistas:

- En caso de siniestro, ya sea por sismo o fuego, en un edificio en que los niveles de estacionamiento se encuentran arriba del nivel de la banqueteta, los usuarios retardan su salida del edificio, por tener que pasar a través de pisos ocupados por automóviles con tanques, llenos de gasolina.
- En edificios con estacionamientos hacia arriba, la superestructura requiere de secciones más robustas, por el efecto del sismo que impacta más a un edificio pesado, construido superficialmente, que a uno de iguales dimensiones pero empotrado en el subsuelo.
- De la altura total del edificio permitida por las autoridades las áreas para estacionamiento de automóviles se pueden considerar desperdiciadas en un cierto porcentaje ya que el valor comercial es menor que el del uso para el cual es diseñada la edificación, lo que produce una menor rentabilidad del inmueble y consecuentemente una recuperación más lenta de la inversión inicial, contrario al hecho de que todos los pisos de la superestructura fueran del uso de proyecto .
- Los edificios lucen más estéticos cuando los estacionamientos están ocultos bajo la banqueteta; si se siguen construyendo edificios con estacionamientos visibles, a la larga la ciudad se verá con una decoración para vehículos y no para seres humanos, rompiendo con el antiguo concepto de decoración y equipamiento urbano, ya que no solo se entregará a los automóviles el espacio horizontal, sino también el vertical.

Una vez que se han analizado los puntos antes mencionados, se puede concluir que, en la mayoría de los edificios, resulta más conveniente construir las áreas de estacionamiento por debajo del nivel de banqueta aprovechando que se cuenta con tecnología eficaz ya probada y para lograrlo, existe NIVELES GEMELOS.

Este procedimiento, nació en 1978 por una doble necesidad y debido a una inadecuada contratación de las acostumbradas a precio alzado y tiempo determinado, con cláusula penal y sin cláusula escalatoria, para una obra realizada cuando la inflación empezaba a ser importante en nuestro país; consistente en tres sótanos para estacionamiento de vehículos y una celda de cimentación que se usaría como cisterna para agua potable; la excavación llegaría a 12.50 m respecto del nivel de la banqueta y se localizaba en la zona del Lago en las cercanías de la transición; el edificio ocupa una planta aproximadamente de 30.00 m. por 30.00 m.; en la esquina de Río Lerma y Río Nilo, Col. Cuauhtémoc, en la Ciudad de México.

La doble necesidad por satisfacer en este caso, era la siguiente:

- Por una parte suprimir la obra tradicional de sostenimiento del suelo, debido a que ella consumiría el 50 % del contrato total, que abarcaba la construcción de los sótanos y celda de cimentación, es decir la subestructura, comprendida desde el desplante hasta el nivel de banqueta.
- Por otra, reducir el tiempo que se requería por métodos tradicionales para realizar la excavación y construcción de abajo hacia arriba, hasta tener completa la losa de la Planta Baja, ya que el tiempo excesivo que se requiere para este tipo de excavaciones, cuando se emplean otros procedimientos, anularía la oportunidad de conseguir un crédito blando para la terminación del edificio.

La meta con este procedimiento fue construir cuanto antes la primera losa completa de superestructura denominada P.B. y así poder iniciar en el mínimo tiempo la construcción hacia arriba del nivel de banqueta del edificio completo, incluyendo fachadas, lo que permitiría a la constructora, recuperar parcialmente lo que se sabía que perdería en la subestructura, por haberla contratado con un importe menor al presupuestado y sin cláusula escalatoria, con la agravante de haber dado fianza de cumplimiento. Dicha obra, se llevó a cabo con éxito en lo referente a la subestructura, no así en la superestructura, que demoró su inicio, pues el proyecto se suspendió por cambio de propietario, pero lo más importante es que de ella nació el sistema de edificación NIVELES GEMELOS, que puso a la luz, la posibilidad de construir simultáneamente hacia arriba y hacia abajo a partir de la primera losa colada que puede ser el sótano I, la planta baja o el primer piso. En el capítulo 6 de este trabajo se describirá detalladamente este sistema, el cual permitió construir uno de los edificios mas altos y profundos de esta ciudad en su zona de lago, con la mayor seguridad tanto en su estructura y estabilidad de suelo como en las construcciones vecinas, banquetas e instalaciones públicas ocultas debajo de ellas, siendo también un éxito su programación y financiamiento.

1.2 OBJETIVOS

En toda actividad de nuestra vida, es necesaria la planeación, disciplina, armonía y sencillez; por consiguiente, un procedimiento de construcción es una secuencia ordenada y lógica de las actividades que se deben realizar para llevar a feliz término la materialización de una idea, de acuerdo a un proyecto definido.

Para comprender las ventajas que ofrece el procedimiento constructivo llamado NIVELES GEMELOS, es necesario plantear el objetivo financiero, además de los objetivos técnicos. Su esencia es evitar que la superestructura, las instalaciones, las fachadas y los acabados, dependan para su ejecución, del largo tiempo que toma la excavación tradicional y la construcción de abajo hacia arriba por partes, hasta completar la losa del sótano No. 1, o la losa del nivel de Planta Baja, o primer piso, según sea el caso; con lo que se reduce notablemente el tiempo empleado en la construcción tradicional de edificios de considerable altura y varios sótanos, por debajo del nivel de banqueta.

Para lograr este objetivo, el sistema proporciona a corto plazo, la losa de planta baja completa, o de primer piso, o sótano No. 1, sin necesidad de contar con la subestructura completa, sino simplemente con las columnas hasta el nivel de desplante, apoyadas ya sea sobre pilas, pilotes, o cualquier otro tipo de cimentación, aún el de contacto directo sobre el suelo sin cimientos profundos. Una vez construida una primera losa en el 100 % del área de proyecto, se inicia la construcción hacia abajo con todo y muros de contención y hacia arriba con todo y fachadas.

Otra ventaja que se obtiene con este sistema es la de realizar excavaciones profundas, con máxima seguridad en suelos saturados y por debajo del N.A.F. eliminando la falla de fondo y la falla de taludes en el perímetro. Valga decir que cuando se ha hecho en suelos secos ha resultado de gran sencillez, por las ventajas que ofrece este tipo de suelos a cualquier procedimiento.

Ventajas adicionales como el no usar cimbra de contacto para las losas de sótano, ya que se cuelan directamente sobre la tierra, o el no requerir excesivo troquelamiento metálico en las colindancias, son características de este sistema.

En resumen puede decirse que NIVELES GEMELOS resuelve problemas técnicos y económicos.

Los problemas de tipo técnico los resuelve a base de excavaciones puntuales en el sitio de cada columna en toda el área por construir, dimensionadas de tal manera que se conservan siempre valores aceptables del factor de seguridad para desterrar la falla de fondo. Cuando se trabaje por debajo del N.A.F. será necesaria una ataguía que impida el abatimiento del agua en el entorno de la obra, donde los edificios vecinos podrían resultar dañados, si no se instala en su oportunidad. Una vez instalada la ataguía, para proceder a la excavación general, se utilizará un sistema de troqueles, y las losas del propio edificio como diafragmas. En terrenos secos, donde no se requiera obra de sostenimiento del suelo, se usa el propio muro de contención estructural, para asegurar el subsuelo en las colindancias y alineamientos, construyéndolo también de arriba hacia abajo con detalles particulares que aseguran su continuidad estructural.

Los problemas de tipo económico, los resuelve de dos formas: por un lado eliminando gran parte de las obras actualmente necesarias para aseguramiento del suelo y colado de losas de sótano y por otro, acortando severamente el tiempo que se empleaba con procedimientos tradicionales de construcción, con lo que se amortigua el impacto de la inflación, el excesivo gasto de administración y el pago de intereses del capital invertido, además genera, una rentabilidad anticipada muy atractiva para el inversionista privado o una ocupación anticipada muy conveniente en el caso de edificios públicos tales como hospitales, oficinas o escuelas.

Así pues, al hacer una comparación de los objetivos y metas que se alcanzan con procedimientos tradicionales y con el sistema NIVELES GEMELOS, se puede concluir que este último, cumple con todos los objetivos de los primeros, que son la construcción segura de la cimentación y superestructura de los edificios, pero además, logra realizarlos de una manera más rápida y económica, ubicándose en la posición de aportar importantes ventajas tanto en el área técnica como financiera, por lo que, se hace preferente no solo en la opción de los técnicos, sino en la conveniencia de los propietarios.

Haremos un recordatorio de los conceptos básicos de Mecánica de Suelos y de Cimentaciones para enmarcar mejor el procedimiento de construcción que tratamos en esta Tesis, en los dos siguientes capítulos antes de hacer la descripción general del procedimiento.

CAPÍTULO 2

MECÁNICA DE SUELOS

2.1 TIPOS DE FALLAS

2.1.1 TEORÍAS DE FALLA

2.1.2 FALLA DE FONDO EN EXCAVACIONES EN ARCILLA BLANDA SATURADA

2.2 EXCAVACIONES

2.2.1 EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

2.2.2 APUNTALAMIENTO DE EXCAVACIONES

2.3 EMPUJE DE TIERRAS

2.3.1 MUROS DE CONTENCIÓN

2.3.2 TABLESTACAS

2.4 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

2.4.1 MÉTODO DE ELECTRÓSMOSIS

2.1 TIPOS DE FALLAS.

2.1.1. TEORÍAS DE FALLA

La Mecánica de suelos tradicionalmente ha estudiado las condiciones de esfuerzo límite que causan la falla de los suelos, por fractura o por flujo plástico como se considera en la teoría de Mohr-Coulomb, que consiste en considerar que la resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar el material que, a su vez es función del esfuerzo normal actuante en el plano donde ocurre la falla. Esta hipótesis de falla ha dado en general, buenos resultados, y son prácticos en los suelos cuando los esfuerzos considerados son los efectivos. La anterior hipótesis de falla tan generalizada en la Mecánica de Suelos, es la causa de que prácticamente todos los problemas en que se involucra la resistencia del suelo, se refieran a la resistencia al esfuerzo cortante.

Haremos un somero estudio de las teorías de falla que han sido propuestas para explicarla en los diversos tipos de materiales.

Para establecer una teoría de falla cualquiera, es condición definir claramente lo que se entiende por falla, dentro de tal teoría. En términos generales; puede significar el principio del comportamiento inelástico del material y el momento de la ruptura del mismo, y éstas son dos interpretaciones de los especialistas.

Aceptando una teoría en que la resistencia del material esté expresada en términos del esfuerzo cortante máximo que puede resistir, deberá establecerse que en el momento que ocurre la falla estudiando la curva de esfuerzos cortantes-deformaciones angulares en la siguiente figura.

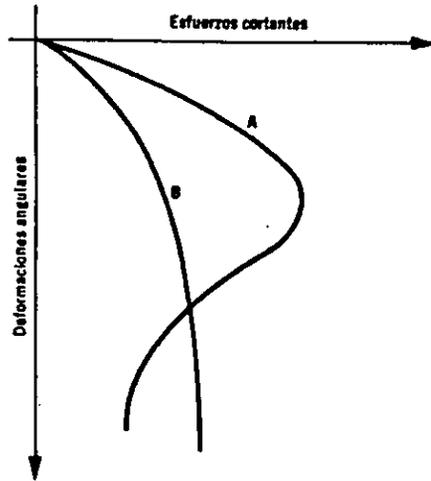


FIGURA 1.- Curvas esfuerzos cortantes-deformaciones angulares

En el caso de la curva A (falla frágil) la posición del punto de falla puede definirse con claridad, es en el punto de máximo esfuerzo, y en la falla de la curva B (falla plástica) resulta confuso fijar un punto como límite por lo que la condición de falla ha de establecerse arbitrariamente.

Los criterios de falla podrían clasificarse en dos grupos:

- El que utiliza criterios dinámicos, que refiere la condición de falla a esfuerzos cortantes.
- El que utiliza criterios cinemáticos, en los que la falla se define en término de las deformaciones producidas.

Actualmente las teorías de falla más usadas siguen empleando criterios dinámicos, y las correspondientes al segundo grupo no gozan de gran aceptación.

Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

Como se mencionó en el párrafo anterior, la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos puede decirse hasta la fecha, que constituye uno de los puntos fundamentales, de toda la mecánica de suelos y que su valoración correcta será la pauta que marque un análisis confiable para la estabilidad de las obras civiles.

La mecánica de suelos ha tomado la Teoría de la Elasticidad y al Círculo de Mohr, como herramientas indispensables para el estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales y considerando dentro de ciertos límites, que los suelos se comportan bajo la acción de las cargas como materiales elásticos, aún cuando en algunos casos se producen deformaciones mayores que las normales, por lo cuál se hace necesario realizar cálculos que tomen en cuenta la plasticidad del suelo.

Así podemos definir a la resistencia al Esfuerzo Cortante de los suelos como una acción que contrarresta a los movimientos dentro de la masa como son:

La disgregación entre las partículas, el deslizamiento a lo largo de ciertas líneas de rotura o fluencia plástica, cuando la masa de suelo es de consistencia plástica.

Círculo de Mohr

El círculo de Mohr es una representación gráfica del estado de esfuerzos de un elemento dado, considerando al suelo como homogéneo e isótropo, despreciando los efectos de la restricción impuesta a dicho espécimen por las condiciones de la prueba efectuada, es decir, en él se puede definir el estado de esfuerzos en un punto localizado en un sistema cartesiano, para lo cuál, es necesario conocer el valor de cada uno de los esfuerzos normales a sus planos ortogonales (σ_x , σ_y , σ_z), así como los esfuerzos cortantes sobre dichos planos (τ_1 , τ_2 , τ_3); o bien los esfuerzos principales (σ_1 , σ_2 , σ_3) y las direcciones en que actúan (α_1 , α_2 , α_3), siendo los esfuerzos principales los que se presentan en planos donde el cortante es nulo. (caso más general, demostrado por la teoría de la elasticidad).

En un estado tridimensional de esfuerzos, por lo general, se tienen tres círculos de Mohr tangentes entre sí, asociados a un punto, de modo que uno de los círculos envuelve a los otros dos, el cual queda definido por los esfuerzos principales mayor σ_1 , y menor σ_3 y es el que, por lo general, interesa analizar específicamente en mecánica de suelos, debido a que la teoría de falla más usada en este campo involucra a los esfuerzos normales asociados a los esfuerzos tangenciales o cortantes máximos que se pueden presentar en el punto considerado, quedando eliminado el esfuerzo intermedio σ_2 , porque en el sentido horizontal el suelo confina con igual presión en todas direcciones, de manera que al

representar su estado de esfuerzos mediante un círculo de Mohr, queda solamente una circunferencia como la mostrada en la fig. 2 definida por una ecuación cuadrática con centro $(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0)$ y de radio $(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2})$ cuyos valores de esfuerzos principales son:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2}$$

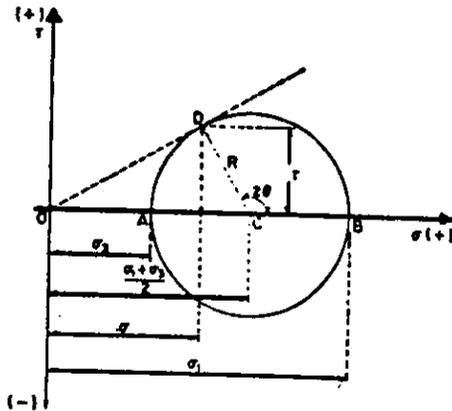


FIGURA 2.- El círculo de Mohr en la forma usual en mecánica de suelos.

y si lo que se requiere determinar son los esfuerzos asociados a planos normales a un plano coordenado principal, se puede aplicar las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2 \theta$$

$$\tau_N = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

El punto en el círculo de Mohr, por el cual pasan todos los planos de la partícula, cuyo estado de esfuerzos es representado por dicho círculo, se llama Polo.

Según la teoría de resistencia de Mohr supone que la resistencia al esfuerzo cortante en cualquier plano, depende del esfuerzo normal aplicado en el mencionado plano. Si se acepta tal hipótesis, se tiene que para varias determinaciones de la resistencia de un suelo, la ley de resistencia esta regida por una envolvente de los círculos de falla obtenido de varias pruebas.

Las líneas de falla representan el lugar geométrico de los esfuerzos cortantes de falla, correspondientes a distintos esfuerzos normales, y está dada por una ley de variación lineal. Figura 3.

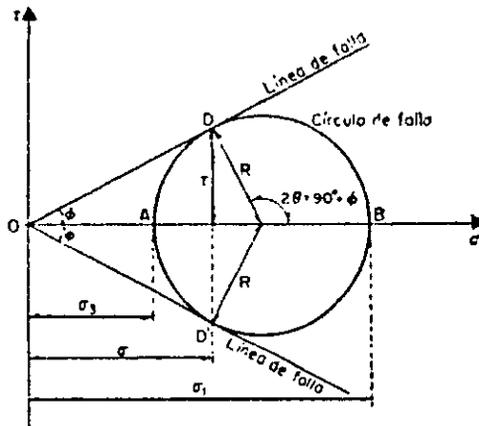


FIGURA 3.- Líneas de falla en el Círculo de Mohr.

En mecánica de suelos la ley de resistencia fue dada en un principio por el Ing. C. A. Coulomb y modificada por Terzaghi.

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad \text{para suelos cohesivos y friccionantes o suelos intermedios}$$

Siendo:

s = esfuerzo cortante máximo

c = cohesión del material

$\bar{\sigma}$ = esfuerzo efectivo o presión efectiva normal al plano y $\bar{\sigma} = \sigma - u$

σ = esfuerzo normal total

u = esfuerzo de poro o presión neutral del agua

ϕ = ángulo de fricción interna del material

Según esta teoría, la ley de resistencia de un suelo es lineal, lo cual es solo una aproximación, pues la forma real de la envolvente de falla varía con el material, según éste sea granular, cohesivo o intermedio; incluso para un mismo suelo depende de su relación de vacíos, grado de saturación y tipo de prueba.

Para casos particulares tenemos una variación de la ley general y son:

$$\begin{aligned} s &= \sigma \tan \phi && \text{para suelos puramente friccionantes} \\ s &= c && \text{para suelos puramente cohesivos} \end{aligned}$$

El objetivo principal de la mecánica de suelos, es obtener de las pruebas a las que somete a los materiales, datos confiables y representativos de las características mecánicas de los suelos en cada caso particular, reproduciendo en el laboratorio las condiciones, de relación de vacíos, grado de saturación, grado de consolidación, estado de esfuerzo y rapidez de aplicación de las cargas.

Para tal efecto, los laboratorios de mecánica de suelos han implementado una serie de pruebas a realizar a los mismos y las más comunes son:

- a) Prueba de corte directo (resultados burdos)
- b) Prueba triaxial (la más usada, buenos resultados)
- c) Prueba de deformación plana (la que mejor representa el estado de esfuerzos)

En los materiales poco permeables sujetos a consolidación, deben distinguirse dos etapas:

- I. Aplicación de esfuerzos confinantes.
- II. Aplicación de esfuerzos cortantes hasta la falla

A su vez, cada una de estas etapas pueden hacerse con o sin drenaje, distinguiéndose tres tipos de ensayos:

1. Prueba UU (no consolidada, no drenada) R
2. Prueba CU (consolidada, no drenada) Rc
3. Prueba CD (consolidada, drenada) L

2.1.2 FALLA DE FONDO EN EXCAVACIONES DE ARCILLA BLANDA SATURADA.

En excavaciones a cielo abierto ejecutadas en arcilla blanda y saturada, debe considerarse la posibilidad de que se produzca la falla de fondo por levantamiento que causa el peso de los bloques de arcilla situados a cada lado de la excavación además, los que tienden a desplazar el suelo de abajo hacia arriba en el interior de la excavación.

Influyen también en este fenómeno, la cohesión del suelo y las dimensiones de la excavación.

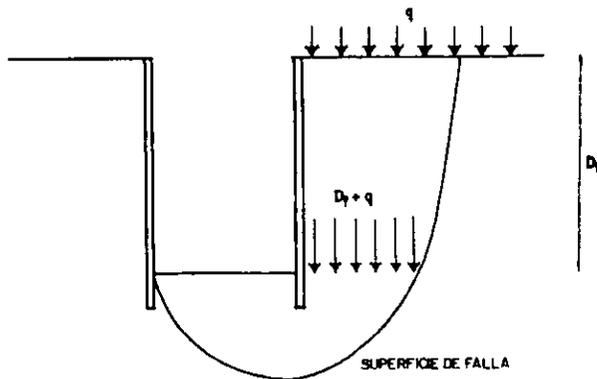


FIGURA 4.- Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en arcilla.

La figura No 4 ilustra una excavación ademada, llevada a mayor profundidad que la del NAF, sujeta por tal razón al riesgo de levantamiento de su fondo (falla de fondo).

La capacidad de carga de una arcilla a la profundidad D_f está dada según Skempton por la ecuación siguiente:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud “q” la ecuación anterior es:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f + q$$

En el segundo miembro de ésta ecuación cN_c representa la resistencia del suelo en el plano de falla, $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo y a la sobrecarga que pudiera haber sobre él, al hacer la excavación. En el instante de inicio de la falla la resistencia a lo largo de la superficie de falla (cN_c) se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación a donde tiende a moverse por efecto de la presión $\gamma D_f + q$. Es claro que en el inicio de la falla de fondo se tendría:

$$cN_c = \gamma D_{f \text{ máx}} + q$$

Al elemento N_c se le llama factor de estabilidad y depende de las dimensiones de la excavación y de coeficientes empíricos:

$$N_c = 5 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

Al involucrar un factor de seguridad F.S. que subvalúe la resistencia del suelo en el plano de falla cN_c , la ecuación viene a ser:

$$\gamma D_f + q = \frac{cN_c}{F.S.}$$

por lo que finalmente, despejando:

$$F.S. = \frac{c}{\gamma D_f + q} N_c$$

y si no hubiera sobre carga q :

$$F.S. = \frac{c}{\gamma D_f} N_c$$

2.2 EXCAVACIONES

2.2.1 EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

Las excavaciones a cielo abierto pueden ser permanentes o temporales. Las paredes de las excavaciones se hacen comúnmente inclinadas con un talud de por lo menos 1.5 : 1 y si no, se soportan con muros de sostenimiento, el factor que lo determina es el tipo de suelo y la profundidad de la excavación. En las excavaciones temporales dedicadas a la edificación conviene que los taludes, sean lo más cercano a la vertical o se hacen verticales y se apuntalan uno contra otro. La elección depende de los costos relativos, y de las restricciones impuestas por las condiciones locales sobre el ancho que puede darse a la excavación, según el tipo de suelo, y en función de las colindancias.

Si el fondo de la excavación esta debajo del N.A.F. como es el caso de los suelos saturados, el agua debe abatirse antes o al efectuar la excavación, por eso el proyecto de ademado con tablestaca puede hacerse normalmente sin considerar su posición.

Los datos que son necesarios para el proyecto de la tablestaca dependen en primera instancia de la profundidad de la excavación, conviene por lo tanto distinguirlas en poco profundas, profundas y las de profundidad mayor que requieran un conocimiento del suelo.

Puede no requerirse el apuntalamiento en excavaciones someras, pero en otras a mayor profundidad, como las que se requieren en la construcción de sótanos, deben considerarse las dimensiones de la excavación así como las características del suelo, ya que la economía resultante puede ser mayor que el costo que demanda obtener los datos para el proyecto. La obtención de datos exige una extracción de muestras inalteradas en tubos de pared delgada, o efectuar ensayos de penetración, además de excavaciones de exploración a cielo abierto.

En un tiempo, el cálculo del apuntalamiento se hacia suponiendo que el empuje de la tierra era similar a la presión hidrostática, pero la experiencia y la teoría han demostrado que esta hipótesis no es cierta.

2.2.2 APUNTALAMIENTO DE EXCAVACIONES

Como ya anotamos anteriormente en excavaciones temporales, las paredes se hacen lo más verticales que las condiciones del suelo permiten sin riesgo de ruptura para el talud formado.

Un talud de tierra no puede considerarse estable indefinidamente, porque tarde o temprano la estabilidad que pueda presentar se pierde debido a los agentes naturales tales como la presión hidrostática, el intemperismo y la erosión. Un aumento temporal de cargas, la reducción de la resistencia del suelo o una redistribución desfavorable de esfuerzos son causas que contribuyen de una u otra manera a que el talud busque su posición más estable.

La estabilidad de los paramentos de un corte se confía a la resistencia propia del material que los forma y al valor soportante del suelo subyacente al pie del talud.

Cuando el material que forma los paramentos de un corte tiene un límite elástico bien definido, la falla de talud consiste en el deslizamiento de una pared de dicho paramento a lo largo de una superficie conchoidal bien definida que puede aflorar al pie del talud o puede extenderse por debajo del corte y aflorar a una cierta distancia enfrente del talud. A ese tipo de falla se le denomina deslizamiento y se observa tanto en materiales cohesivos como en los de poca cohesión. Cuando el suelo además de ser cohesivo se encuentra en un estado plástico, o bien cuando se trata de materiales granulares sueltos y saturados, es muy frecuente que la falla tenga las características de un escurrimiento lodoso o flujo plástico.

A menudo una falla por deslizamiento, una vez que ha dado comienzo el movimiento, degenera en flujo plástico por haber perdido su estructura y elasticidad el material que participó en el deslizamiento.

Asentado lo anterior es claro que en algunas excavaciones se hace necesario proyectar un sistema de apuntalamiento de manera adecuada, para ello es indispensable conocer su profundidad. Aquí es importante diferenciar las excavaciones poco profundas (de una profundidad menor de 5 m), y las excavaciones profundas (mayores a las anteriores).

Excavaciones poco profundas

En los suelos, teóricamente se pueden hacer excavaciones iguales o menores de H_c .

Siendo:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N\phi} = 2z_a \quad \text{sin apuntalamiento alguno.}$$

$$N\phi = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

H_c = altura crítica para mantener sin apuntalamiento al suelo, dado un corte vertical, considerando un empuje activo = 0

ϕ = ángulo de fricción interna del material

c = cohesión

γ = peso volumétrico del material

En realidad si se hacen excavaciones en suelos sin apuntalar las paredes verticales, suelen aparecer en pocas horas o días después de terminada, grietas de tensión de la superficie del terreno contiguo a la misma, la presencia de estas reduce considerablemente la altura crítica y después de algún tiempo las paredes se desmoronan y para evitar tales accidentes las paredes deben apuntalarse.

Para evitar estos "caídos" en excavaciones angostas se apuntalan en la parte superior con puntales de madera o especiales de acero extensibles. Los sistemas usuales pueden utilizarse sin peligro para condiciones muy diferentes del subsuelo, sin hacerse necesario cálculo alguno o apuntalamientos sofisticados ya que esto resultaría antieconómico.

Excavaciones profundas

En muchos de los casos las excavaciones profundas son de tipo provisional. En este caso se protegen con una estructura que retiene permanentemente el terreno circundante

En excavaciones profundas, el procedimiento para apuntalar el ademe es más difícil por las presiones que se ejercen, pues esto causa que la parte inferior tienda a desplazarse hacia dentro de la excavación.

En la superficie este movimiento es muy pequeño pues la fila superior de puntales se coloca antes de que se haya alterado el estado de tensión del suelo por efecto de la excavación, pero va aumentando con la profundidad en forma parabólica apreciándose una presión máxima cerca de la mitad de la altura de la excavación.

Varias observaciones in situ han demostrado que las presiones sobre el apuntalamiento (cuando se coloca sobre un suelo arenoso) tiene la distribución que aparece en la fig. 5. Adviértase que esta distribución es bastante diferente de la que corresponde al empuje activo. Además, las medidas han indicado también que el empuje total sobre el apuntalamiento puede ser algo superior al correspondiente al estado activo.

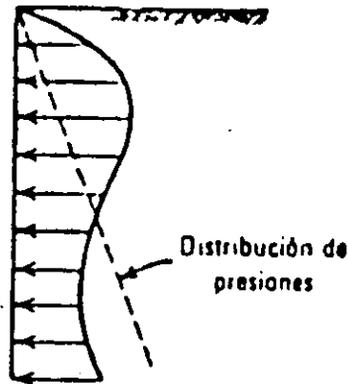


FIGURA 5.- Distribución típica de presiones sobre un apuntalamiento.

El diagrama de presiones observado puede comprenderse si tenemos en cuenta la forma en que el suelo se deforma al avanzar la excavación. El puntal superior, una vez instalado y encajado contra el larguero, no permitirá un desplazamiento horizontal apreciable del suelo en ese punto. Al llegar la excavación a un nivel algo más bajo, el suelo tenderá a desplazarse hacia afuera hasta que, a su vez, se coloque el puntal siguiente. Así pues, el esquema general de desplazamiento del suelo es una rotación en torno a un cierto punto próximo al extremo superior del apuntalamiento. El suelo en las proximidades del punto superior no puede desplazarse hacia afuera, lo que sería necesario para movilizar completamente la resistencia al corte del suelo. Por el contrario, el suelo en posición más baja ejerce una fuerza del tipo de tracción sobre el terreno superior. De aquí que el suelo de las proximidades de la parte superior del apuntalamiento se encuentre en un estado más próximo al pasivo que al activo.

2.3

EMPUJE DE TIERRAS

La determinación de las presiones que la tierra ejerce sobre los elementos de retención encargados de soportarla, se estudia en la teoría sobre el empuje de tierras. Esta teoría es justificable únicamente en el caso que sean satisfechas las siguientes hipótesis:

- a) Que el muro tenga libertad para sufrir desplazamientos que permitan el desarrollo íntegro de la resistencia al corte del relleno o terraplén.
- b) Que el tipo y colocación del material de relleno y el drenaje sean tales que puedan suponerse despreciables los empujes originados por la presión de poro, dada por el agua contenida en el relleno.
- c) Que las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas del empuje tienen valores definidos y puedan determinarse con exactitud.

Todo muro de retención que no esté rígidamente empotrado en su parte superior puede ceder lo suficiente como para satisfacer la primera condición. Para que se satisfaga la segunda, es necesario que el sistema de drenaje del terraplén o relleno sea eficientemente proyectado y construido. El material de relleno debe ser estudiado antes de proyectar el muro, así como ser colocado con cuidado y no simplemente colocado, ya que en este último caso no puede ser determinada la resistencia al esfuerzo cortante del suelo con la precisión requerida.

Si no se satisfacen las dos últimas condiciones, el muro estará sujeto a acciones y fuerzas fuera del alcance de la teorías del empuje de tierras. El valor máximo del empuje ejercido por rellenos o terraplenes sujetos a cambios cíclicos es mayor que el valor derivado de Coulomb o Rankine.

La teoría de Rankine se funda en un caso particular de material no cohesivo (arenoso), y para el cual la teoría puede considerarse como exacta. Sin embargo, para otro tipo de suelo la teoría es sólo aproximada.

El empuje de tierras que se efectúa sobre un soporte que resiste, cediendo una cierta magnitud que depende de sus características estructurales, se llama empuje activo, que puede variar del empuje en reposo del suelo hasta cero.

El empuje que actúa sobre una pared que avanza contra el talud se llama empuje pasivo, y puede variar desde el empuje en reposo hasta infinito.

Sin embargo, como un terreno en sus condiciones reales tiene una resistencia limitada a los esfuerzos de corte, el empuje en muchos casos no puede anularse y nunca puede llegar a ser infinito.

Así pues, el problema práctico consiste generalmente en encontrar el empuje activo mínimo del terreno sobre el muro para construir éste con la capacidad precisa para resistirlo, o bien encontrar el empuje pasivo máximo para proyectar un anclaje o apoyo con las dimensiones necesarias para transmitir el esfuerzo.

Actualmente se usan dos tipos de elementos de retención, del suelo: los rígidos y los flexibles. Los primeros se llaman muros y generalmente son de mampostería o de concreto simple o reforzado; y los segundos tablestacas, siendo normalmente de acero, de madera o de concreto prefabricado.

El primer intento para calcular la presión de las tierras sobre elementos de contención con metodología científica fue realizado por Coulomb, sobre la hipótesis de que la tierra es incompresible, que su deformación antes de la falla ocurre a lo largo de superficies de deslizamiento. La resistencia al esfuerzo cortante del suelo, fue interpretada por Coulomb a través de su ecuación:

$$\tau = s + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

- $\tau = s$ esfuerzo cortante o resistencia
- $c =$ cohesión del suelo
- $\sigma =$ esfuerzo efectivo
- $\phi =$ ángulo de reposo del suelo.

2.3.1 MUROS DE CONTENCIÓN

Un muro de contención es una estructura que sirve de transición entre dos superficies que se encuentran a diferente nivel.

El proyecto de muros de contención consiste esencialmente en la repetición sucesiva de la selección tentativa de las dimensiones de la estructura y del análisis de la estabilidad de la misma, frente a las fuerzas que la solicitan.

Para la selección de las dimensiones se utilizan tablas que relacionan el ancho de la base y la altura para muros de contención. Para el análisis primero se calcula la magnitud de las

fuerzas que actúan por arriba de la base del muro, incluidos el empuje de la tierra y el peso propio del muro y luego se investiga la estabilidad del muro con respecto al volteamiento.

En un muro se deben revisar los siguientes estados límite de falla: volteo, deslizamiento, falla de su cimentación y rotura estructural. También se deben revisar los estados límite de servicio relativos a asentamiento, giro o deformación excesiva del muro.

El cálculo del empuje se basa en los métodos teóricos de Rankine y Coulomb que se fundamentan en las tres hipótesis descritas en la sección inmediata anterior (Empuje de Tierras).

Para la determinación de los empujes de tierra, los muros de menos de 6 m de altura se puede emplear el método semiempírico de Terzaghi, dada su sencillez, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. Para muros de más de 6 m de altura tendrá que hacerse un estudio de estabilidad detallado.

Por lo que respecta al análisis sísmico, los empujes se valorarán "suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentra en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a $c/3$ veces la gravedad".

c = coeficiente sísmico (ver artículo 206 del Reglamento de Construcciones para el D.F.)

Los factores de seguridad mínimos que se deben cumplir dependen del estado límite de falla que se analice y de las combinaciones de acciones correspondientes.

Fuerzas que intervienen en el cálculo de un muro de contención.

Las fuerzas actuantes contra un muro de contención, en el cual la sección (por simplicidad se supone que la sección transversal es trapecial) estructural se mantiene constante a lo largo de un tramo considerable, pueden calcularse para un segmento unitario de muro, generalmente de un metro; dichas fuerzas son:

a) **Peso propio del muro.**

Esta fuerza, que actúa en el centro de gravedad de la sección, puede calcularse subdividiendo dicha sección en áreas parciales de cálculo sencillo.

b) **Presión del relleno contra el respaldo del muro, con su correspondiente intensidad y distribución.**

- c) La componente normal de las presiones en la cimentación.
Usualmente se considera a la presión en la cimentación como linealmente distribuida a lo largo de la línea AC, dando lugar a un diagrama trapecial. La resultante vertical de estas presiones (ΣV) actúa en el centro de gravedad de tal diagrama.
- d) Componente horizontal de las presiones en la cimentación.
La resultante de estos efectos horizontales se representa como ΣH .
- e) Las sobrecargas actuantes sobre el relleno, usualmente uniformemente distribuidas o lineales.

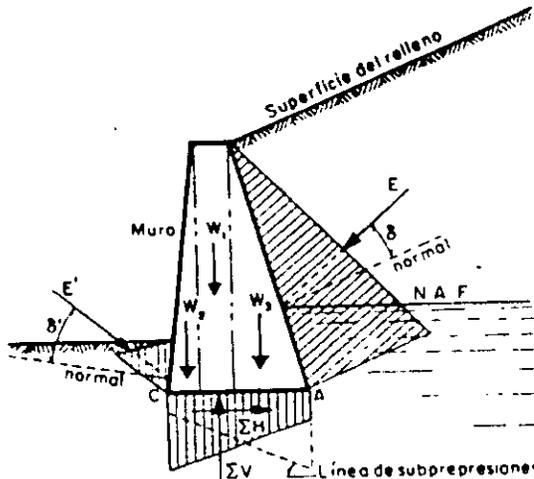


FIGURA 6.- Esquema que muestra las fuerzas principales que actúan sobre un muro de contención

2.3.2 TABLESTACAS

En excavaciones profundas y anchas el soporte del suelo consume una parte considerable del costo de la cimentación, por lo que se debe estudiar el problema ya que se puede obtener una economía considerable y satisfacer los requerimientos de seguridad.

En completo acuerdo con la teoría, la experiencia ha demostrado que las teorías clásicas del empuje de tierras no son aplicables a los problemas que plantean este tipo de excavaciones.

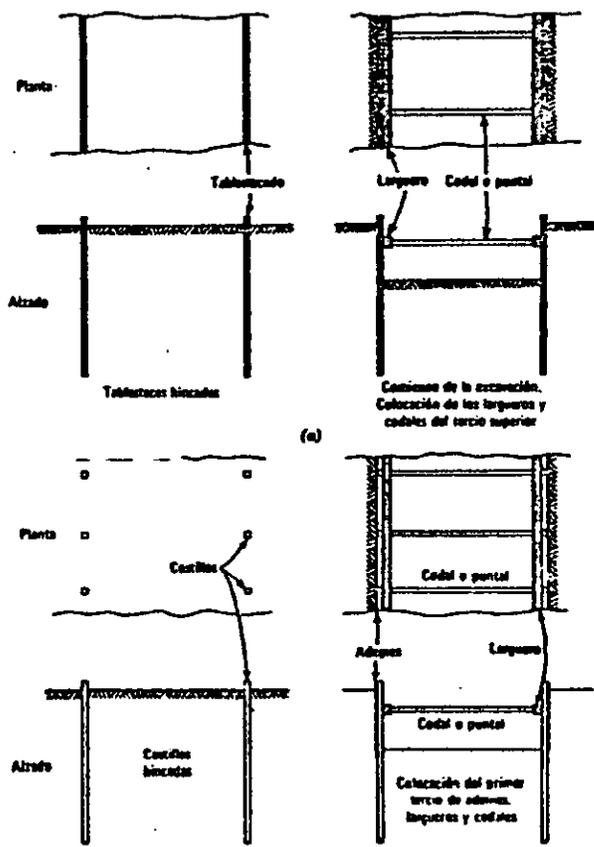


FIGURA 7.- Métodos de colocación de apuntalamiento. a) Excavación apuntalada mediante tablestacas. b) Excavación apuntalada mediante costillas y ademes

En la Fig. 7 se muestran dos sistemas habituales de colocación de apuntalamiento. En uno de ellos se hincan un tablestacado previamente a la excavación. Al avanzar la excavación se colocan contra el tablestacado elementos horizontales, denominados carreras o largueros apoyando contra ellos en sentido transversal otros elementos denominados codales o puntales. En el segundo sistema, se hincan a ciertos intervalos unos elementos verticales denominados costilla, según la pared de la excavación.

Existen por supuesto muchas variantes de estos sistemas básicos, según la extensión de la superficie excavada y las preferencias de cada contratista.

Métodos de proyecto

A fines de proyecto, se suele suponer que la distribución de presiones sobre una tablestaca es la que aparece en la Fig. 8. La forma de calcular las cargas sobre los puntales a partir de esta distribución se indica en la Fig. 9.

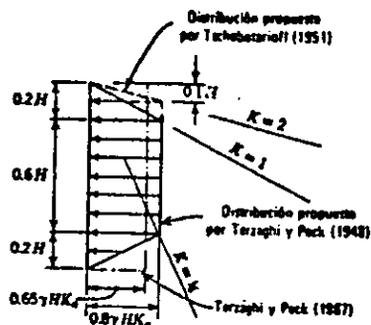


FIGURA 8.- Distribución de presiones utilizada para el cálculo de apuntalamientos.

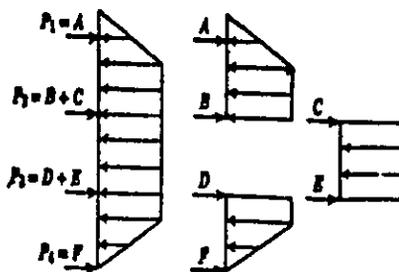


FIGURA 9.- Cálculo de las cargas sobre los puntales.

De acuerdo con la distribución de presiones propuesta por Terzaghi y Peck, el empuje total es $0.64 \gamma H^2 K_a$ (K_a coeficiente de presión activa que es la relación entre la presión horizontal y la vertical), es decir un 28 % mayor que el empuje activo. Así pues la distribución de presiones propuesta supone que el empuje total puede superar al activo. Sin embargo existe una segunda razón (y más importante) por la cual el empuje total de proyecto es superior al activo. La distribución real de presiones variará de una sección a otra, según lo apretado que esté cada puntal en su sitio. La curva de presiones representa una envolvente de las diversas distribuciones reales posibles. Como los puntales se rompen por pandeo, es importante que no estén sometidos a presiones excesivas. No es admisible suponer que si un puntal está muy cargado y comienza a fallar, el exceso de presión se transmitirá simplemente a un puntal adyacente. Si un puntal comienza siquiera a flectar, su capacidad de soportar carga puede reducirse prácticamente a cero, con lo cual todo el sistema de tablestacado estará comprometido.

Los dos puntos principales a considerar en el proyecto de un tablestacado son:

1. Los puntales superiores (pueden recibir mayores cargas en la excavación parcial que en la excavación completa) estarán sometidos a cargas mucho mayores de las que podrían deducirse a partir del caso ordinario de empuje activo.
2. Los puntales a compresión constituyen un sistema en equilibrio inestable que puede fallar en cuanto comienza a ceder elásticamente.

Las tablestacas, son elementos de retención del suelo, y dependiendo de la profundidad de hincado para un tipo de suelo, se agrupan en tablestacas de apoyo libre y de apoyo fijo. En el segundo caso la tablestaca se hinca lo suficiente como para que solo pueda fallar por flexión o por deficiencia en el anclaje, pero se excluye la posibilidad de falla por desplazamiento de su extremo enterrado, al ser superada la resistencia pasiva del terreno; obviamente son de apoyo libre las tablestacas que no cumplen estas condiciones.

Diseño de tablestacas ancladas.

Los pasos a que debe ajustarse un método de diseño de tablestacas ancladas son los siguientes:

1. Valuación de las fuerzas actuantes en la superficie interior
2. Determinación de la profundidad de penetración
3. Cálculo del máximo momento flexionante
4. Valuación de la fuerza de tensión en el anclaje

Un tablestacado anclado resiste lateralmente por su penetración en el terreno de cimentación y por un sistema de anclaje en la parte superior del mismo. El tablestacado debe proyectarse para los momentos flectores y esfuerzos cortantes que se desarrollen bajo estas cargas. El sistema de anclaje debe poder absorber las fuerzas laterales necesarias para sostener el tablestacado.

El dimensionamiento de los tablestacados anclados es un problema bastante complicado: La distribución de las presiones ejercidas por el relleno dependerá en gran parte por la forma en que se construya la pared anclada. Tschobotarioff ha indicado que deben distinguirse los tres casos que aparecen en seguida en la Fig. 10.

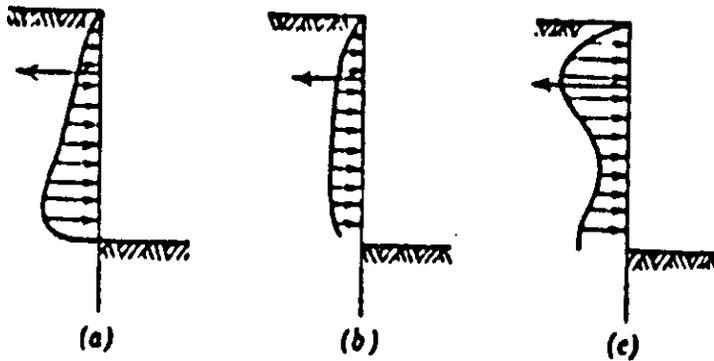


FIGURA 10.- Relación entre el método de construcción y la distribución de presiones sobre un tablestacado anclado. a) Relleno de trasdos. b) Excavación con una deformación normal del anclaje. c) Excavación con un anclaje rígido.

1. Si el relleno se coloca después de construir el tablestacado, las presiones sobre el mismo aumentarán linealmente con la profundidad hasta el punto de empotramiento, de acuerdo con las teorías clásicas de empuje activo.
2. Si el tablestacado se hinca en un terreno horizontal, y a continuación se excava a un lado del mismo, las presiones serán más o menos uniformes con la profundidad, a no ser que el anclaje sea extraordinariamente rígido.
3. Si el anclaje es muy rígido, la distribución de presiones será semejante a la que existe sobre una pared apuntalada. Este caso puede producirse si se emplea un tirante de anclaje muy rígido o si un cable corto se une a un bloque de anclaje muy pesado.

Por otro lado, la magnitud del momento flector máximo del tablestacado está muy influenciada por la distribución de presiones sobre la parte empotrada, siendo la distribución de presiones en esta zona bastante compleja. Este efecto no puede calcularse a partir de una teoría sencilla, aunque las complicadas teorías de Hansen puede resultar útiles. En general se requieren datos de pruebas y la experiencia real para un dimensionamiento correcto. Tschebotarioff y Rowe han dado métodos de proyecto de este tipo.

A menudo se utiliza una placa maciza o "muerto" para anclar el tirante. El proyecto de este anclaje constituye un interesante problema de determinación de la resistencia pasiva.

2.4

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

Tanto la cantidad de agua que se filtra hacia una excavación, como los métodos para su drenaje, dependen de la permeabilidad media del suelo. Se puede hacer una estimación con suficiente exactitud, suponiendo el coeficiente de permeabilidad en función de los ensayos ejecutados en las perforaciones exploratorias.

Las excavaciones realizadas en suelos de alta permeabilidad o en suelos mixtos puede drenarse bombeando desde sumideros, se encierra la posibilidad que se formen borbotones en el fondo de la excavación lo que puede erosionar el fondo y provocar hundimientos. Para evitar esto es preferible instalar pozos filtrantes. La máxima altura que se puede abatir el N.A.F. en una batería de tuberías es de 5.50 m y si es mayor la altura hay que hacer un sistema escalonado, pero es más conveniente instalar una bomba sumergible profunda en pozos filtrantes de gran diámetro.

Los suelos uniformes de baja permeabilidad no se pueden drenar en sumideros o en pozos filtrantes, de modo que para su estabilización pueden recurrir al método de vacío o el método denominado electrólisis.

Para el caso práctico tratado en el capítulo 6 de este trabajo de tesis se probó el método por electrólisis para intentar el aumento de la cohesión del suelo, pero no dio resultado porque cuando se hizo tiempo atrás la perforación previa para los 625 pilotes, se perforó la primera capa dura localizada a 36 m de profundidad, lo que hizo emigrar el agua freática de la primera formación arcillosa, a capas más profundas.

2.4.1. MÉTODO ELECTROSMÓTICO.

Los problemas de inestabilidad que presentan las excavaciones profundas que se realizan en suelos blandos constituidos por limos o arcillas bajo el nivel freático, son familiares para todo constructor que se ha visto en la necesidad de luchar contra esta clase de suelo, las excavaciones presentan deslizamientos por el fondo, a pesar de que sus lados estén debidamente apuntalados.

En las excavaciones de gran anchura con talud perimetral se producen deslizamientos que afectan generalmente al talud y al fondo, y por la baja permeabilidad de estos suelos el caudal de agua que fluye hacia la excavación es pequeño y se controla fácilmente. Las fuerzas de filtración que se desarrollan a consecuencia de este flujo constituye el factor más importante de la inestabilidad, pero el control de las filtraciones mediante el bombeo previo

a las operaciones de excavación no solamente permite abatir el N.A.F. de la zona por atacar, eliminando al mismo tiempo las fuerzas de filtración en los taludes y en el fondo, sino que se favorece el desarrollo de fuerzas capilares en el agua que permanece adherida a las partículas del suelo que antes estaba 100% saturado, estos esfuerzos capilares se traducen en un incremento de la resistencia al corte y por lo consiguiente la estabilidad de los taludes de la excavación se ve doblemente favorecida por el abatimiento del N.A.F.

En forma semejante se logra controlar las fuerzas de filtración e incrementar la resistencia al corte de los limos y arcillas blandas saturadas mediante la aplicación de una corriente eléctrica de bajo amperaje al suelo combinada por la acción de dispositivos de bombeo.

La presencia de la corriente eléctrica en el suelo origina una serie de fenómenos de naturaleza físico-química, cuya aplicación en la construcción, resulta de interés cuando se trata de materiales de esta clase.

Este fenómeno del flujo del agua a través de los poros del subsuelo bajo la acción del gradiente de potencial eléctrico se conoce con el nombre de "electrósmosis". Tras un lapso de algunos minutos de aplicado el potencial a los electrodos el agua se acumula y fluye alrededor del negativo y alrededor del positivo se forman pequeñas grietas en dirección radial, indicando con ello un estado de tensión en el agua del suelo vecino al electrodo provocando el agrietamiento que favorece el flujo.

Es evidente que en estas condiciones, la presión del agua que existía en los poros del subsuelo, antes de aplicar la corriente, desaparece y adquiere un valor negativo, la curva del nivel piezométrico se afecta, en forma semejante a la que se ilustra en la fig. 11.

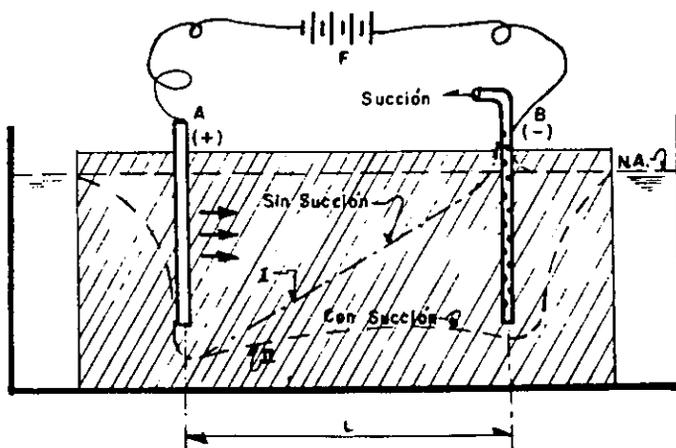


FIGURA 11.- Afectación de la curva del nivel piezométrico al aplicar la corriente.

Si al mismo tiempo que se conecta la corriente eléctrica se produce una succión en el tubo perforado del electrodo negativo, la superficie de abatimiento asume la forma de la curva II. La rapidez con que se alcanza el abatimiento y el desarrollo de tensiones en la masa de suelo afectado es una función del gradiente de potencial medio, ($i_c = V / L$) expresado en volts por centímetro de separación de los electrodos, el consumo de energía necesaria para lograr estos efectos depende de dicho gradiente eléctrico por una parte y por la otra de la conductividad eléctrica del suelo la cual está íntimamente ligada con la concentración y clase de iones que existen en el agua del suelo y de los que están químicamente adheridos a las partículas coloidales denominadas bases intercambiables. Así por ejemplo la conductividad de un depósito de limo de origen fluvial, es considerablemente menor que la de una arcilla marina. Es costumbre expresar la conductividad eléctrica de un suelo en miliamperes por centímetro cuadrado de sección transversal a la corriente bajo un gradiente de potencial de un volt por centímetro.

En conclusión la energía eléctrica aplicada a los suelos finos, blandos y saturados facilita la ejecución de excavaciones profundas, abatiendo con rapidez el nivel freático, eliminando las fuerzas de filtración que son desfavorables para la estabilidad y creando en la zona afectada por el fenómeno electrosmótico un estado de tensiones en el agua del suelo. Estos tres factores favorecen la estabilidad de los taludes de las excavaciones y permiten ejercer un control sobre la magnitud de las expansiones del fondo.

Los fenómenos electro-químicos y la desecación que ocurren alrededor de los nodos tienen aplicación en el endurecimiento químico de los suelos blandos y en mejoramiento de la capacidad de carga de los pilotes de fricción.

C A P Í T U L O 3

TIPOS DE CIMENTACIONES

3.1 CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS

3.2 ZAPATAS

3.3 LOSAS

3.4 PILOTES

3.4.1 PILOTES DE PUNTA

3.4.2 ASENTAMIENTOS EN PILOTES

3.1 CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS.

La cimentación, es la parte de las estructuras que tiene por objeto transmitir su peso al terreno natural. Si existe a poca profundidad un estrato de suelo adecuado para soportar la estructura, esta puede establecerse sobre el mismo con una cimentación directa o superficial, simplemente por contacto, pero si los estratos son muy débiles, las cargas se transmiten a un material más adecuado situado a una mayor profundidad, utilizando para ello pilas o pilotes que suelen llamarse cimientos profundos.

Una solución común en suelos saturados predominantemente arcillosos, es la cimentación por sustitución o compensación, ya sea total o parcial donde el peso del suelo excavado se sustituye con el peso del edificio o parte de él, en cuyo caso la parte no compensada se toma con pilotes de fricción o de punta mecanizados.

En un sentido más amplio, una cimentación es la o las partes de una estructura que le proporcionan apoyo a la misma y a sus cargas. Incluye al suelo o roca y a las partes de la estructura que sirven para transmitir las cargas

Objetivo de las cimentaciones

Todas las edificaciones en la Ingeniería Civil, se desplantan sobre o bajo la superficie del terreno y requieren de una cimentación apropiada que proporcione seguridad y buen comportamiento a costos razonables.

En cuanto a estabilidad, deben observarse los siguientes tres requisitos básicos:

- a) La cimentación deberá localizarse y ser diseñada apropiadamente, para evitar cualquier influencia futura que pudiera afectar su comportamiento.
- b) La cimentación no debe asentarse diferencialmente ni deformar al subsuelo más allá de los valores tolerables, tampoco debe "emerger" para evitar daños y reparaciones de la estructura. Consecuentemente la estructura debe permanecer vertical y en caso de consolidación del suelo por causas ajenas a la estructura, esta debe descender con el suelo.

más largos contienen bolsones o capas de arcilla blanda o limo, debiendo considerarse solo satisfactorios aquellos pilotes que se extienden por debajo de los bolsones más profundos.

Los otros deben descartarse y ser reemplazados por otros pilotes, e hincarse hasta la profundidad necesaria con la ayuda de inyección o cualquier otro método.

Si las puntas de los pilotes, de un gran conjunto de elementos se han hincado hasta un estrato de arena situado por encima de las capas de arcilla blandas o si tales conjuntos se hallan completamente enterrados en dichos suelos blandos será inevitable que se originen asentamientos progresivos que deben calcularse antes de iniciar la construcción.

Los grandes conjuntos de pilotes de fricción hincados en arcilla blanda, pueden no tener una seguridad adecuada respecto de una falla o rotura de la base del conjunto como unidad por lo que debe considerarse un coeficiente de seguridad relativo a tal tipo de falla.

Si los pilotes se hincan en arena sin la ayuda de inyección, el hincado debe empezarse por el centro del conjunto hacia los bordes.

Los pilotes de fricción en limo blando deben hincarse hasta la misma profundidad, cualquiera que sea el número de golpes necesarios que exijan los últimos centímetros.

Los pilotes de cualquier otra categoría deben hincarse, hasta que el número de golpes por centímetro sea igual a los que se requirió para hincar el último centímetro de los pilotes de prueba, que sirvieron de base para valorar la carga admisible.

Si los pilotes resistentes de punta deben atravesar estratos firmes seguidos en profundidad o que se alternan con otros blandos compresibles, puede resultar necesario recurrir a la inyección o a perforar por otros medios dichos estratos firmes.

Debe mencionarse que algunas de las fallas de funcionamiento de pilotes hincados a cielo abierto con martillos golpeadores, se evitan con el hincado con presión hidráulica tomando la reacción de hincado del peso propio del edificio, además con este sistema se prueban sin costo adicional, el 100 % de los pilotes a la carga de prueba y cuando no hay rozamiento lateral con el suelo, además se ahorra todo el tiempo que emplea el piloteo previo a golpes.

3.2 ZAPATAS.

El paso más importante en el proyecto de cimentaciones con zapatas, consiste en determinar la máxima presión que puede aplicarse al suelo que queda debajo de las zapatas, sin que se produzca la falla por esfuerzo cortante o un asentamiento excesivo del suelo, que son los requisitos mínimos necesarios solicitados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal "Estados límite de falla y de servicio"

La estructura de los edificios antes del siglo pasado, estaban formadas de pesadas paredes principales algo flexibles, segmentadas y unidas por paredes transversales de las mismas características. Estos edificios podían sufrir grandes asentamientos sin dañarse, por lo que los constructores prestaban poca atención a los cimientos.

Durante el siglo XIX el desarrollo industrial, condujo a la demanda de edificios grandes pero económicos, este tipo de construcciones resultaron muy sensibles a los asentamientos diferenciales, además que la localización de algunos terrenos para los nuevos edificios estaban en lugares que antes se habían desechado por las malas condiciones del subsuelo. Por esto los proyectistas se encontraron en la necesidad de disponer de procedimientos más seguros, aplicables a todas las condiciones del subsuelo, que les proporcionase un método para proyectar zapatas de un determinado edificio, para que todas sufriesen el mismo asentamiento en forma aproximada.

La resistencia al esfuerzo cortante o capacidad de carga de un suelo se basó en el hecho de que bajo condiciones bastante similares del suelo, las zapatas que transmiten grandes presiones al subsuelo sufren asentamientos mayores que las que transmiten presiones menores, con esta idea se observaron las condiciones en que se encontraban las zapatas de edificios que ejercían diferentes presiones en el suelo, llegándose a una presión considerada como la admisible del suelo y se le llamó "capacidad de carga admisible"

Se fomentó la creencia que los asentamientos en zapatas eran uniformes y no tendrían consecuencias. Muchas de estas cimentaciones se comportaron de manera satisfactoria, y de vez en cuando había sorpresas y suponían que habían elegido una presión admisible equivocada, y gradualmente se hizo costumbre para evitar esto, seleccionar la capacidad de carga admisible en base a resultados de ensayos de carga.

La profundidad activa de los esfuerzos en el suelo depende del tamaño de la zapata, de la carga que soporta, en alto grado del perfil del subsuelo y de las propiedades físicas de los suelos que constituyen cada uno de los estratos.

3.3 LOSAS

Cuando las áreas de contacto de las zapatas es mayor que el 50 % del área del edificio es preferible en general utilizar una losa de cimentación, que se puede decir es una zapata grande y como tal debe satisfacer las exigencias conocidas para las zapatas.

El coeficiente de seguridad con respecto a la falla por esfuerzo cortante del suelo debe ser 3 como mínimo y el asentamiento no tiene que exceder de una cantidad aceptable, para el proyectista de la superestructura.

Este coeficiente depende de la naturaleza del subsuelo.

El coeficiente de seguridad de las losas de cimentación en arcilla, es prácticamente independiente del tamaño del área cargada. Para evitar problemas, sobre arcilla debe proyectarse de modo que la carga neta sobre el suelo no exceda los valores admisibles.

La carga neta se calcula de igual forma que para las zapatas.

Tratándose de losas de cimentación y zapatas, las leyes que gobiernan la seguridad al hundimiento por falla al esfuerzo cortante son similares, pero la distribución de los asentamientos es diferente.

En la figura siguiente se representa secciones verticales de dos estructuras, una sobre zapatas y la otra sobre losa y se aclara las causas de esta diferencia.

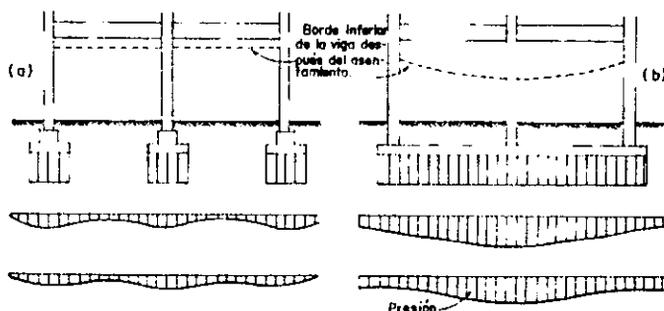


FIGURA 12.- Distribución de las presiones dentro del suelo situado debajo de un edificio: (a) apoyado sobre zapatas muy espaciadas entre sí; (b) apoyado sobre una losa de concreto. La presión unitaria que se transmite al suelo es la misma en ambos casos.

Las zapatas indicadas en la fig. de la izquierda, están tan separadas entre sí que cada una de ellas se asienta como si la otra no existiera y si el suelo fuera homogéneo se asentarían todas prácticamente igual, pero en realidad se asientan en forma asimétrica debido a que ningún estrato es homogéneo. Este hecho es el que determina las reglas que se establecieron para fijar las presiones admisibles en cimentaciones con zapatas.

En una losa de cimentación, la profundidad activa de esfuerzos en el suelo se extiende a una distancia mucho mayor y dentro de la misma los puntos débiles están distribuidos al azar, de modo que los efectos sobre el asentamiento del área cargada, se contrarrestan parcialmente unos con otros. Por lo anterior la estructura se asienta como si el subsuelo cargado fuese más o menos homogéneo. El asentamiento no es necesariamente uniforme pero adquiere una forma bastante definida en lugar de la errática que se observa en las zapatas. La forma difiere dependiendo si el suelo está situado dentro de una profundidad activa en arena o arcilla.

Tanto en teoría como en experiencia se tiene que en arena el asentamiento de superficies cargadas es bastante uniforme, siempre que dichas superficies se hallen a una profundidad mayor de 2.50 m por debajo del terreno adyacente a la misma. Si la profundidad es menor las partes exteriores del área cargada suelen asentarse más que la parte central, salvo que la fluencia lateral de la arena sea impedida en una profundidad comprendida entre 2.50 m y 3.00 m desde la superficie del terreno.

El asentamiento diferencial de la superficie cubierta por la losa refleja en forma general las variaciones de compresibilidad del subsuelo, la rigidez de la losa tiende a uniformizar los asentamientos. Se puede suponer con seguridad que el asentamiento diferencial de una losa de cimentación, por centímetro de hundimiento máximo, no es mayor de la mitad del valor que le correspondería a un edificio sobre zapatas. Por ello se puede tolerar un asentamiento diferencial de 2 cm. El ancho de las losas de cimentación está comprendido entre 10.00 m y 50.00 m y dentro de esta zona el ancho tiene poca influencia sobre el asentamiento máximo, de modo que al fijarse la presión admisible no necesita ser tomado en cuenta. Finalmente la mayor parte de la arena situada dentro de la zona activa de los asentamientos suele hallarse saturada debido a que la distancia vertical entre la cota de cimentación y la del nivel freático es generalmente pequeña comparada con el ancho de la losa.

Dichas condiciones conjuntamente con la densidad relativa de la arena determinan la presión admisible del suelo.

En relación a las cimentaciones por compensación o cajones se puede aseverar que al aumentar la altura o el número de sótanos, se reduce la carga neta que actúa en la losa de cimentación, y esta reducción aumenta el coeficiente de seguridad con respecto al hundimiento por falla al esfuerzo cortante del terreno y disminuye el asentamiento. Esto se utiliza para construir estructuras que transmiten cargas de mediana magnitud a suelos compresibles sin recurrir a los pilotes.

Los cajones de cimentación están formados por las losas de cimentación y de tapa, retícula de trabes y muros de contención en algunas ocasiones la losa de cimentación se sustituye por cascarones cilíndricos invertidos.

El método para determinar la densidad relativa consiste en ejecutar ensayos normales de penetración, debiendo ejecutar un ensayo cada 75 cm de profundidad a partir del nivel del suelo hasta el desplante de la cimentación.

Se necesitan cuando menos 6 perforaciones y la presión admisible debe elegirse sobre la base de los valores determinados. Para la determinación más exacta de la presión admisible se requiere la ejecución de varios conjuntos de ensayos de carga, dentro de la zona activa a diferentes niveles.

Es necesario determinar con un cálculo aproximado si el asentamiento será tolerable.

3.4 PILOTES.

3.4.1 PILOTES DE PUNTA.

La cimentación de los pilotes de punta puede dividirse según la naturaleza del estrato resistente en cinco categorías diferentes.

1. Pilotes cuyas puntas descansan en roca sana.
2. Pilotes cuyas puntas se han hincado en roca descompuesta.
3. Pilotes cuyas puntas se hallan embebidas en arena densa, la que en profundidad es seguida de estratos igualmente comprensibles.
4. Pilotes cuyas puntas se hallan embebidas en arcilla compacta que es seguida en profundidad por estratos aún menos comprensibles.
5. Pilotes cuyas puntas se hallan embebidas en arena densa o en arcilla compacta situada encima de un estrato de arcilla blanda.

PILOTES CUYAS PUNTAS DESCANSAN EN ROCA SANA.

En condiciones ideales los pilotes hincados hasta la roca sana actúan como si fuesen columnas, y los asentamientos no exceden del acortamiento elástico de los mismos.

Si las puntas de los pilotes llega a dar con una superficie inclinada y lisa de roca, hay la posibilidad que se deslicen por la misma sin que aparezcan indicaciones de una flexión progresiva y cuando se le agregue el peso del edificio la flexión puede seguir creciendo y llegue a fallar. En tales casos deben utilizarse pilotes de concreto armado y aún estos también pueden llegar a fallar.

PILOTES CUYAS PUNTAS SE HINCAN EN ROCA DESCOMPUESTA.

Las rocas descompuestas, en especial las de origen metamórfico, pueden ser tan compresibles como la arcilla medianamente compacta, usualmente tienen fragmentos de roca bastante intacta, lo cual impide que los pilotes atraviesen la zona compresible. En estos casos no se pueden hacer estimaciones sobre el asentamiento probable, si no se tienen testigos inalterados del material descompuesto para someterlo a ensayos de consolidación y calcular con sus resultados el asentamiento a prever. Si el asentamiento excede de un valor tolerable, hay que buscar un método para atravesar la zona de roca descompuesta.

PILOTES QUE ATRAVIESAN UN ESTRATO COMPRESIBLE Y DESCANSAN EN ARENA.

Al estudiar la capacidad de carga de un pilote único de este tipo, se demuestra que el asentamiento depende en especial de la relación entre la resistencia de punta y la carga que actúa sobre el pilote. Esto mismo es aplicable al asentamiento de toda la cimentación, si la carga por pilote es igual o menor que la resistencia de punta, el asentamiento no tiene, en general mayor importancia pero si es mayor que la resistencia, puede llegar a adquirir un valor grande y perjudicial. En cualquier caso el asentamiento medio de la cimentación debe ser muchas veces mayor que el asentamiento de un pilote sometido a la carga admisible

Solo se puede obtener una información confiable con respecto a la resistencia de punta de tales pilotes, cuando se hacen ensayos de carga sobre dos pilotes de distinta longitud, que se hincan entre si una distancia de 1.50 m, uno de ellos se hinca hasta alcanzar el rechazo en el estrato resistente y el otro solo hasta que la punta se encuentre a 1.00 m. por encima del estrato, como la resistencia de punta de un pilote embebido en arena, alcanzará su valor definitivo rápidamente, los ensayos pueden efectuarse tres días después de hincados los pilotes. La resistencia de punta debe ser la diferencia de la capacidad de carga de falla de los dos pilotes. Mas rápido pero menos eficiente resulta el método de estimar la resistencia de punta en función del diagrama de hincado, que calcula la capacidad de carga del pilote en función de la penetración bajo el último golpe, y también de capacidad de carga en función de la penetración por golpe justo antes de que el pilote entre el estrato resistente, se considera que la resistencia de punta es igual a la diferencia entre los dos valores así calculados. Este último procedimiento puede tener involucrado un error muy grande pues los valores están afectados de todas las incertidumbres inherentes al uso de las fórmulas de hincado.

Cuando la carga por pilote no excede de dos tercios de la resistencia de punta, el asentamiento de la cimentación no tendrá importancia, cualquiera que sea la distancia entre

pilotes. Una distancia entre pilotes de (3d) satisface todas las exigencias prácticas, pero debe tenerse cuidado de hincar primero los pilotes centrales de un grupo dado, si se quiere tener la seguridad de que todos los pilotes puedan penetrar bien dentro del estrato resistente.

PILOTES QUE ATRAVIEZAN UN ESTRATO COMPRESIBLE Y DESCANSAN EN ARENA COMPACTA.

En estas condiciones, la mayor parte de la carga que actúa sobre los pilotes va a ser transferida en última instancia a la punta de los mismos, hecho que produce una gran concentración de tensiones en la arcilla en correspondencia con la punta de cada pilote. Los resultados de un ensayo de carga sobre un pilote único puede proporcionar la sensación de una seguridad que no existe debido a que primero, durante el ensayo la mayor parte de la carga es soportada por la fricción lateral y segundo porque la consolidación de la arcilla cerca de la punta de los pilotes avanza muy lentamente. Con el tiempo este asentamiento puede ser muy grande. Para tener datos fidedignos es aconsejable hincar un tubo con una punta cónica suelta hasta que esta penetre en la arcilla compacta y luego llevar a cabo un ensayo de carga colocando una columna dentro del tubo de modo que la carga actúe directamente sobre la punta. De preferencia debe hacerse la punta de material permeable y la carga debe permanecer cuando menos un mes y los asentamientos deben medirse una vez al día la primer semana y después dos veces por semana. La forma de la curva tiempo-asentamiento dibujando los datos permite derivar una estimación aunque sea aproximada del asentamiento final que tendrá el pilote. La distancia entre pilotes debe ser de 3d a 3.5d

PILOTES CUYAS PUNTAS ESTÁN ENTERRADAS EN UN ESTRATO FIRME DEBAJO DEL CUAL HAY ARCILLA BLANDA.

Si el estrato es resistente en un espeso manto de arena densa y que se halle situado encima de una capa de arcilla blanda, el asentamiento de la cimentación sobre pilotes es igual a la suma de las dos partes independientes. La primera parte es igual al asentamiento que se produciría si el estrato de arena no fuese seguido de material compresible. La segunda parte se debe a la consolidación de la capa compresible situada debajo del estrato en que están enterradas las puntas de los pilotes. Si la cimentación está bien proyectada el asentamiento originado por la primera parte es despreciable mientras que el producido por la segunda parte puede llegar a ser muy considerable y perjudicial.

3.4.2. ASENTAMIENTOS EN PILOTES DE FRICCIÓN O FLOTANTES.

En algunos tipos de suelos blandos, los pilotes pueden hincarse a gran profundidad sin que se tenga una apreciable resistencia a la penetración, en estos casos se requiere una cimentación sobre pilotes flotantes, en la que la longitud mínima no puede ser determinada por una resistencia especificada con respecto a la penetración bajo el efecto de los golpes del martillo, sino por la exigencia de que el coeficiente de seguridad de los grupos de pilotes, con relación a la falla por cortante o falla por la base sea por lo menos igual a 2 ó 3.

Capacidad de carga sobre pilotes.

Los criterios usuales de diseño para cimentaciones profundas en el subsuelo de la ciudad de México hacen uso de la expresión general para la capacidad total última de un elemento (pilote, pila) a corto plazo, esto es, en ausencia de fricción negativa.

$$Q_t = Q_p + Q_f$$

donde:

Q_t = Capacidad de carga total

Q_p = Capacidad de carga en la punta o base

Q_f = Capacidad de carga por fricción y/o adherencia

cuando

$Q_t \approx Q_p$, se dice que el cimiento es de punta

y para

$Q_t \approx Q_f$, se dice que el cimiento es de fricción o adherencia

pero cuando

$Q_t = Q_p + Q_f$ se trata de un elemento mixto

Para la capacidad de carga en la punta o base de un pilote

$$Q_p = q_n A_p$$

siendo:

q_n = capacidad de carga unitaria última

A_p = área de la base, en m^2

y según la teoría de Meyerhof G.G. para suelos intermedios (cohesivos-friccionantes) se debe cumplir que:

$$q_p = c N'_c + \gamma D_f N'_q$$

donde:

c = cohesión

γD_f = esfuerzo efectivo del suelo a nivel de desplante, en ton/m^2

γ = peso volumétrico del suelo, en ton/m^3

D_f = profundidad de desplante en m

N'_c y N'_q = parámetros de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ .

El factor N'_q es muy sensible a las condiciones locales (compacidad, granulométrica) del suelo bajo la punta del pilote y, por lo tanto, es muy complicado estimar su valor en la práctica, por lo cual es aconsejable determinar este valor mediante pruebas de carga.

Para suelos granulares se usará, el segundo término de la ecuación anterior.

$$q_p = \gamma D_f N'_q$$

Dada la prueba dinámica de "penetración estándar" realizada "In situ" y válida para arenas, se ha obtenido la correlación existente entre el número de golpes, penetración y ángulo de fricción interna, con el fin de definir el parámetro de capacidad de carga N'_q , y en suelos puramente cohesivos donde $c \neq 0$ y $\phi = 0$ la capacidad de suelos se calcula mediante la teoría de Skempton:

$$q_p = c N_c + \gamma D_f$$

donde:

N_c parámetro de capacidad de carga deducido de la relación D/B

c = cohesión determinada en pruebas de laboratorio (muestras inalteradas)

La capacidad de carga por adherencia y/o fricción:

$$Q_f = f_s A_s$$

donde:

f_s = Fricción lateral unitaria, en ton/m^2

A_s = área lateral del cimientto, en m^2

$f_s = C_a + k_s \gamma D_f/2 \tan \delta$

donde:

C_a = adherencia entre suelo y cimiento, en ton/m^2

δ = ángulo de fricción en el contacto suelo cimiento

k_s = coeficiente medio de presión del suelo en los lados del cimiento

$k_s \tan \delta$ varía de 0.25 en arena suelta a 1.0 m. en arena densa

y en suelos arcillosos

$f_s = C_a$ en arcilla muy blanda o blanda se usa

$C_a = \frac{1}{2} q_u$

y para las arcillas del Valle de México se han definido como:

$C_a = 0.6 q_u$ arcilla normalmente consolidada

$C_a = 0.3 q_u$ arcilla preconsolidada

Para la capacidad de carga de un grupo de pilotes, generalmente se adopta el menor de los siguientes valores:

- a) La suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales
- b) La capacidad de carga de un bloque o zapata de geometría igual a la envolvente del grupo de pilotes.

C A P Í T U L O 4

PROCESO CONSTRUCTIVO DEL SISTEMA NIVELES GEMELOS

- 4.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA**
- 4.2 SOLUCIONES EN DIFERENTES TIPOS DE SUELOS**
- 4.3 POSIBILIDADES DE USO EN EDIFICIOS YA
CONSTRUIDOS**

- 4.4 COSTO DIRECTO**
 - 4.4.1 SISTEMA TRADICIONAL**
 - 4.4.2 SISTEMA NIVELES GEMELOS**
 - 4.4.3 COMPARATIVO**

- 4.5 COSTO TOTAL**
 - 4.5.1 SISTEMA TRADICIONAL**
 - 4.5.2 SISTEMA NIVELES GEMELOS**

- 4.6 ESTUDIOS COMPARATIVO DE COSTOS**

- 4.7 RUTA CRÍTICA**
 - 4.7.1 SISTEMA TRADICIONAL**
 - 4.7.2 SISTEMA NIVELES GEMELOS**

El sistema de Edificación NIVELES GEMELOS, establece que no es necesario tener la cimentación construida en su totalidad para poder empezar la construcción de la superestructura de los edificios.

Por el contrario, con este sistema la primera losa que se construye es la losa de piso del primer sótano o la de la planta baja, dependiendo del proyecto específico y a partir de ella, se inician simultáneamente, la construcción rápida hacia arriba y lenta hacia abajo, a razón de dos losas de arriba por una de abajo.

Esta anticipación del nacimiento de la superestructura (respecto de procedimientos tradicionales), que es donde está generalmente la mayor superficie rentable, permite iniciar con igual anticipación las instalaciones y acabados así como el programa de venta o la puesta en servicio de las actividades del edificio.

Como su nombre lo indica, este sistema se caracteriza por la construcción simultánea de subestructura y la superestructura.

En este capítulo se revisará con detalle la secuencia de las actividades que se realizan durante el proceso de construcción de un edificio, con el sistema NIVELES GEMELOS.

Antes de iniciar cualquier actividad en el sitio de trabajo, es necesario contar con un proyecto perfectamente bien definido en planos, creado expresamente o en su defecto adaptado, para el procedimiento constructivo que aquí se describe.

Es imperativo también, haber realizado con anticipación los estudios pertinentes con respecto al costo de construcción, así como el programa de flujo de caja, que contemple los periodos en los que se realizarán las diferentes inversiones y los montos de las mismas para que el inversionista este preparado a hacer los desembolsos correspondientes a su debido tiempo y no se presente la necesidad de detener las actividades o disminuir su ritmo por falta de recursos económicos disponibles en un momento determinado. Esto reviste una gran importancia, ya que al atacarse dos frentes de trabajo simultáneamente, se crean fuertes gastos en periodos relativamente cortos, principalmente durante los primeros meses de la construcción.

También resulta muy conveniente contar con los programas de construcción respectivos, en donde se encuentren marcadas todas las actividades que se realizarán, así como las duraciones de las mismas, procurando que estas sean lo más apegadas a la realidad, de acuerdo con la experiencia. Se deben incluir programas de Ruta Crítica, para conocer con mayor exactitud las fechas de inicio y terminación de cada actividad, así como sus holguras y

la fecha de terminación total de la obra y además los diagramas de barras de Gant, ya que estos pueden ser interpretados con mayor facilidad por el ejecutor de la obra.

Una vez que se cuenta con todos los preparativos necesarios, se puede proceder a la ejecución física de la obra.

El primer paso en el procedimiento, es instalar los cimientos profundos en caso de que estos sean necesarios, los cuales pueden ser pilas o pilotes. Tratándose de pilotes podría seleccionarse cualquiera de los existentes; inclusive mecanizados para zonas en proceso de consolidación por pérdidas de humedad en el subsuelo. Junto con esto, se hace la instalación de instrumentación: piezómetros, inclinómetros, pozos de control para agua freática, bancos de nivel profundos y/o superficiales, ejes de referencia y/o cualquier otro punto de interés necesario para conocer el comportamiento durante la construcción tanto del suelo como de la edificación

Lo más recomendable es que después de haber situado los apoyos profundos, se proceda a la excavación del primer sótano a cielo abierto, ya que de esta forma, la excavación resulta más económica, amén de que elimina en algunos casos, cimientos antiguos que pudieran interferir con la nueva construcción.

Para sembrar las columnas en el sitio de proyecto desde el nivel de operación, se construyen unas lumbreras. Simultánea a esta actividad, se prefabrican las columnas con su altura total desde el nivel de desplante hasta el nivel del sótano 1 o PB, según lo indique el proyecto con todas sus preparaciones y conexiones para otros elementos estructurales con que se unirán a ellas, tiempo después.

Las columnas son colocadas en cada una de las lumbreras y conectadas correctamente a sus apoyos profundos o bien, apoyadas en el estrato resistente en su caso, referenciándolas a los niveles y ejes correspondientes, con ayuda de una grúa, y control topográfico.

Esta operación se lleva a cabo junto con el colado de los elementos correspondientes de cimentación, que serán siempre un pequeño tramo del total de la cimentación, y que equivaldrá al tamaño de la lumbrera en proyección horizontal.

Una vez efectuada la excavación a cielo abierto del primer sótano, se procede a afinar el suelo de la misma, para que sobre este se cuele la losa piso del primer sótano o de la planta baja, conectándose con las preparaciones que para el efecto tienen las columnas.

Al efectuar el colado de cada una de las losas de los sótanos, se produce un ahorro más con respecto a los sistemas tradicionales, debido a que no se requiere de cimbra convencional, por que el mismo suelo afinado cumple con las funciones de la cimbra de contacto.

En caso de que por razones específicas de proyecto no se realizara la excavación del primer sótano a cielo abierto, se procederá entonces a colar la losa piso de la planta baja, sobre el terreno natural afinado y preparado debidamente. En este caso, si en el proyecto se

consideró tablestaca, debe tenerse especial cuidado al construirla, y ver que su cabeza quede ligeramente más alta que la planta baja, para que así esta losa le sirva de troquel.

Al mismo tiempo que se realizan las excavaciones de las lumbreras y el sembrado de columnas, el muro de contención es construido perimetralmente en una trinchera, con una profundidad igual a la de uno, dos o más sótanos, según sea la estabilidad del terreno, muro estructural, que es el propio de diseño y que, estabilizará los taludes de la excavación y proporcionará seguridad a las construcciones vecinas, cuando se haga la excavación general del predio en la altura correspondiente de cada sótano.

La construcción comienza entonces hacia arriba y hacia abajo simultáneamente con una relación de velocidades entre losas de superestructura y de subestructura de dos por una, respectivamente.

El subsuelo debe excavarse de la manera más mecanizada posible, para ayudar a mantener los costos lo más bajo posible, esta excavación se realiza por debajo de la losa ya colada, con maquinaria lo suficientemente pequeña para que trabaje dentro de los sótanos.

Conforme la excavación avanza hacia abajo, se afina el suelo de la misma, y la siguiente losa de concreto reforzado que servirá de piso para el área de estacionamiento del siguiente sótano, se cuela directamente sobre el suelo, de la misma manera que fue colada la primera losa, y sin necesidad tampoco de una cimbra de contacto para el colado.

Subsecuentemente, se continúa la excavación por debajo de esta nueva losa, y así sucesivamente, hasta realizar la excavación completa de proyecto y colar la losa de fondo o de cimentación.

Característica propia de este procedimiento, es que la estabilidad del fondo de la excavación se ve mejorada respecto de otras formas de excavar, no solo por el dimensionamiento que mantenga el factor de seguridad predeterminado, sino también porque al ir excavando se va sustituyendo peso del suelo con peso del edificio, al colar cada losa directamente sobre el suelo afinado.

Cuando la construcción debajo del nivel de banqueta se termina, el edificio tendrá varios pisos completos hacia arriba, ya que la construcción de la superestructura se realiza simultáneamente, por lo que estará terminada en un tiempo considerablemente menor al que se requeriría si la construcción se hiciera por métodos tradicionales.

Cabe hacer mención que la superestructura se inicia mucho antes de que la cimentación se encuentre totalmente terminada, sin embargo, el apoyo con el que cuentan las columnas, es siempre suficiente para soportar las cargas producidas por los primeros pisos de la superestructura, y de un eventual sismo, de tal suerte que cuando se alcanzan los pisos intermedios y altos de la misma, se contará ya con la cimentación completa, pudiendo soportar el cien por ciento de la carga del edificio y las sollicitaciones horizontales eventuales.

4.2 SOLUCIONES EN DIFERENTES TIPOS DE SUELOS

La Ciudad de México, es una de las que más problemas presenta en todo el mundo para la construcción de estructuras pesadas; esto se debe a la continua variación en los materiales del subsuelo, a la poca capacidad de carga del terreno, a la constante consolidación del mismo por pérdida de la humedad, y a la presencia del nivel de agua freática a muy poca profundidad.

Antes de iniciar la construcción de un edificio, se hacen indispensables una serie de estudios de Mecánica de Suelos, de donde se obtienen los requerimientos de cimentación, así como las recomendaciones pertinentes para la realización de la excavación. Una vez concluidos dichos estudios, se tienen elementos suficientes para determinar con exactitud el factor de seguridad cuando haya agua y del tipo de maquinaria más conveniente para las obras de excavación, así como el equipo idóneo para la extracción del material, de acuerdo con las características físicas del mismo.

En el Valle de México existen en términos generales tres zonas bien definidas de acuerdo con el tipo de subsuelo que en cada una de ellas se tiene, las cuales son:

La zona de Lago, que se caracteriza por tener un subsuelo con grandes espesores de arcilla lacustre de origen volcánico, muy compresible, de baja resistencia al corte y de contenidos de agua altos. La estratigrafía, en general, es muy regular, aunque cada estrato suele ser de espesor variable.

El subsuelo de la zona de lomerío (faldas de las serranías y lomeríos del Oeste y Suroeste de la cuenca), está formado por materiales de origen volcánico, particularmente abanicos y corrientes lávicas, y suelos producto de la meteorización de los primeros. Esta zona se distingue de la de lago y de transición por ser sus materiales de mayor resistencia al corte y de menor compresibilidad. En ella se presentan, además de los problemas de su propia naturaleza, otros generados por el hombre, tales como minas.

La zona de transición, localizada entre las dos antes descritas, es errática en estratigrafía y, por lo mismo, en propiedades mecánicas. Está constituida por estratos de suelos arcillosos del mismo origen que los de la zona del lago, pero de menor espesor y sin orden estratigráfico bien definido, intercalados con depósitos casi siempre lenticulares de suelos aluviales. En esa zona las propiedades mecánicas exhiben variaciones importantes tanto en dirección horizontal como con la profundidad.

NIVELES GEMELOS, al igual que los sistemas tradicionales de construcción, requieren de un tipo de cimentación diferente para cada una de las tres zonas antes mencionadas.

En la zona del lago, generalmente es necesario recurrir a cimientos profundos, cuando se trata de grandes estructuras y específicamente a pilotes, ya que el subsuelo en esta zona se caracteriza por su baja capacidad de carga, con fuertes deformaciones y cualquier otra solución resulta, en la mayoría de las veces insuficiente, a menos de que se este dispuesto a realizar una enorme excavación para obtener una compensación completa, lo cual representa una cimentación no económica.

En esta zona se tiene el gravísimo problema de pérdida constante de humedad debido a la extracción de agua del subsuelo para satisfacer las necesidades propias de la población, sin permitir al manto acuifero recuperarse con las precipitaciones pluviales, debido a que la mayor parte de la ciudad se encuentra urbanizada y con un sistema de atarjeas y alcantarillado, que desalojan dichas aguas hacia lugares muy apartados del Valle de México.

Debido al problema antes mencionado, los edificios que se construyan en el futuro, con cimentación profunda a base de pilotes de punta, apoyados en alguna de las capas duras del subsuelo, deberán contar con algún mecanismo en su cabeza, mediante el cual puedan ser nivelados periódicamente, de acuerdo con los hundimientos que registre la ciudad; ó bien, deberán utilizarse pilotes flotantes, que actúen por el contacto de su perímetro con el terreno mismo y que de alguna forma pueden ser considerados como pilotes de control automático, ya que éste sistema de cimentación se hunde simultáneamente con la ciudad, nivelándose por si mismo y de manera constante si todo marcha bien, pero la experiencia indica que tarde o temprano este tipo de solución conduce a defectuoso comportamiento.

Para la zona de transición, los problemas se reducen considerablemente, razón por la cual, los costos también se reducen. Aquí es posible que la cimentación no requiera pilotes, sino simplemente pilas, con una profundidad de desplante menor que los pilotes.

NIVELES GEMELOS tiene menos problemas durante la excavación de los sótanos en la zona de transición que en la zona del Lago, ya que el nivel de aguas freáticas se encuentra a mayor profundidad y es posible que no se tenga la necesidad de extraer agua de la excavación, y por lo consiguiente puede suprimirse la tablestaca de la obra total o parcial, siempre y cuando, las condiciones de seguridad así lo permitan.

La construcción del muro estructural de contención previa a la excavación general del predio, también se ve facilitada por la ausencia de agua, en los terrenos secos.

La segunda de las zonas mencionadas en la clasificación, es la que se conoce como zona de lomeríos, la cual es mucho más noble que las dos antes mencionadas, cuando no hay hoquedades en el subsuelo, ya que en ella el nivel de aguas freáticas se encuentra notablemente más profundo y la capacidad de carga del terreno es muy superior.

Es muy común encontrar en esta zona, edificios pesados desplantados superficialmente, ya que aquí el terreno, es capaz de soportar grandes cargas, en comparación con las otras dos zonas, haciendo innecesario el uso de pilotes y pilas.

Las cimentaciones superficiales comúnmente usadas en esta zona son a base de zapatas, corridas o aisladas; o bien mediante losas de cimentación, que descargan el peso del edificio en toda el área que este ocupa.

En estos suelos es de especial interés investigar si existen hoquedades por viejas minas de explotación de arena y tepetate, si no se quiere tener consecuencias fatales al construir sobre ellos de manera irresponsable.

NIVELES GEMELOS, también se ve beneficiado en esta zona, por la ausencia de agua y es aplicable a edificios con cimentación de superficie, con ventajas sobre los procedimientos tradicionales, ya que permite iniciar la construcción de la superestructura en mucho menor tiempo que ellos.

Por último, fuera de la clasificación de suelos, se tienen las zonas en las que el piso lo constituyen formaciones rocosas, y en donde es sumamente raro que se construyan edificios con sótanos, ya que realizar excavaciones en roca requiere de muchos esfuerzos humanos y sobre todo muchos recursos económicos.

Debido a que realizar excavaciones en roca requiere explosivos, NIVELES GEMELOS es un sistema completamente inoperante en este tipo de suelos, pues por razones obvias, se hace imposible la excavación de roca por debajo de una losa de concreto reforzado, además de que, como ya se mencionó en el párrafo anterior casi nunca se construyen edificios con sótanos, desplantados sobre roca.

4.3 POSIBILIDADES DE USO EN EDIFICIOS YA CONSTRUIDOS

La mayoría de los edificios construidos de un tiempo hacia atrás, carecen de sótanos de estacionamiento, o bien, los que tienen, no son suficientes para albergar el total de vehículos de los usuarios del edificio.

Por otra parte la negligencia de las autoridades respectivas que permitieron la construcción de edificios recientes (a sabiendas de que sus áreas de estacionamiento eran insuficientes para alojar a los automóviles de los cientos de usuarios) o que no tuvieron la visión futurista para imaginar la magnitud del problema, ha tenido una consecuencia fatal, que es la existencia de cientos de edificios sin estacionamientos, provocando con esto caos en la ciudad, en lo referente a la vialidad.

En algunas ocasiones, se le dio poca importancia al aprovechamiento total del terreno, debido a que era barato, cuando fueron construidas estas estructuras.

Por una u otra razón, existen actualmente muchos edificios que necesitan urgentemente ampliar sus áreas de estacionamiento, ya que este problema nos ha alcanzado a todos los habitantes de esta Ciudad; por lo tanto el problema del estacionamiento en sí, o bien, por el elevado costo del terreno, incita a aprovechar éste lo más posible en construcción de alta rentabilidad.

Una vez que se ha dado a conocer el problema, y que se ha hecho un poco de historia para conocer y analizar sus raíces, el siguiente paso, es proponer soluciones que puedan resolverlo satisfactoriamente. Es aquí donde NIVELES GEMELOS, juega otro de sus papeles más importantes, ya que este sistema es capaz de construir sótanos para estacionamiento de vehículos, en edificios ya construidos y en servicio.

Para lograr esto, no se requiere que el edificio sea desalojado; ni siquiera es necesario suspender sus actividades normales, ya que la construcción de los sótanos resulta altamente segura, prácticamente tan segura como lo es el edificio antes de iniciar estas actividades.

El procedimiento NIVELES GEMELOS sirve para la construcción de sótanos en edificios ya existentes, similar al que se utiliza en edificios nuevos, y teniendo los conocimientos técnicos necesarios, resulta bastante sencillo y muy conveniente para la ciudad.

En este caso, se hace necesario sustentar el edificio en un apoyo sustituto, de tal suerte que se puedan realizar excavaciones por debajo de la cimentación original. Para ello se hincan una serie de pilotes, con una posición excéntrica con respecto a las columnas, y se hacen las conexiones pertinentes, de tal forma que las columnas transmitan su carga a los nuevos pilotes.

Una vez que el edificio cuenta con sus nuevos apoyos profundos, se inicia la excavación y si el caso lo amerita, a la demolición de la antigua cimentación para tener mayor espacio en sótanos, y poder utilizarlo ahora como estacionamiento de autos, sobre todo si sus características estructurales no complieran con los requerimientos de carga.

La superestructura del edificio no sufrirá ningún daño con la demolición de la antigua subestructura, ya que ésta ha dejado de ser su sustentación y ya no tiene funciones estructurales.

Al igual que en la construcción de estructuras nuevas, se requiere de lumbreras o de algún hueco en la losa de la planta baja, para por ahí iniciar las excavaciones de los sótanos, y por el mismo lugar, hacer las extracciones del material producto de la excavación, pudiendo también atacarse lateralmente por los alineamientos o colindancias según sea el caso.

Una vez que se ha excavado completamente el primer sótano, se afina el fondo de la excavación, y sobre el fondo natural se cuela la losa de concreto reforzado que servirá como piso del primer sótano. La misma operación se repite tantas veces como sótanos se deseen, construyéndose posteriormente las rampas de acceso correspondientes, o instalando modernos equipos para la elevación y descenso de autos.

El costo de la construcción de este tipo de sótanos, comparado con los costos normales de construcción de sótanos, resulta bastante elevado, debido a la imperiosa necesidad de colocar pilotes y a las limitaciones de espacio que se tienen para realizar la excavación; sin embargo, si se considera el hecho de que ya se cuenta con el terreno, la construcción de dichos sótanos resulta económica, además que con ello se soluciona un problema sumamente molesto para la ciudadanía, que es la falta de estacionamiento para automóviles.

4.4 COSTO DIRECTO

Antes de entrar a analizar el costo, es necesario hacer las siguientes consideraciones generales:

- Se analiza exclusivamente la subestructura ya que la superestructura es igual en ambos casos.
- Los conceptos comunes a ambos sistemas no se valúan, ya que se anulan en las diferencias.
- Se analizan conceptos asociados en grandes rubros; para el estudio detallado se hace necesario desarrollar el presupuesto para ambos sistemas en un caso específico.
- Los conceptos que se pueden ejecutar simultáneamente con otros, no han sido considerados en los tiempos.
- El incremento del importe por el efecto inflacionario es evidente, pero en este caso se ha considerado subjetivo y con variantes muy complicadas para ser analizados en forma general. Se conoce que el incremento existe, siendo imprevisible su cuantía a futuro.
- Los ingresos producidos por una terminación anticipada no se consideran, debido a que varían notablemente de un caso a otro, por lo que se consideran subjetivos.
- Para un caso específico, se requiere efectuar un análisis preliminar con valores aproximados para conocer el orden probable de las diferencias.

4.4.1. SISTEMA TRADICIONAL

Para poder hacer una comparación objetiva de los costos de obra entre NIVELES GEMELOS y Sistemas Tradicionales, se hará mediante una fórmula de costo para cada caso; a continuación se muestra la obtención de la fórmula para el sistema tradicional.

COSTO DIRECTO

NOMENCLATURA Y NÚMEROS GENERADORES

CONCEPTO	GENERADOR	CANTIDAD	UNIDAD	PU	IMPORTE
TABLESTACAS superficie de contacto	(perímetro) (H+3)=A	A	m ²	\$Au	\$A
EXCAVACIÓN Del nivel -3.00 al nivel -H sin incluir acarreo del material.	(área) (H - 3)=E	E	m ³	\$Eu	\$E
TROQUELES METÁLICOS En perfiles laminados con separación horizontal "h" vertical "v" y peso unitario "p"	(área) (2h X v X p)=T	T	kg.	\$Tu	\$T
CIMBRA En losa de sótanos, superficie de contacto	(área) (No. losas)=C	C	m ²	\$Cu	\$C

Notas.- Perímetro: Perímetro del terreno
 Área: Área por excavar, área del sótano

COSTO DIRECTO SISTEMA TRADICIONAL: CD.ST

$$CD.ST = (SA+SE+ST+SC)$$

Los conceptos que intervienen en ambos sistemas no se consideran en la diferencial de importes.

4.4.2 SISTEMA DE NIVELES GEMELOS

Obtención de fórmula de costo para el sistema NIVELES GEMELOS

COSTO DIRECTO

NOMENCLATURA Y NÚMEROS GENERADORES

CONCEPTO	GENERADOR	CANTIDAD	UNIDAD	PU	IMPORTE
LUMBRERAS Con dimensiones deducidas de la sección de las columnas y de la cimentación provisional requerida	(No. columnas) (H-3.00) = L	L	m	\$Lu	\$L
AFINE y mejoramiento del terreno para colado de losas	(área) (No. losas) = AT	AT	m ²	\$ATu	\$AT
APLANADO de paramentos verticales para colado de muros de contención o cimbra perdida cara exter.	(perímetro) (H) = AP	AP	m ²	\$APu	\$AP
EXCAVACIÓN del nivel -3 al nivel -H sin considerar acarreo del material. Se estima un 20% de incremento en el precio por el grado de dificultad	(área) (H-3.00) = E	E	m ³	\$1.2 X Eu	\$1.2 E
INGENIERÍA DE NIVELES GEMELOS: proyectos, adaptación, supervisión, etc.	ING NG de acuerdo al programa de obra	ING NG	lote	\$ING NG	\$ING NG

Notas.- Perímetro Perímetro del terreno
Área Área por excavar, área del sótano

COSTO DIRECTO NIVELES GEMELOS: CD.NG.

$$CD.NG.=(\$L+\$AT+\$AP+\$1.2E+\$ING\ NG)$$

Los conceptos que intervienen en ambos sistemas, no se consideran en la diferencial de importes.

4.5 COSTO TOTAL

4.5.1 SISTEMA TRADICIONAL

(CANTIDAD / RENDIMIENTO)

TST: Tiempo por sistema tradicional (desde el inicio hasta la preparación de la losa de planta baja).

TST = T (tablestaca+excavación+troquel metálico+cimbra) + "T" (cimentación +muros de contención+columnas de los niveles inferiores).

Prefijo T = tiempo ()

Prefijo "T" = tiempo de construcción ()

TST = T(A) + T(E) + T(T) +T(C)+"T" (columnas niv.infer.)

INTERÉS AL CAPITAL INVERTIDO

IST: Interés Sistema Tradicional

(Se considera un 5 % de interés mensual de la inversión promedio)

IST = (0.05) (TST/2) (\$A + \$E + \$T + \$C)

INDIRECTOS EROGADOS

IND ST: Indirectos erogados en sistema tradicional

IND ST = (TST) (importe mensual de indirectos)

El costo total de la construcción en la subestructura, se obtiene entonces sumando los siguientes conceptos:

COSTO TOTAL = CD.ST + IST + IND ST

4.5.2 SISTEMA NIVELES GEMELOS

(CANTIDAD / RENDIMIENTO)

TNG: Tiempo por sistema de NIVELES GEMELOS (Desde el inicio hasta la preparación de la losa de planta baja)

$TNG = T(L) + T(AT) + T(1.2E) + T(\text{deslizado de columnas}) + T(AP) + "T"$ (zapatas de columnas prefab.)

Prefijo T . = Tiempo ()

Prefijo "T" = Tiempo de construcción ()

INTERÉS DEL CAPITAL INVERTIDO

(Se considera un 5% de interés mensual de la inversión promedio)

ING: Interés por sistema de NIVELES GEMELOS

$ING = (0.05) (TNG/2) (\$L + \$AT + \$AP + \$1.2E + \$ING.NG.)$

INDIRECTOS EROGADOS

IND NG: Indirectos erogados con el Sistema NIVELES GEMELOS

$IND NG = (TNG) (\text{Importe mensual de indirectos})$

El costo de la construcción en la superestructura, se obtiene entonces sumando los siguientes conceptos:

$COSTO TOTAL NG = CD.NG + ING + IND. NG$

4.6

ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS

Uno de los móviles y, quizá el más común, que incitan al ingeniero constructor a intentar nuevas rutas y sistemas constructivos, es sin duda, la búsqueda de soluciones más económicas que le permitan un margen de utilidad un poco mayor, y que anime a los inversionistas a realizar un mayor número de construcciones; de aquí, la importancia que reviste un estudio comparativo de costo entre dos sistemas de construcción.

Para evitar costos inútiles, que en la construcción de un edificio pueden ser sumamente cuantiosos, es imperativo que antes de tomar alguna decisión sobre el sistema que se implementará en la construcción del mismo, se realicen los análisis de costo correspondientes y que se comparen entre ellos para poder elegir el más económico. En muchas ocasiones, las diferencias de costo entre un sistema y otro puede significar varios millones de pesos.

En este estudio comparativo de costos, se pretende conocer en forma general la diferencia entre el costo de la construcción por Sistema Tradicional, y el costo de la misma con el Sistema NIVELES GEMELOS.

De acuerdo con las fórmulas obtenidas en los párrafos 4.5.1 - 4.5.2 se tiene que:

La diferencia de costos directos es:

$$CD = (\cancel{SA} + SE + ST + SC) - (\cancel{SL} + \cancel{SAT} + SAP + \$1.2E + \$ING NG.)$$

(Sistema tradicional) (NIVELES GEMELOS)

Reduciendo términos semejantes:

$$CD = (SA + ST + SC) - (SL + SAT + SAP + \$0.2E + \$ING NG)$$

La diferencia en los tiempos de ejecución es:

$$TE = TST - TNG$$

Al aplicarse las fórmulas anteriormente expuestas, es posible llegar a un costo final de construcción para cada uno de los sistemas y con ello determinar cual de ellos resulta más conveniente por ser el más económico.

En resumen se puede decir que, en general, con NIVELES GEMELOS las actividades que producen una economía son la eliminación de tablestacas, la reducción de troqueles, el ahorro de intereses producido por el corto tiempo de construcción y la producción anticipada de ingresos.

Por otra parte, la actividad que resulta más económica por métodos tradicionales es la excavación, ya que puede emplearse maquinaria mucho mayor que la utilizada en NIVELES GEMELOS.

Una de las mayores diferencias, en cuanto a costo se refiere, entre un sistema y otro, es la forma como se hacen las inversiones, ya que con NIVELES GEMELOS, los gastos se producen anticipadamente, debido a la velocidad de construcción que se tiene. Causados también por esta rapidez de construcción, se producen ingresos anticipados que resultan muy convenientes para el propietario.

Tiempo ejecución = Sistema tradicional - NIVELES GEMELOS

$$T_e = (T(A) + T(E) + \text{""}T\text{""}(\text{columnas niveles inferiores})) - (T(L) + T(AT) + T(1.2E) + T(\text{deslizado columnas pref.}) + T(AP) + \text{""}T\text{""}(\text{zapatas column. prefabr.}))$$

La diferencia de interese del capital invertido es:

$$I = IST - ING$$

$$I = 0.05(TST/2)(\$A + \$E + \$T + \$C) - 0.05(TNG/2)(\$L + \$AT + \$AP + \$1.2E + \$ING.NG.)$$

La diferencia en cargos erogados es:

$$IND = (TST - TNG)(\text{Importe mensual de indirectos})$$

4.7 RUTA CRÍTICA

El presente capítulo reviste una especial importancia, ya que el tiempo, ocupa en el mundo moderno un lugar sumamente importante debido a la estructura del mismo en nuestra sociedad.

En la mayoría de los países incluido el nuestro, de alguna manera se ha hecho una transformación al tiempo que lo convierte en dinero; de aquí la gran importancia que se le confiere. Así pues los sueldos que se pagan a los empleados, se otorgan en función del tiempo, los intereses que paga un banco por un capital que se invierte en el, también son función del tiempo; el efecto de la inflación severa que ya ocurrió en nuestro país, también lo es; el costo de una llamada telefónica también, y muchas otras actividades cuyo costo esta íntimamente relacionado con el tiempo.

En el ámbito de la construcción, el tiempo es también un factor decisivo para la determinación del costo, ya que involucra gastos fijos como son por ejemplo: pago a empleados, pagos por intereses y a una serie de pagos que de alguna manera se dan en función del tiempo.

Como ya se mencionó en capítulos anteriores, uno de los principales problemas a los que se enfrenta el constructor de edificios, es el largo tiempo que toma la construcción de la subestructura cuando se usan procedimientos tradicionales y por consecuencia, el largo tiempo que toma la terminación del edificio, ya que con estos procedimientos de construcción, la terminación de la superestructura, depende completamente de la conclusión de la subestructura.

Anteriormente se expuso la importancia que tiene el tiempo en una sociedad como la nuestra. Del mismo lugar que ocupa el tiempo en la jerarquía actual de valores, nace la imperiosa necesidad de realizar estudios de tiempo en la mayor parte de las actividades del hombre.

Un estudio comparativo del tiempo, involucra dos o más opciones o caminos que pueden seguir para lograr un fin determinado, dando como resultado, el lapso que transcurrirá antes de alcanzar dicho fin, para cada uno de los diferentes caminos posibles.

Dentro de la industria de la construcción, es común encontrar técnicos que omiten los estudios de tiempo, o que los hacen una vez que la construcción se ha iniciado, por creer que son poco relevantes, lo cual tiene como consecuencia lógica que no se utilice el sistema

constructivo adecuado para un determinado caso, y que se produzcan cuantiosas pérdidas en tiempo y dinero, que van directamente en perjuicio del inversionista.

El haber realizado los estudios correspondientes con respecto al tiempo de construcción de un inmueble, antes de iniciar la ejecución del mismo, puede significar un ahorro importante en tiempo y costo. Dichos estudios tienen siempre un costo mínimo, cuando se compara con los beneficios que por ellos se obtienen.

Un estudio de tiempo debe constar tanto de diagrama de Ruta Crítica como programa de barras. Los primeros permiten conocer los encadenamientos de las diferentes actividades, así como sus fechas de inicio y terminación, además de las actividades críticas, es decir todas aquellas que no pueden sufrir retrasos ya que de ser así, producirían un retraso general a la obra.

Con estos diagramas, es posible también conocer las holguras de las actividades no críticas, esto es, el tiempo que dichas actividades pueden alargarse o retrasarse, sin provocar que la duración total de la obra sufra cambios.

En los programas de barras, se enumeran cada una de las actividades que tendrán lugar, colocando junto a ellas una barra que muestra el inicio y el fin de la actividad o sea, su duración dentro del calendario. Es conveniente que este tipo de programas, se produzcan como consecuencia de los de Ruta Crítica, para que tengan una mayor exactitud y una base sólida.

4.7.1 SISTEMA TRADICIONAL

En la fig. 13 se muestra el diagrama general de la Ruta Crítica para la construcción por sistema tradicional.

En el diagrama, se nota claramente la dependencia de actividades; no se inicia la construcción de la superestructura sin antes haber terminado la subestructura, lo cual provoca que la terminación del edificio sea en un tiempo mucho muy largo.

En un edificio de dos o tres sótanos, el mínimo tiempo requerido para terminar la construcción de la superestructura, es de un año o año y medio, lo cual alarga notablemente el tiempo total de la construcción, aún cuando quiera atacarse inicialmente la zona central, pues la superestructura depender de la construcción completa de la subestructura, quedando el resto del área sin poderse construir por la presencia de las bermas.

SISTEMA TRADICIONAL

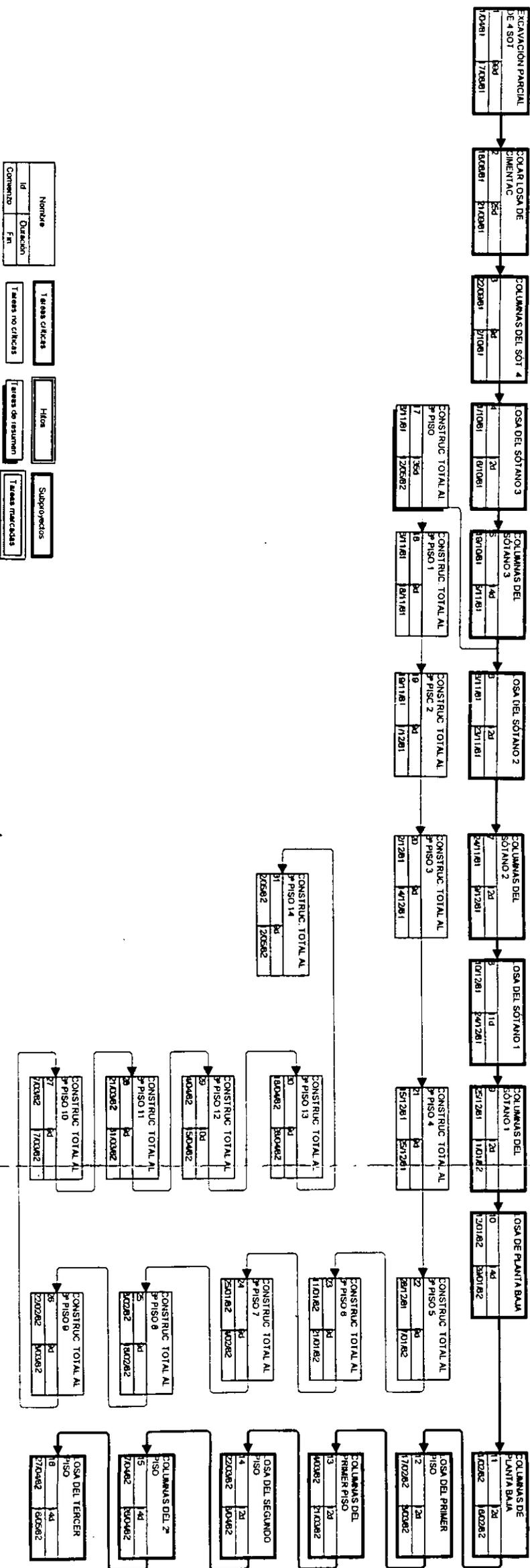


Fig.13 Diagrama Ruta Crítica

Nombre	
Id	Duración
Comienzo	Fin

Tareas críticas

Hilos

Tareas no críticas

Tareas marcadas

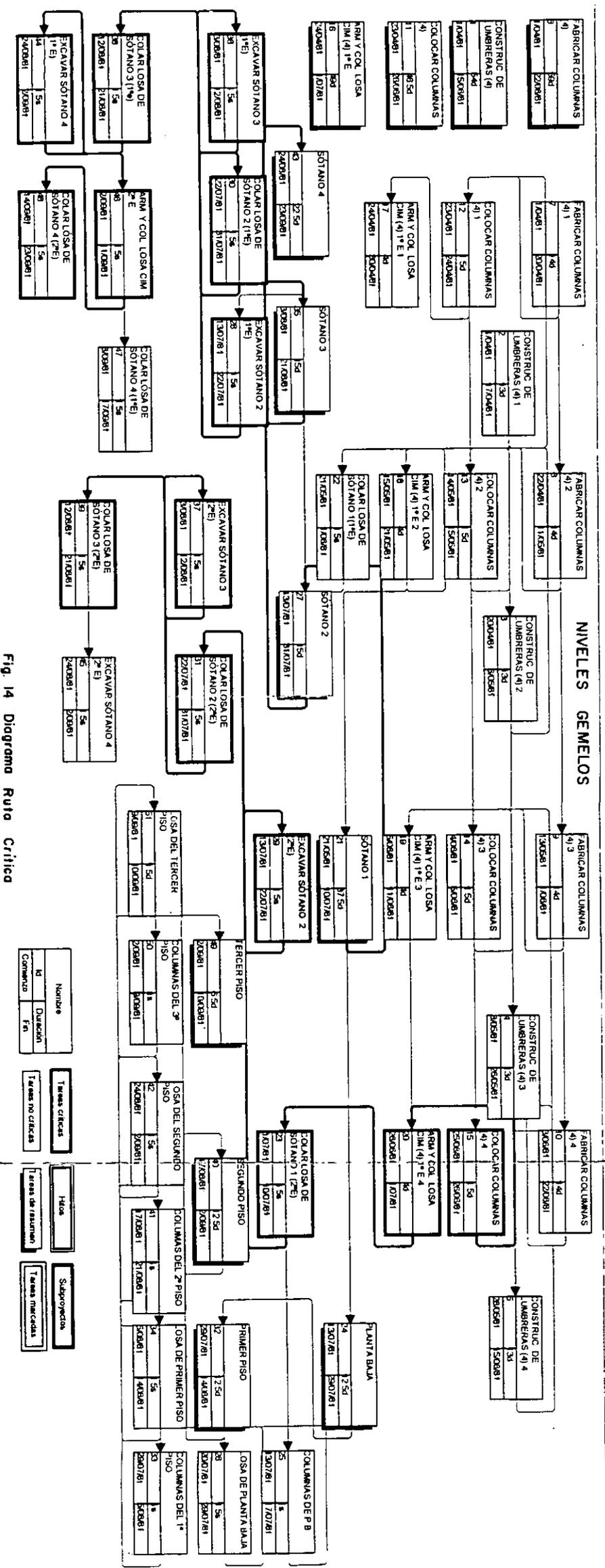


Fig. 14 Diagrama Ruta Crítica

4.7.2 SISTEMA POR NIVELES GEMELOS

El tiempo de ejecución de la construcción por NIVELES GEMELOS es, sin lugar a dudas, el mayor de los beneficios de este sistema de construcción, ya que además de amortiguar el impacto de la inflación, que en México tiene uno de los más altos índices del mundo genera una rentabilidad anticipada del inmueble.

La reducción del tiempo de ejecución del Sistema NIVELES GEMELOS, proviene del desencadenamiento de las actividades: es decir, con este sistema la construcción de la superestructura no depende de la terminación de la subestructura.

En el diagrama de Ruta Crítica (Fig. 14), se muestra como la construcción de la superestructura esta desencadenada de las actividades con mayor duración en la subestructura, que son la excavación y la construcción de losas y sótanos

Para comparar los tiempos estimados de ejecución de obra empleando procedimientos de construcción tradicionales, con los del sistema NIVELES GEMELOS, que es lo que este capítulo pretende, se hace necesario hacerlo con cada uno de los programas anteriormente explicados. Así pues, comparando el programa de Ruta Crítica de ambos sistemas, se observa que NIVELES GEMELOS, tiene mucho menos actividades encadenadas, es decir, actividades que dependen de la anterior, que las que tiene el sistema tradicional.

Debido a que en NIVELES GEMELOS, las actividades de la superestructura dependen solamente de seis de la subestructura.(construcción de lumbreras, fabricación de columnas, colocación de columnas, armar y colar losa de cimentación (zapatas aisladas), colado de losa de sótano 1 y columnas del sótano 1) la fecha de inicio de las actividades de construcción sobre el nivel de banquetas en el 100 % de la planta incluyendo fachadas, ocurre con mucha más anticipación que el sistema tradicional, lo cual redundará lógicamente, en una terminación igualmente anticipada de la construcción de toda la obra.

Ahora bien, si se comparan los programas de barras de ambos sistemas (que aparecen en el capítulo 6 inciso 6.5.1), se podrá apreciar que en los primeros meses del calendario de construcción, el sistema NIVELES GEMELOS realiza un mayor número de actividades que el sistema tradicional, ya que el primero cuenta con dos frentes diferentes de trabajo uno hacia arriba y otro hacia abajo, y como consecuencia, su duración total es considerablemente menor que la del segundo.

CAPÍTULO 5

VENTAJAS Y DESVENTAJAS

5.1 LIMITACIONES Y ALCANCES

5.1 LIMITACIONES Y ALCANCES.

Si bien es cierto que la humanidad ha desarrollado mejores condiciones de vida y ha alcanzado grandes progresos en todas y cada una de las diferentes actividades hasta ahora conocidas, también es cierto que en muchas ocasiones, estos progresos han tenido consecuencias negativas para el hombre y su medio ambiente, sin embargo, al hacer un balance entre los beneficios y los resultados adversos, la balanza se inclina hacia el lado positivo, es decir, hacia las innovaciones, lo que ha dado por resultado que estas sean aceptadas y utilizadas.

Estas innovaciones ven la luz gracias al apoyo y confianza que algunas veces les dan los técnicos, y siempre los inversionistas, que son quienes resultan más afectados por la resistencia al cambio.

De igual forma, el hombre crea y modifica sus sistemas de vida y de trabajo, y a veces se ve obligado a realizar grandes esfuerzos aún con incrementos en los costos, cuando es necesario para obtener así un mejor producto o bien, en un menor tiempo.

El sistema constructivo objeto de este estudio, al igual que la mayoría de las innovaciones, tiene grandes aportaciones en el ámbito de la construcción pero también tiene sus limitaciones, y en virtud de que su aplicación más general es en grandes edificios, demanda del constructor todo su ingenio para superar por ejemplo, el tener que realizar excavaciones bajo techos en espacios muy reducidos, lo cual ha sido logrado con ayuda de equipo de excavación especial, que es pequeño para poder trabajar en estas reducidas alturas conservando un alto rendimiento.

La implantación de este sistema conduce a un incremento de los precios unitarios en algunos conceptos de trabajo, con respecto al precio de los mismos en el sistema tradicional de construcción.

Estos conceptos son la excavación bajo techo y la conexión entre columnas y losas de los niveles de sótanos, sin embargo al evaluar una obra en forma global, la suma de los ahorros en costos directos y de la anticipada rentabilidad producida por NIVELES GEMELOS, resulta mucho mayor que la suma de los sobrecostos llegando estos a ser despreciables.

La principal limitación de NIVELES GEMELOS se halla en edificios de poca profundidad, esto es, edificios con menos de dos sótanos, ya que resultaría antieconómico, debido a que el sobrecosto en la excavación y conexión entre columnas y losas, resultaría mayor que los ahorros generados por la reducción de tiempo de ejecución y por la limitación de las obras para aseguramiento del suelo que por poca profundidad podrían tal vez, eliminarse; sin embargo, para edificios con dos o más sótanos, el sistema resulta muy atractivo, no

importando el tipo de suelo en el que se desee desplantar, ni el estado o tipo de los edificios adyacentes.

El procedimiento se puede implementar desde el principio del diseño o bien, una vez que este ha sido terminado, en cuyo caso, no se hacen modificaciones, sino que NIVELES GEMELOS se adapta respetando totalmente el diseño original. Es más conveniente lo primero, porque para aprovechar las ventajas del procedimiento no se requiere de un tiempo adicional al empleado en el diseño, como sucedería en el segundo caso.

Este sistema es adaptable a cualquier tipo de apoyos profundos, tales como: pilas, pilotes de cualquiera que sea su tipo, aún los excéntricos, respecto a las columnas y contrarribes para dotarlos de control; o bien sin apoyos profundos porque no fueran necesarios, como sucede en los terrenos donde el subsuelo no contiene agua y esta constituido por suelos duros.

Cabe mencionar, dentro de las atribuciones del sistema, que la construcción hacia abajo no tendrá demoras por la lluvia, debido a que se trabaja a cubierto por las propias losas del edificio, lo que constituye otra ventaja, pues no habrá sobrecosto por interrupciones debidas al intemperismo en la construcción de la subestructura.

Otro de los alcances importantes del sistema, es que es aplicable a edificios existentes y en servicio, en los cuales se pueden construir sótanos para estacionamientos de vehículos, y contar así con una mayor área de estacionamiento, sin que por ello tenga que suspenderse el funcionamiento normal del edificio.

Otra limitación del procedimiento es cuando el inversionista no cuenta al inicio de la obra con el capital necesario que es considerable, debido a que en los primeros meses de construcción existen gastos muy fuertes, ya que la construcción se hace en dos frentes simultáneamente: hacia arriba y hacia abajo, en el área total que ocupará el edificio, incluyendo instalaciones y fachadas cuando se desea terminar pronto. Si el inversionista cuenta con todo el dinero para la fase inicial de la obra, lo único que se tiene que hacer es programar los gastos restantes con mayor anticipación, tomando en cuenta que la recuperación también será anticipada. Al reducir en forma importante el tiempo total para la terminación del edificio, el propietario con capacidad económica suficiente para afrontar el arranque de la obra con este procedimiento, es quien más se beneficia pues su proyecto quedará terminado en el mínimo tiempo hasta hoy conocido. Si el inmueble es de gobierno, el beneficio también se logra, al ponerlo en servicio anticipadamente.

El proyecto llamado originalmente "Hotel México Plaza Holiday Inn", es el más importante, en donde NIVELES GEMELOS ha sido aplicado con todo éxito, ahorrando nueve meses del programa de obra original y 5.2 millones de dólares americanos. Comercialmente se preveía una ocupación para el inmueble del 95 % durante todo el año, por lo cual resultaba atractivo para los propietarios el poder terminarlo nueve meses antes de lo previsto inicialmente, cuando se pensaba realizarlo con procedimientos tradicionales, como el de "Trincheras Adenadas"

CAPÍTULO 6

CASO PRÁCTICO

APLICACIÓN DEL SISTEMA "NIVELES GEMELOS" EN LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO.

- 6.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO
- 6.2 MECÁNICA DE SUELOS
 - 6.2.1 ESTUDIO DEL SUELO
 - 6.2.1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
 - 6.2.1.2 GEOLOGÍA DE LA ZONA
 - 6.2.1.3 EXPLORACIÓN Y MUESTREO
 - 6.2.1.4 ENSAYES DE LABORATORIO
 - 6.2.1.5 ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES
 - 6.2.1.6 CIMENTACIONES
 - 6.2.1.7 CÁLCULO PARA LA OBTENCIÓN DEL NÚM. DE PILOTES
 - 6.2.1.8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
 - 6.2.2 FALLA DE FONDO
 - 6.2.3 TABLESTACA Y PILOTES
- 6.3 ESTRUCTURACIÓN
 - 6.3.1 SÍNTESIS DESCRIPTIVA DE LA SUBESTRUCTURA
 - 6.3.2 SÍNTESIS DESCRIPTIVA DE LA SUPERESTRUCTURA
- 6.4 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN
 - 6.4.1 PROCEDIMIENTO GENERAL APLICADO ESPECIFICAMENTE A UN EDIFICIO
 - 6.4.1.1 PILOTES AUXILIARES
 - 6.4.1.2 PARTICULARIDADES DE CONSTRUCCIÓN EN LOS DIFERENTES ALINEAMIENTOS
- 6.5 COMPARATIVO DE PROGRAMAS.
 - 6.5.1 PROGRAMAS DE CONSTRUCCIÓN

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

6.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO

El presente trabajo no sería suficiente al presentar el sistema constructivo NIVELES GEMELOS, si no se complementara con un ejemplo de aplicación; dicho ejemplo debe mostrar de una manera pragmática, sus alcances y limitaciones, para así poder obtener conclusiones fehacientes en la comparación de sistemas.

Con el fin de obtener una mayor objetividad y veracidad en los resultados, hemos tomado un ejemplo real, "HOTEL DE MÉXICO PLAZA HOLIDAY INN", donde el procedimiento fue aplicado y se obtuvieron buenos resultados: en el programa general de la obra ahorrándose nueve meses respecto del tiempo original programado en 36 meses y \$5.200,000.00 dólares americanos aproximadamente del monto total del proyecto.

El "Hotel México Plaza Holiday Inn", se encuentra ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México, en la esquina del Paseo de la Reforma y la calle de Rosales; tiene aproximadamente 84,000 m² de área construida y una altura de 147 m. que incluye 38 niveles para alojar 840 habitaciones y una "suite" presidencial. En sus primeros niveles cuenta con salones de recepción y de conferencias, bares, "discoteques", alberca, etc., además de un helipuerto en su azotea.

Este proyecto consiste en una torre central con una altura total equivalente a 42 niveles, de los cuales 4 son subterráneos, con una profundidad total de desplante de 14.50 m con respecto al nivel de banqueta. El área total de construcción en la torre es de 40,000 m². Aunados a la misma; se tiene la zona de cuerpos bajos de 7 niveles de altura, también con 4 subterráneos para estacionamiento de vehículos, y con un área total de construcción de 44,000 m².

Para tener una mejor idea de la magnitud de esta obra, se presenta el siguiente cuadro de datos generales:

Superficie del terreno	4,820.00	m ²
Área total construida	84,820.04	m ²
Área de losas	78,152.21	m ²
Área Útil	73,615.17	m ²
Número de pilotes	625	Piezas
Profundidad de hincado de pilotes	51.00	m
Nivel de excavación (respecto al nivel de banqueteta)	-15.00	m
Nivel de desplante (respecto al nivel de banqueteta)	-14.50	m
Volumen de concreto	51,085.00	m ³
Acero en placa	3,779.63	ton
Acero de refuerzo	2,885.00	ton
Cimbra	95,645.00	m ²
Altura del edificio(Sobre nivel banqueteta)	147.30	m
Altura total	163.81	m

La construcción de este hotel se inicio en 1981, y aunque el sistema NIVELES GEMELOS logró un gran ahorro de tiempo en la construcción de los primeros niveles, los trabajos fueron suspendidos en dos ocasiones primero a raíz de los problemas económicos y de las decisiones políticas que se tomaron en el país en 1982 y posteriormente con motivo de los sismos de 1985. Actualmente, es uno de los edificios más altos en la Ciudad de México.

Algunos otros datos importantes de este proyecto, desde el punto de vista constructivo, son las dimensiones de las lumbreras, para el sembrado de las 16 columnas en la zona de torre, que fueron de 5.50 m x 5.50 m y 15.00 m de profundidad. Las columnas fueron prefabricadas con sección cuadrada de 1.50 m X 1.50 m y 9.755 m de altura, con un peso aproximado de 50 ton cada una.

A continuación se presenta un croquis de localización y un corte esquemático del proyecto Figs. 15 y 16 respectivamente, para dar una idea de las características del mismo.

Este proyecto en un principio, se pensó en construirlo con el sistema tradicional de trincheras ademasadas, pero después de haberse iniciado la etapa de hincado de pilotes y colocación de tablestaca; se realizó un profundo análisis de costo-beneficio, generado por los conflictos de aquel sistema y el tiempo excesivo que duraría la obra en plena "espiral inflacionaria", se observó que resultaba muy conveniente poder terminarlo antes del tiempo estimado inicialmente (36 meses), si se cambiara el procedimiento constructivo, por lo que se optó por implementar NIVELES GEMELOS, adaptándolo al proyecto original, lo que se tradujo en 9 meses de ahorro en tiempo y U.S.\$ 5.200,000.00 en costo.

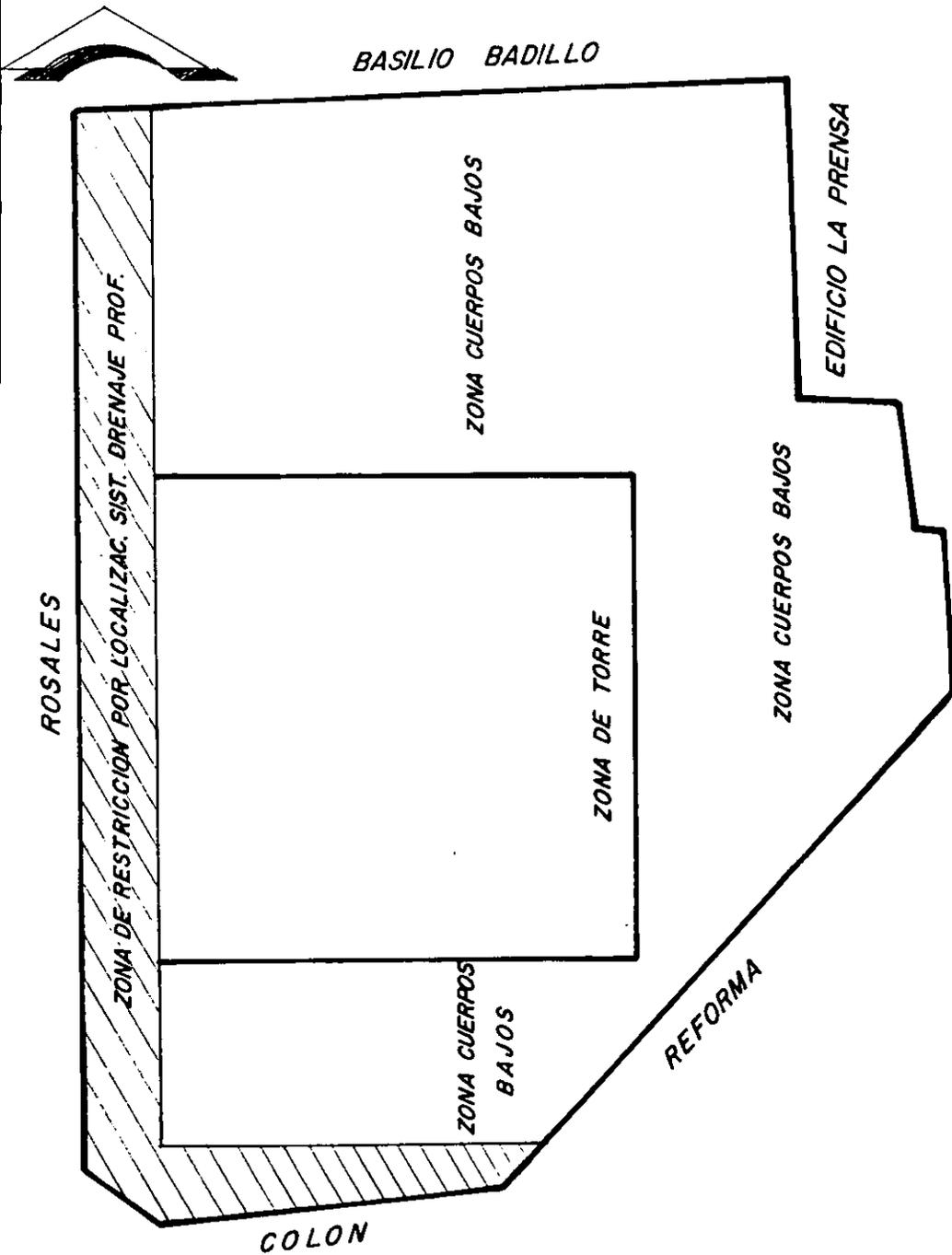
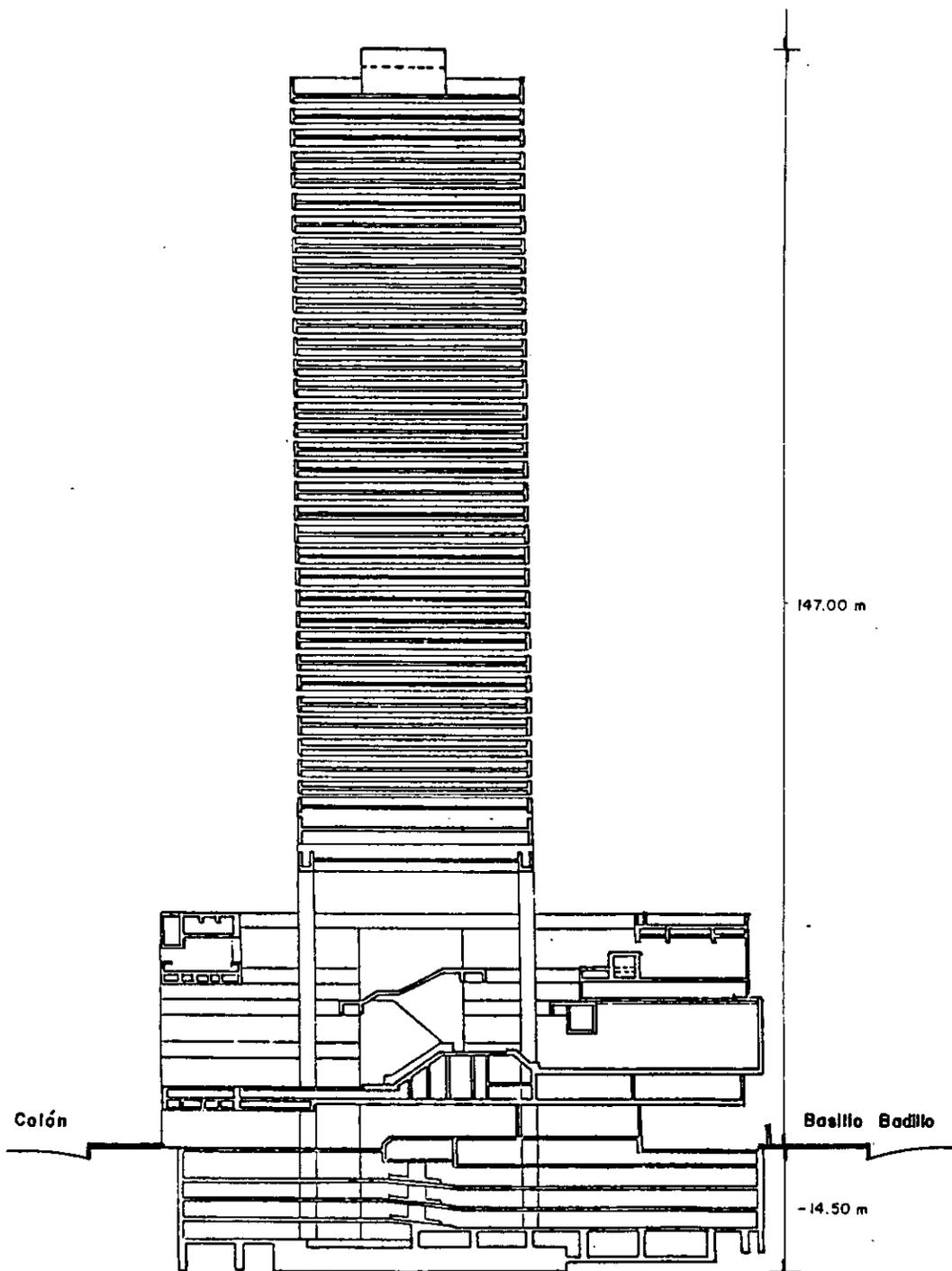


Fig. 15 Croquis de Localización



Colón

147.00 m

Basilio Badiño

-14.50 m

Fig. 16 Corte Esquemático

El Hotel México Plaza Holiday Inn, requirió de 625 pilotes de punta desplantados a 51 m de profundidad, a partir del nivel de banquetta, apoyados en la segunda capa dura del subsuelo (depósitos profundos).

La losa de cimentación en la zona de torre, formada por una placa maciza de 2 m de espesor se apoyaría sobre un tapete de pilotes separados 1.80 m centro a centro en ambas direcciones, por tratarse de pilotes cabezones de 0.60 m de diámetro.

En este proyecto se contemplan 4 sótanos para estacionamiento de automóviles, una cisterna de 1.00 m de altura para almacenamiento de agua potable y finalmente la losa de fondo de 2.00 m de espesor.

Si la velocidad de avance de construcción fuera de 2 niveles de superestructura por cada nivel de subestructura, en el momento de cerrar la cimentación, la altura del edificio a partir del nivel de banquetta sería igual a la de 8 niveles.

6.2 MECÁNICA DE SUELOS

6.2.1 ESTUDIO DEL SUELO

6.2.1.1 Descripción del proyecto.

En la manzana formada por las calles de Reforma, Rosales, Colón y Basilio Badillo ubicada en la "Zona del Lago" en la ciudad de México D.F., se proyecta construir un edificio destinado al "Hotel México Plaza Holiday Inn", con una altura total de 147 mts equivalente a 42 niveles de los cuales 4 son subterráneos, con una profundidad de desplante de 14.50 m respecto del nivel de banqueta. El área total de construcción en la torre principal es de 40,000 m², circundada por estructuras de menor altura (7 niveles) llamados cuerpos bajos que también tienen 4 niveles subterráneos para estacionar automóviles con un área de 44,000 m² de construcción.

El destino de la estructura en sus diferentes niveles será la propia de un hotel de lujo, para alojar 840 habitaciones, suites, bares, salones, alberca, helipuerto, etc.

Las columnas en la envolvente de la torre se ubican según el arreglo mostrado en la fig. 17 y su sección transversal es cuadrada de 1.5 m X 1.5 m.

En la parte central de la torre está el núcleo de servicios que comprende del eje C' al D' y en dirección perpendicular del eje 4' al 5'. Sus esquinas distan 13.5 m entre ellas, y cada una será considerada como si fuera una columna en forma de escuadra.

6.2.1.2 Geología de la Zona.

Según la carta de zonificación geotécnica de la ciudad de México, el predio en estudio se localiza en la zona tipo III de formación Clástica Aluvial, con un espesor de más o menos 500 m acumulada en el Pleistoceno Superior, como resultado de la actividad tectónica y volcánica ocurrida en el valle y constituida de materiales granulares aluviales y depósitos superficiales de formación lacustre, principalmente arcillosos con intercalaciones delgadas de pómez, arena negra y vidrio volcánico. También podemos encontrar a una profundidad variable una formación de arenas finas y medias en estado compacto que es considerada como primera capa dura, a la profundidad de 36 m respecto del nivel de banqueta en términos generales.

BASILIO BADILLO

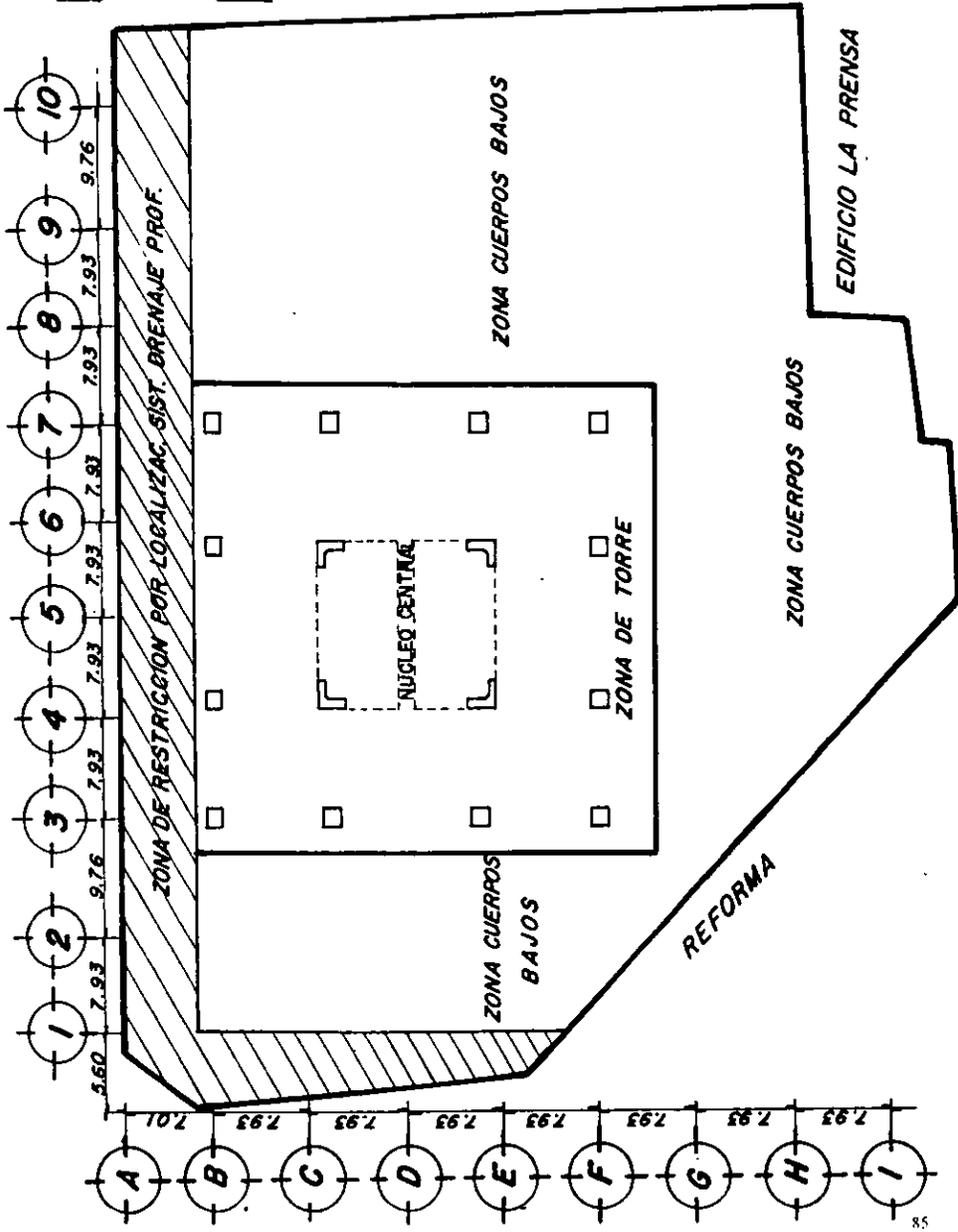


Fig. 17 LOCALIZACION DE COLUMNAS EN ZONA DE TORRE

6.2.1.3 Exploración y Muestreo del subsuelo.

Dada la magnitud del proyecto se tuvo la imperiosa necesidad de conocer la estratigrafía y propiedades índice, mecánicas e hidráulicas del subsuelo en el sitio, que se verá afectado por la excesiva carga que transmitirá el edificio, para lo cual se realizaron dos sondeos mixtos con obtención de muestras alteradas e inalteradas, llegando hasta una profundidad de 60.05 m, determinándose con ellos espesores y propiedades de los estratos encontrados.

El nivel de aguas freáticas (N.A.F.) fue detectado en ambos sondeos a una profundidad de 2.00 m con respecto al nivel natural del terreno.

6.2.1.4 Ensayes de Laboratorio.

A todas las muestras obtenidas, se les clasificó según los procedimientos manuales y visuales del SUCS, (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), así mismo, se les determinó su contenido de agua, límites de consistencia (LL-Líquido, LP-Plástico), densidad de sólidos, peso volumétrico y relación de vacíos.

A las muestras inalteradas, formadas por suelos finos plásticos se les realizaron pruebas especiales para definir sus propiedades mecánicas, tales como la del torcómetro, ensayos de compresión simple y de pruebas en cámara triaxial. En la fig. 18 se aprecia la estratigrafía y propiedades obtenidas.

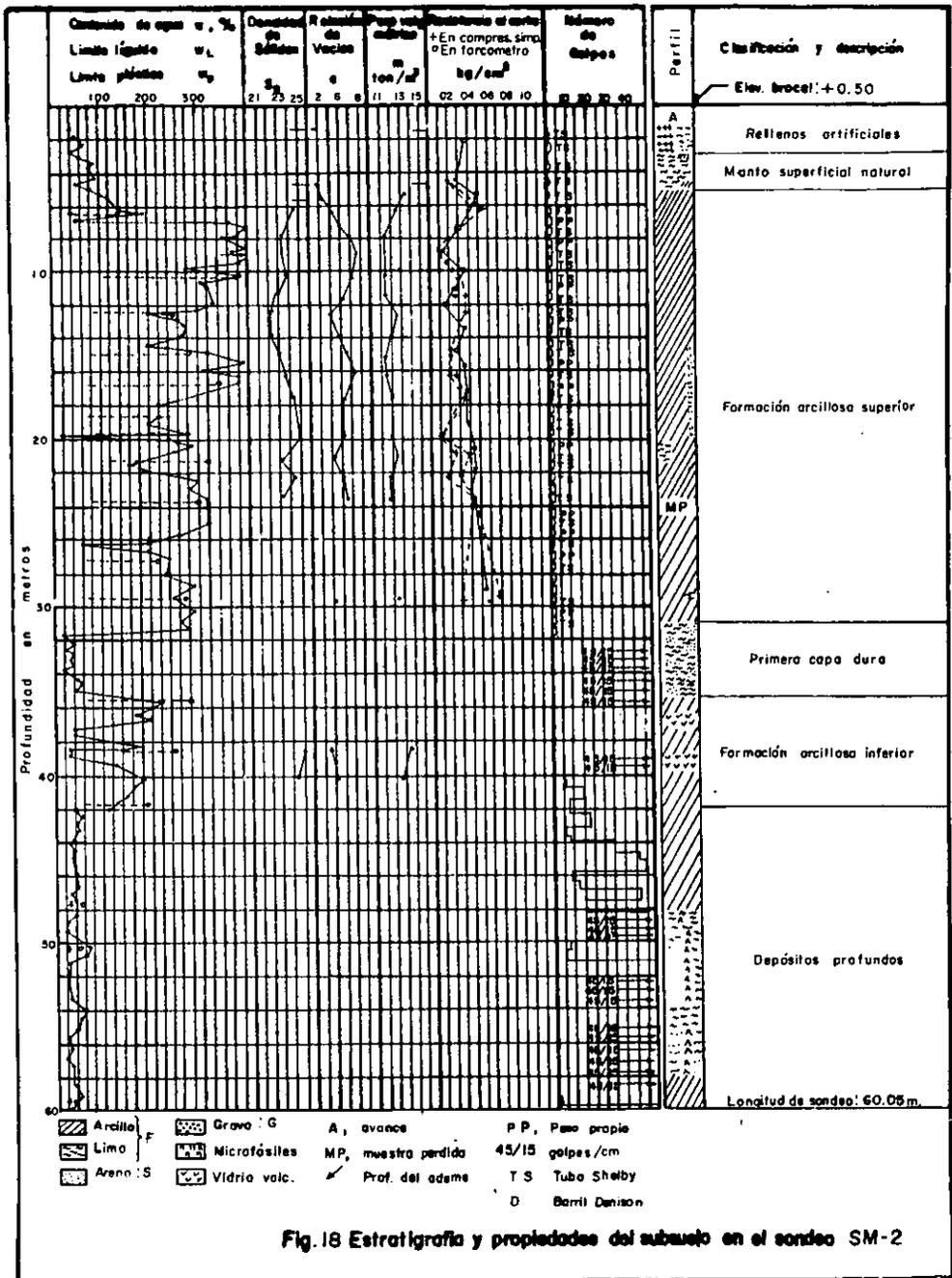


Fig. 18 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-2

6.2.1.5 Estratigrafía y Propiedades.

El subsuelo se encuentra afectado por construcciones pesadas y por un bombeo intenso y prolongado. Ello se confirma mediante la secuencia estratigráfica que a continuación se detalla (las profundidades se tomaron a partir del nivel de banqueta).

Rellenos Artificiales

De 0.0 a 2.5 m, se encontró una capa formada por materiales de desperdicio de construcción. Inferiormente y hasta 6.0 m, apareció un limo café obscuro (MH) de blando a firme (N de 2 a 10 golpes) con contenido natural de agua (W) de 90 % cuya resistencia al corte determinada con un torcómetro dio una cohesión, $c = 3.0 \text{ ton/m}^2$; los ensayos de compresión simple muestran una cohesión, $c = 2.0 \text{ ton/m}^2$ y un ángulo de fricción interna, $\phi = 28^\circ 30'$. A la profundidad de 3.0 m se interceptó un estrato de 0.4 m de espesor de arcilla de alta plasticidad (CH).

Formación Arcillosa Superior.

Entre 6.0 y 31.5 m se muestreó una arcilla gris verdosa de alta plasticidad (CH), muy blanda y de consistencia relativa, definida por su contenido de agua (W) de 270 % y los límites de plasticidad: líquido (LL) y plástico (LP), menor de cien, que indica que se trata de suelos normalmente consolidados de baja resistencia al corte y alta compresibilidad. Respecto a la resistencia al corte, medida con torcómetro, da una cohesión media $c = 3.5 \text{ ton/m}^2$, en compresión simple hasta de $c = 7.0 \text{ ton/m}^2$. Respecto a la compresibilidad, el módulo de variación volumétrica (mv), resulta ser de $0.11 \text{ cm}^2/\text{kg}$ para las presiones efectiva y de sobrecarga a que estará sujeto este suelo. Intercalados a la profundidad de 20.0 m se encuentran pequeños estratos de 1.5 m de espesor de limo de alta compresibilidad (MH).

Primera Capa Dura.

Subyaciendo a la formación anterior y en un espesor de 4.0 m, se encontró arena limosa muy compacta (N mayor de 45 golpes) de $W = 50 \%$. La resistencia a la penetración es alta, es decir los suelos granulares se encuentran en estado compacto a muy compacto y los suelos cohesivos son de consistencia dura.

Formación Arcillosa Inferior.

De 35.5 a 42.0 m se muestreó arcilla verdosa de alta plasticidad (CH) de muy blanda a firme (N de 0 a 15 golpes), con lentes compactos de vidrio volcánico y suelos limosos interstratificados con la arcilla, de consistencia relativa nula, que indica que también se trata de un suelo normalmente consolidado, compresible; y contenido de agua $W = 170\%$. Su resistencia al corte medida con torcómetro se obtiene de una cohesión variando de 6.0 a 6.5 ton/m^2 hablando de su compresibilidad su m_v (modulo de variación volumétrica) es de 0.03 cm^2/kg .

Depósitos Profundos.

Finalmente y hasta 60.05 m se encontró limo arenoso de baja compresibilidad (ML), con contenido de agua de 30 %, de resistencia al corte definida con torcómetro variando entre 5.0 y 9.0 ton/m^2 y con ensayos de compresión triaxial consolidada rápida de $c = 11 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 27^\circ$. Dicho suelo descansa en arena limosa muy compacta (N mayor de 60 golpes) y contenido natural de agua de 20 %.

El efecto del bombeo en esta zona ha originado un cambio importante de los esfuerzos en el subsuelo. Dicho bombeo intenso y prolongado ha provocado que el descenso de la ciudad de México en este sitio sea del orden de 8 cm/año según estadísticas.

6.2.1.6 Cimentaciones

En función de las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo encontrado en el predio y de las características e importancia del proyecto a ejecutar se considera que una cimentación a base de pilotes de punta garantizará un comportamiento satisfactorio de la estructura.

El cajón rígido que alojará a los sótanos de estacionamiento será construido a base de muros y losas de concreto reforzado y se desplantará a una profundidad de 14.50 m y los pilotes a 51 m, medidas consideradas respecto al nivel de banqueta.

El número de pilotes será el especificado en el presente estudio de mecánica de suelos (625 piezas), localizándolos de acuerdo a la magnitud de las descargas de la superestructura, tomando en consideración las excentricidades de estas y los momentos de volteo originados.

Dado que la fricción negativa es responsable de una reducción considerable de la capacidad de carga en pilotes apoyados en un estrato resistente, se restará la capacidad de carga por adherencia a estos.

6.2.1.7 Cálculo para la obtención del Número de pilotes

$$Q = Q_p + Q_f$$

Q = capacidad de carga total de pilote

Q_p = capacidad de carga total por punta

Q_f = capacidad de carga por fricción

$$Q_p = q_p A_p$$

q_p = capacidad unitaria de carga

A_p = área en punta

$$q_p = \gamma D_r N'_q$$

γ = peso volumétrico del suelo

D_r = profundidad de desplante

N'_q = factor de capacidad de carga

N = número de golpes

Entrando a la gráfica que correlaciona los números de golpes para 30 cm. de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas obtenemos este último igual a $35^\circ 40'$, igualmente al consultar la gráfica de Meyerhof que a su vez relaciona en ángulo de fricción interna con los factores de capacidad de carga observamos un $N'_q = 80$

$$q_p = 1.3 \times 50.8 \times 80$$

$$q_p = 5,283.2 \text{ ton/m}^2$$

Tomando como opción un pilote de sección transversal octagonal variable (de tipo cabezón):

$$A_p = \frac{Pa}{2}$$

P = perímetro del octágono

a = apotema

si el diámetro del círculo que contiene el octágono en la punta es igual a 0.60 m

$$a = \cos 22.5^\circ (0.30)$$

$$90^\circ / 4 = 22.5^\circ$$

$$a = 0.277$$

l = lado del octágono

$$l = (\sin 22.5^\circ) \times 0.30 \times 2$$

$$l = 0.23$$

$$A_p = (8 \times 0.23 \times 0.277) / 2$$

$$A_p = 0.255 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 5,283.2 \times 0.255$$

$$Q_p = 1,347.21$$

$$Q_r/F.S. = \frac{1,347.21}{3}$$

$$Q_r = 449.07$$

$Q_r = P_{fuste} \times D_r \times c$ En el fuste tenemos un círculo de 0.49 m de diámetro que contiene al octágono

$$Q_r = 1.5 \times 35 \times 2.3$$

$$Q_r = 120.75 \text{ ton}$$

$$Q = 449.07 - 120.75$$

$$Q = 328.3$$

Descargas:

$$w = 46.0 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{área} = 4,460 \text{ m}^2$$

$$W = 46.0 \times 4,460$$

$$W = 218,960 \text{ ton}$$

$$N^\circ \text{ pilotes} = \frac{218,960}{328.3}$$

$$N^\circ \text{ Pilotes} = 624.8 = 625 \text{ piezas}$$

6.2.1.8 Conclusiones y recomendaciones

- Los pilotes se fabricarán en dos tramos con uniones de campo.
- El hincado de pilotes se hará con perforación previa de mayor diámetro que el del pilote con extracción de material y estabilizando con lodo bentonítico, con lo cual se tendrán ventajas tales como: La disminución de expansiones, variación al mínimo de las condiciones actuales del subsuelo y garantizar la verticalidad del hincado de pilotes, con tolerancias de desviación no mayor del 1.5 % de su longitud.
- La punta de los pilotes se hincará con golpes hasta una profundidad de 2.5 m a 3.0 m de empotre en la segunda capa dura (depósitos profundos)
- La perforación e hincado de pilotes deberá ser alternado con el fin de evitar daño o desplazamiento a otros ya hincados.
- La separación mínima entre centros de pilotes será de tres veces el diámetro o lado de los mismos.
- El anclaje de pilotes en la superestructura se hará con la longitud requerida en el acero.
- Con objeto de verificar la capacidad de carga recomendada, son indispensables la realización de dos pruebas de carga en pilotes con 1.5 veces el valor de la carga de diseño.

- El nivel de aguas freáticas (NAF) se deberá abatir y controlar cuando menos 1 metro por debajo del fondo de cada nivel de excavación usando un sistema adecuado, para poder trabajar en seco y disminuir las expansiones del suelo.

6.2.2 FALLA DE FONDO

En base al planteamiento hecho en el capítulo 2 párrafo 2.1.2. en este proyecto dada su profundidad (15 m bajo el nivel de banqueteta) se debió hacer una excavación en la zona de torre de profundidad igual a 2.74 m en el lado norte y 4.02 m en el lado sur que redujera el valor para D_f de la ecuación modificada del Dr. L. Zeevaert para el factor de seguridad por falla de fondo en excavaciones por debajo del N.A.F. y dimensionarlas de tal forma, que el factor de seguridad no fuera menor a 1.25 (ver fig. 19) protegiendo por otros medios el fondo de las excavaciones, ya que universalmente este factor suele ser 1.5.

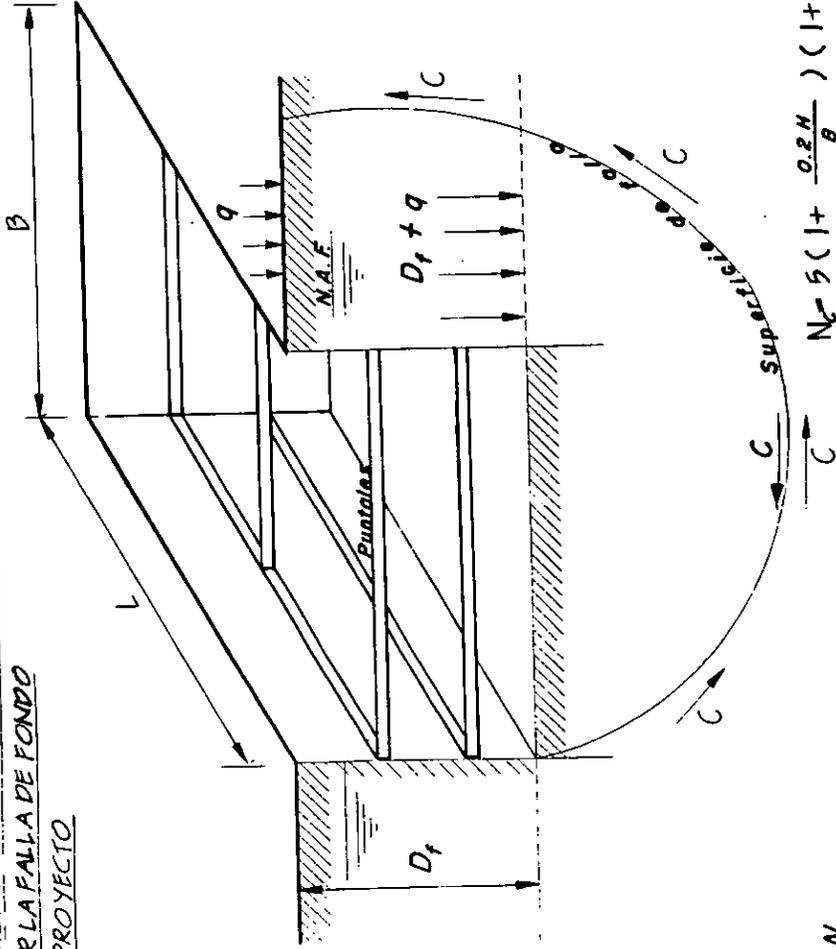
6.2.3 TABLESTACA Y PILOTES

En este caso particular la tablestaca resultó de 17 m de longitud efectiva, 60 cm de ancho y 40 cm de espesor, tipo machihembrada.

Los pilotes son "cabezones" de 60 cm de diámetro en la punta y 40 cm de diámetro en el fuste, sección octogonal. Ver fig. 20.

La ubicación de la tablestaca exterior en los alineamientos y colindancias, así como la interior que delimita el área de la torre se ilustra en la fig. 21. La distribución que guardó la colocación de los pilotes también se indica en esta misma figura.

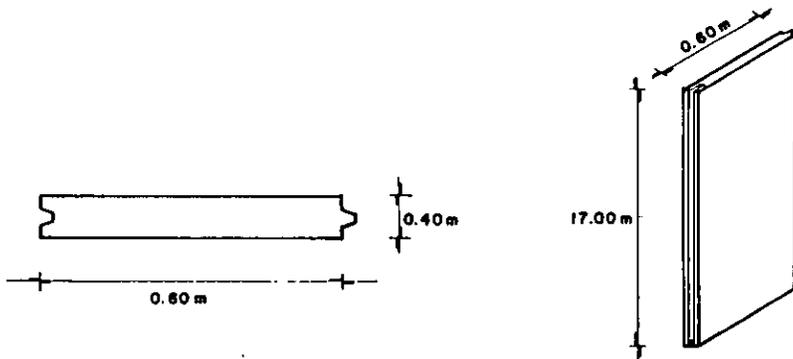
DETERMINACION DEL FACTOR DE SEGURIDAD MINIMO
PARA EVITAR LA FALLA DE FONDO
EN ESTE PROYECTO



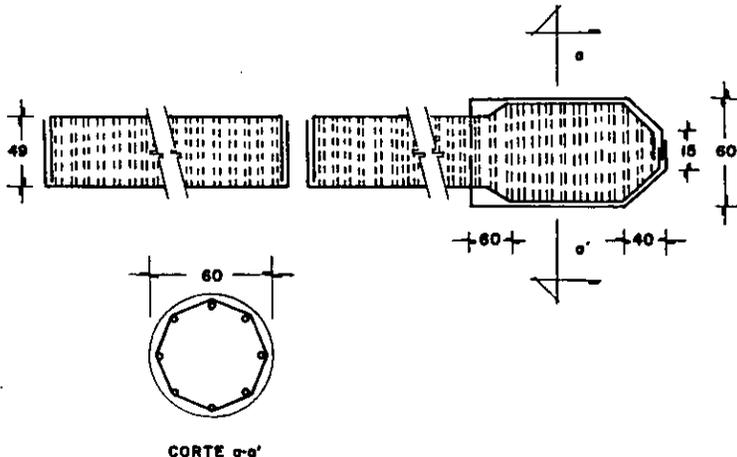
3 $F.S. = \frac{C}{\gamma H} N$
 $F.S. \text{ min} = 1.25$

$N = 5 \left(1 + \frac{0.2H}{\theta} \right) \left(1 + \frac{0.2\theta}{L} \right)$

Fig. 19



TABLESTACA



PILOTE TIPO

Fig. 20 Esquema que ilustra la sección transversal y vista lateral de una pieza del tablestacado así como sección longitudinal y transversal de pilote tipo

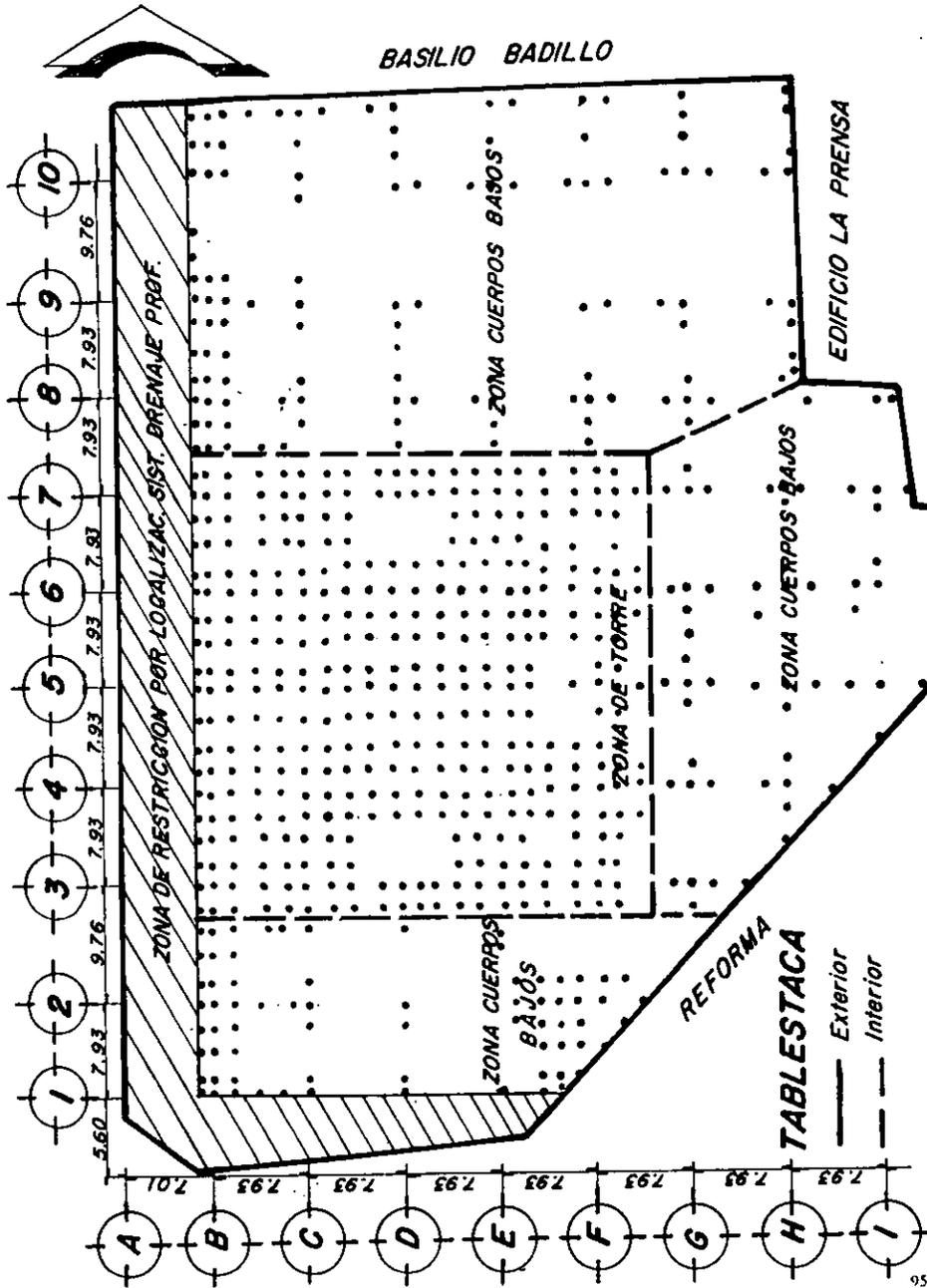


FIG. 21 LOCALIZACION DE PILOTES Y TABLESTACA

6.3

ESTRUCTURACIÓN

Dada la importancia y magnitud del proyecto Hotel México Plaza Holiday Inn, se tuvo la problemática principal de conjuntar un diseño estructural eficiente considerando, aspectos igualmente importantes, como son la economía y la facilidad de construcción y no concretarse a determinar una estructura con secciones estructurales, que tuviera la capacidad de resistir niveles de esfuerzos seguros.

Edificio de 147 m de altura a partir del nivel de banqueta, cuya estructuración fue solucionada a base de losas reticulares como sistemas de piso o diafragmas, traveses y columnas de concreto reforzado combinados con perfiles de acero (estructura híbrida) formando marcos rígidos en dos direcciones ortogonales, considerando el 100 % de muros de relleno o divisorios, es decir no son estructurales, por no contribuir en resistencia y rigidez al comportamiento general de la estructura.

El análisis y diseño estructural de este proyecto fue posible, gracias a la existencia de un software para computadora que idealiza la estructura en el espacio, con sus propiedades de geometría, secciones, materiales, ubicación, uso y solicitaciones de carga y que al finalizar su ejecución arrojan resultado de elementos mecánicos, con los cuales es posible diseñar.

Para el análisis de la estructura emplea el método matricial de rigideces y toma en consideración los lineamientos establecidos actualmente en el Reglamento de construcciones para el D.F. (R.C.D.F.), las normas técnicas complementarias (N.T.C.) y para el análisis sísmico dinámico se obtienen las frecuencias de vibración resolviendo el sistema de ecuaciones de equilibrio dinámico, planteadas para vibraciones libres no amortiguadas, empleando el método de Jacobi. De las frecuencias así calculadas, se obtiene los periodos y modos de vibración.

a) Clasificación de la estructura por ubicación.

La clasificación de las estructuras según su ubicación es de suma importancia, dado que mediante ella se asignan valores para los coeficientes sísmicos, en función del tipo de suelo y a la respuesta que presenta este a los movimientos sísmicos.

Por tales efectos se verificaron los requisitos de la sección 2.2 de las N.T.C. para así definir si se trata de una construcción ligera mediana o pesada.

Características de la estructura.

- 1.-Peso unitario medio de la estructura, $46 \text{ ton/m}^2 > 5.0 \text{ ton/m}^2$
- 2.-Perímetro $281.96 \text{ m} > 120 \text{ m}$ en la zona III.
- 3.-Se considera que la profundidad de desplante de la cimentación será de $14.5 \text{ m} > 2.5 \text{ m}$

De acuerdo a las características anteriores esta estructura pertenece al grupo de estructuras pesadas, punto B del inciso 2.2 de las N.T.C de cimentaciones, ya que se cumplen los tres requisitos anteriores.

Basándose en el artículo 219 del R.C.D.F. para clasificar este tipo de estructuras es necesario efectuar estudios de mecánica de suelos.

Las investigaciones realizadas nos permiten ubicar el desplante de este proyecto en la zona geotécnica III.

b) Clasificación por uso.

Esta clasificación queda contemplada en el Art. 174 del R.C.D.F. y se realiza tomando en consideración la importancia de las estructuras en términos de lo que ordinariamente significan para la sociedad, lo importante en sus funciones que desempeñan ante una emergencia y la magnitud de daños a personas o servicios públicos que pudiera ocasionar su falla.

Para el caso que nos ocupa, se recomienda que el edificio se clasifique como perteneciente al grupo A y cuya falla estructural puede ocasionar la pérdida de un número elevado de vidas y pérdidas económicas excepcionalmente altas.

c) Coeficiente sísmico

Para las construcciones clasificadas dentro del grupo A y desplantadas en zona III, el coeficiente sísmico, según el Art. 206 del R.C.D.F., es

$$c = 1.5 \times 0.4 = 0.6$$

d) Factor de comportamiento sísmico.

Fue posible considerar, en este caso, que la estructuración, los materiales y los detalles constructivos empleados, permitieron asignar un factor de comportamiento sísmico $Q = 2.0$ en las dos direcciones ortogonales, ya que dicha estructuración en ambas direcciones es similar.

Debe indicarse finalmente, que habiéndose iniciado la construcción de este edificio en 1981, con una versión del R.C.D.F. anterior a la actual, fue necesario reforzar la estructura que se tenía construída hasta antes de los sismos de Septiembre de 1985, para que el edificio cumpliera con la normatividad actual, como se ha comentado en los párrafos que anteceden.

6.3.1 SINTESIS DESCRIPTIVA DE LA SUBESTRUCTURA

Se trata de una estructura reticular de concreto reforzado apoyada sobre 625 pilotes de punta integrada por una losa de cimentación de 2 m de espesor en el área de la torre y de 0.50 m en el resto. Por los ejes de columnas corren contratabes en cuyos cruces se desplantan las columnas de diversas secciones transversales siendo las de mayor sección las de la envolvente de la torre, de 1.50 m X 1.50 m. En el perímetro hay un muro de contención estructurado con las columnas perimetrales. A partir del nivel superior de la losa de cimentación se tiene una secuencia de losas reticulares (de casetón recuperable de fibra de vidrio) y columnas, que integran cuatro sótanos para estacionamiento de vehículos y una cisterna para almacenar agua potable, conjunto estructural denominado, subestructura.

Se considera subestructura, la comprendida de la losa de cimentación a la losa del lobby, y superestructura, de ésta al helipuerto.

6.3.2. SINTESIS DESCRIPTIVA DE LA SUPERESTRUCTURA

Se trata de una estructura reticular de concreto reforzado, monolítica, sin juntas constructivas entre la torre y los cuerpos bajos que la rodean, y del lobby al "nivel transfer", a partir del cual, el núcleo central de servicios en la parte central de la torre, sigue siendo de concreto reforzado, colado con cimbra deslizante, mientras que las 12 columnas de la envolvente cambian a columnas metálicas, ancladas mecánicamente en sus respectivos pedestales, hasta el nivel de azotea.

6.4 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

6.4.1 PROCEDIMIENTO GENERAL APLICADO ESPECÍFICAMENTE AL HOTEL "MÉXICO PLAZA HOLIDAY INN".

Con objeto de asegurar la estabilidad del suelo en el perímetro del edificio dada la importancia vial de las avenidas que lo circundan y la presencia del edificio adyacente propiedad del periódico "La Prensa", se inició la obra con la actividad de tablestacado y piloteo. Para aislar el área del predio que sería construida en su totalidad se hincó una tablestaca en todo el perímetro exterior del predio (alineamientos oficiales) y una interior que delimitó el área de la torre, se resolvió en concreto reforzado con las dimensiones indicadas en el párrafo 6.2.3., cada pieza se alojó en una perforación previa para garantizar su verticalidad.

Para soportar la carga gravitacional del edificio, el efecto del sismo y de la fricción negativa, fue necesario apoyar los pilotes en la segunda capa dura (depósitos profundos) que garantiza la inmovilidad de las puntas de los pilotes, dada su resistencia y espesor.

Los pilotes diseñados fueron del tipo "cabezón" de 60 cm de diámetro en la punta y 40 cm de diámetro en el fuste. Para garantizar su apoyo en la cota de diseño desplantados a 51 m de profundidad respecto del nivel de banqueta, se realizó una perforación previa que atravesó no solamente la primera capa dura a 36 m de profundidad, si no que además proporcionó el empotre de 3 m en la 2ª capa dura (Fig. 21-a). El número total de pilotes fue de 625.

Del grupo de pilotes hincados se tomaron dos para someterlos a carga de prueba de 300 ton, la que pasaron satisfactoriamente, fijándose como carga de trabajo la de 200 ton/pilote.

- Antes de iniciar la excavación de lumbreras para sembrar las columnas definitivas de proyecto, de concreto reforzado y sección transversal cuadrada de 1.50 m X 1.50 m, se realizó una excavación general en toda el área de la torre confinada por la tablestaca interior con una profundidad de 2.74 m en el lado norte y 4.02 m en el lado sur, que tuvo por objeto reducir la altura del suelo a considerar, en la revisión del factor de seguridad contra falla de fondo.

Después se procedió a mejorar el suelo para facilitar los trabajos en ese nivel, que correspondía al lecho bajo de la losa del sótano 1, y simultáneamente a excavar las lumbreras en secuencia de "cuatrapeo" y también a instrumentar el suelo con piezómetros, inclinómetros y bancos de nivel, con objeto de conocer el comportamiento del suelo durante la etapa de construcción así como a prefabricar las columnas de la torre.

CORTE ESQUEMATICO
DEL EDIFICIO y SUBSUELO

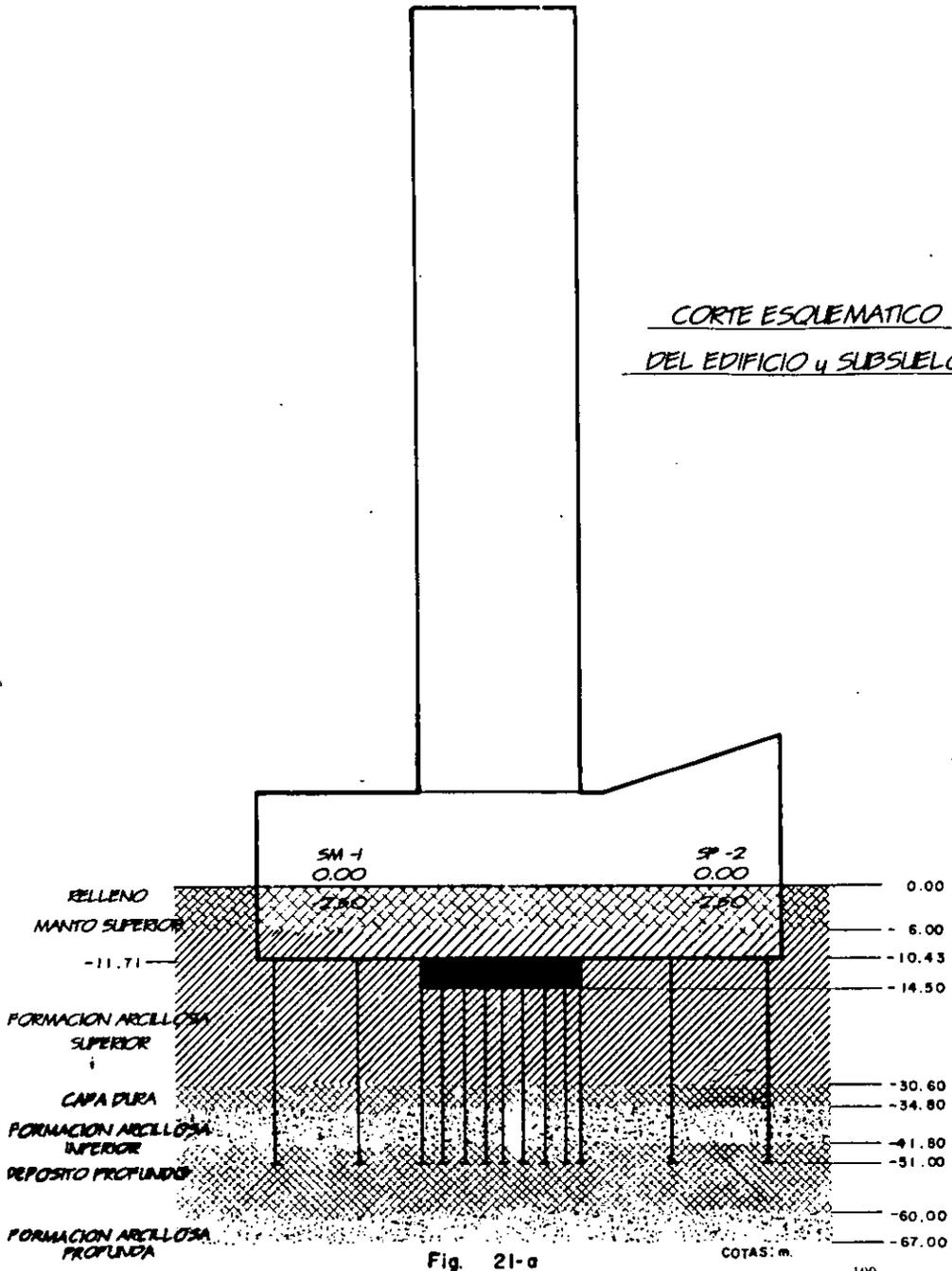


Fig. 21-a

en el área del cuerpo bajo del lado norte (calle Basilio Badillo), que no se atacaría por lo pronto sino hasta que la torre tuviera alguna altura.

La zona que se trabajó inicialmente fue la de la torre, porque además de marcar la ruta crítica; en el resto del área correspondiente a los cuerpos bajos se instalaron diversos talleres como son:

La prefabricación de columnas, la fabricación de troqueles metálicos, las áreas de recepción de materiales, y la de habilitado de acero de refuerzo con sus respectivas áreas de circulación.

Las lumbreras de la zona de torre resultaron ser 16 en total: 12 correspondientes a la envolvente y 4 de las esquinas del núcleo central de servicios, abstracción que fue necesario hacer para aplicar el sistema en el 100 % del área de la torre y no caer en el sistema tradicional ya eliminado, debido a la presencia de muros en ese núcleo, según proyecto.

Las dimensiones de la sección transversal cuadrada de cada lumbrera resultaron ser de 5.50 m X 5.50 m para abarcar 9 pilotes en cada una, ya que la distancia centro a centro de 1.80 m entre ellos en dos direcciones ortogonales; número de pilotes que multiplicado por 200 ton de capacidad de carga de trabajo, dio una reacción disponible de 1,800 ton en cada área de losa de cimentación en forma de zapata aislada, de igual dimensión que el de la lumbrera, suficiente para satisfacer la sollicitación de carga hasta antes de completar la totalidad de la losa de cimentación de 2 m de espesor, correspondiente al área de desplante de la torre.

Previamente a la excavación de las lumbreras, se reforzó su brocal con una cadena de concreto armado de 1 m de altura y 40 cm de espesor, que tuvo por objeto evitar su colapso, cuando posteriormente circularan en su vecindad, las grúas con cargas importantes para el trabajo de maniobras y sembrado de columnas prefabricadas.

- Se realizó la excavación mecanizada de las lumbreras, ademándolas con tablonces de madera horizontal apoyados en viguetas metálicas I de 4" verticales, soportadas a su vez por marcos metálicos de viguetas horizontales I de 8" y de 10" en el fondo, acartelados para reducir su claro y evitar peraltes excesivos en los perfiles metálicos.

Al llegar la excavación al nivel de desplante de la losa de cimentación de 2 m de espesor que se construiría en "fracciones", la primera de las cuales sería la del interior de cada lumbrera apoyada en 9 pilotes cada una, como si se tratara de una zapata aislada; se realizó una sobre-excavación de 50 cm de espesor, para colar una losa "tapón" de concreto reforzado para dar mayor seguridad a la excavación contra la falla de fondo, losa que fue ligada al acero principal de los nueve pilotes, colándola por debajo del ademe de la propia lumbrera, y dejando un recuadro central sin colar, para tener acceso al acero de la cabeza del pilote central, después de hacer esto se procedió a descabezar los 9 pilotes para dejar desnudo el acero principal y ligarlo a la losa de cimentación de 2

metros, cuando esta fuera colada, en el interior de la lumbrera como, si se tratara de una zapata aislada.

Hecho lo anterior, se procedió a colocar la cimbra perimetral de la "zapata aislada" previendo una llave de cortante en la junta fría que se formaría, al colar el resto de la losa de 2 m de espesor, fuera del área de las lumbreras; integrando la losa de forma monolítica y dejándola finalmente de una dimensión aproximada a 40 m de ancho por 40 m de largo que mide el área de desplante de la torre.

Acto seguido se procedió a colocar el armado de la parrilla del acero de refuerzo, correspondiente al lecho bajo de la losa de cimentación de 2 m de peralte, dejando en el centro un tramo sin armar para tener acceso a la cabeza del pilote central de la lumbrera, en cuyo acero principal se soldó previamente una placa metálica de unión.

- En esas condiciones, se sembró cada columna prefabricada, en las cuales se instaló un dispositivo metálico en celosía con placa de unión para apoyarla temporalmente en la placa soldada en la cabeza del pilote central de la lumbrera, y otros dispositivos para ligarla a diferentes elementos estructurales, que se colarian tiempo después. El apoyo temporal de la columna sobre el pilote central de la lumbrera, se resolvió con esa columna metálica en celosía, cuyo extremo superior quedó empotrado en el concreto de la columna y el inferior con la placa metálica ligada mediante soldadura eléctrica, al acero principal del pilote central. El recuadro sin acero de refuerzo en la parrilla del lecho inferior de la losa de cimentación dio paso precisamente a la placa metálica de la columna en celosía, para apoyo temporal de la columna prefabricada sobre la cabeza del pilote central de la lumbrera.

Otro preparativo colocado en las columnas prefabricadas, fue el acero de refuerzo de un capitel ubicado en lo que sería el nivel del lecho bajo, de cada una de las losas de los sótanos de estacionamiento, para tomar el cortante en la junta, y acero para traslapar con el de las losas, logrando la continuidad del momento en cada nudo.

Una vez que el extremo inferior de la columna quedó ligado a la cabeza del pilote central, el extremo superior se fijó también al sistema tierra mediante un troquelamiento en el brocal de la lumbrera, de esta manera ambos extremos quedaban inmóviles ante la eventualidad de un sismo.

Inmediatamente después se colocó el acero faltante en el recuadro de la parrilla del lecho inferior, por medio de soldadura al arco eléctrico, así como el del lecho superior de la losa de cimentación. En el nivel de cada parrilla, se perforó la cimbra del perímetro con una broca para madera con objeto de lanzar el acero hacia el exterior de ella y ligarlo posteriormente con su correspondiente, al realizar la excavación general fuera de las lumbreras.

Finalmente se procedió a vaciar el concreto de la losa de cimentación de 2 m de espesor en el interior de cada lumbrera, formándose una "zapata aislada" de 5.50 m X 5.50 m y

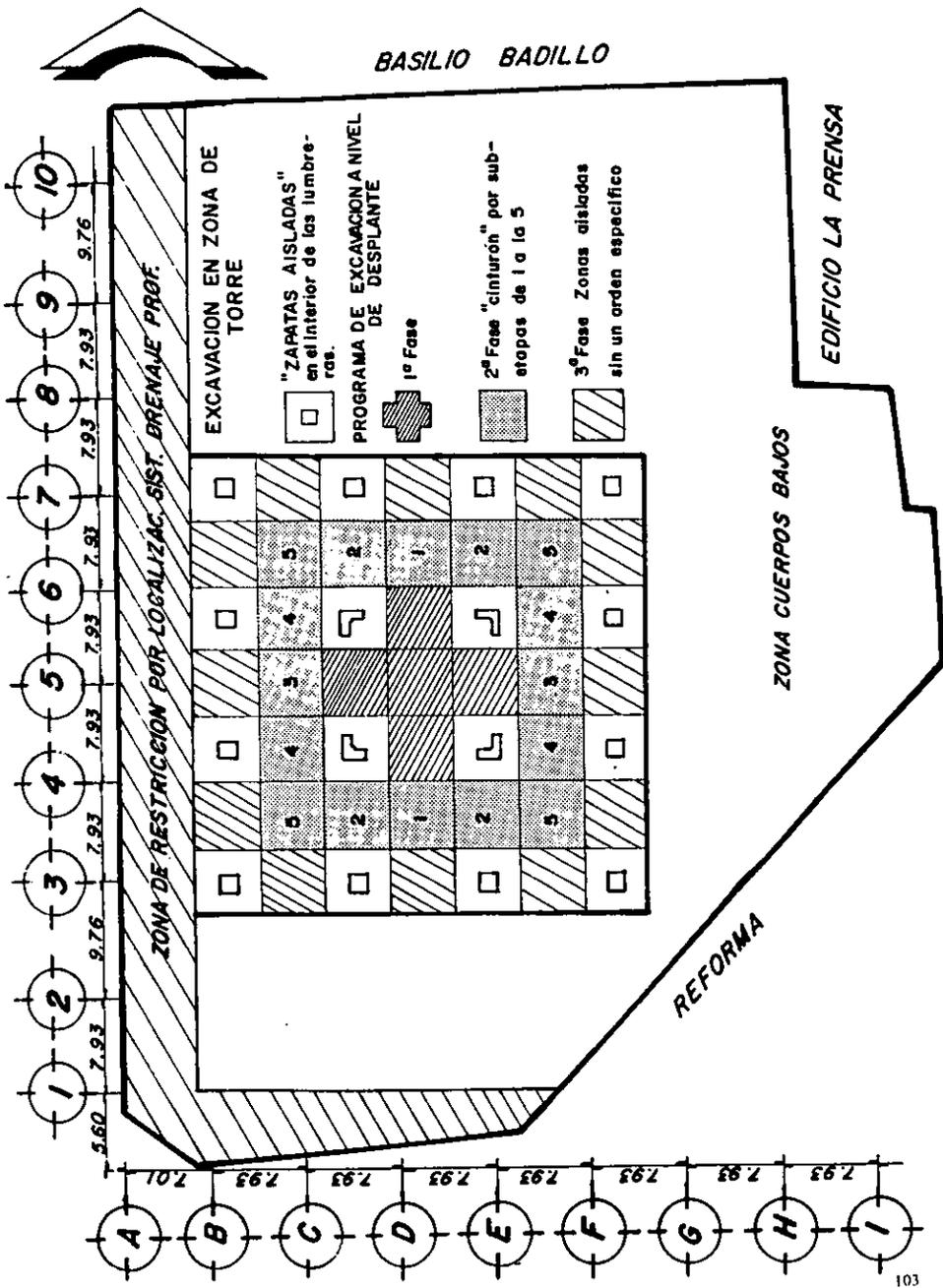


Fig. 22

2 m de peralte con una llave de cortante en el perímetro y acero de contracción para la junta fría que se formaría en un futuro, al colar esta misma losa por la parte exterior de cada lumbrera, en las excavaciones generales que permitirían ir integrando la totalidad de la losa de cimentación de la torre.

- El ataque de la excavación fuera de las lumbreras en la zona de torre (ver fig. 22) se inició en la cruceta de la zona central de la torre, rescatando los materiales del ademe de lumbreras hasta llegar al nivel de desplante de la losa “tapón”. Se armó y coló esta losa adicional y posteriormente se armaron las dos parrillas de la losa de cimentación y se vació el concreto de toda la cruceta, con lo que éste tramo quedó ligado a las cuatro “zapatas aisladas” de las columnas en forma de escuadra y que son las cuatro esquinas del núcleo central de servicios.

Posteriormente se atacó la 2a fase de excavación del área en forma de “cinturón”, por partes y con el orden que se indica en la misma figura, la cual una vez terminada, hizo crecer la losa de cimentación monolítica en el área de la torre hasta el límite del paño exterior del “cinturón”.

Finalmente se atacaron sin un orden preestablecido los tramos intermedios entre cada una de las “zapatas aisladas”, quedando integrada el área total de la losa de cimentación de 2 m de peralte y de 40 m X 40 m aproximadamente, que corresponde al desplante de la torre.

Durante la etapa de excavación general fuera de las lumbreras, cada losa de sótano se coló directamente sobre el suelo nivelado, afinado y mejorado, excepto en el nivel del sótano cuatro, en que se excavó doble altura, es decir desde el nivel del sótano tres hasta el nivel de desplante para colar primeramente las contratraves y posteriormente la losa tapa sobre ellas de manera convencional, sobre cimbra normal como superficie de contacto.

Con objeto de garantizar la inmovilidad de la tablestaca interior, al avanzar la excavación general hacia los niveles inferiores, se implementó un sistema de troquel hidráulico “viajero”, que se usó en todos los sótanos, haciéndolo descender cada nivel con ayuda de herramienta levantacargas e instalando inmediatamente después de la aplicación de la fuerza hidráulica un sistema de cuñas que mantenían la presión, para retirar el equipo hidráulico.

- En los cuerpos bajos se repitió la secuencia de la torre pero se hicieron los siguientes cambios:

La sección transversal de las lumbreras fue circular de 3.50 m de diámetro. El ademe de tablón y vigueta usado en la torre, se sustituyó por concreto lanzado. La prefabricación de columnas se sustituyó por colado en sitio con cimbra de madera. Al realizar la excavación general fuera de las lumbreras en las diversas zonas de los cuerpos bajos, se ligó el acero de las nervaduras de las losas de sótano, a sus correspondientes del lado de

la torre, recortando el tramo de tablestaca del entrepiso correspondiente, que interfería entre ambas, quedando monolíticas todas las losas de sótanos, sin juntas de construcción entre la torre y los cuerpos bajos que la rodean.

6.4.1.1 Pilotes Auxiliares

En virtud de que el diseño de pilotes, estableció en algunas columnas de los cuerpos bajos, un número y ubicación de pilotes que hacían excéntrica la reacción respecto a la carga axial de la columna, y de que el procedimiento requiere de una reacción axial con la columna, porque en un principio no se cuenta con la totalidad de la losa de cimentación, sino únicamente con la pequeña fracción que abarca cada lumbrera, se hincaron pequeños pilotes auxiliares desde el interior de las propias lumbreras para centrar la reacción y alinearla con el eje de la columna. Estos pilotes fueron metálicos y su procedimiento de hincado se describe a continuación.

Procedimiento de perforación e hincado de pilotes auxiliares.

I.- Perforación

El versátil equipo diseñado para perforar el subsuelo en condiciones de incomodidad extrema, se introdujo en cada lumbrera donde se requirió poner pilotes auxiliares.

Apoyándolo en los capiteles de las columnas y en la pared de la lumbrera, se hizo la perforación guía del subsuelo a través del hueco previsto en los tramos de contratraves, colados en el interior de ellas, previendo un par de anclas al lado de cada hueco, para proporcionar la reacción de hincado con el peso propio de la columna, el del nudo de cimentación y el de las losas ya coladas. Este equipo es de tipo hidráulico rotatorio y el producto del remoldeo del suelo se extrajo de la lumbrera mediante bombas para lodo.

II.- Hincado

Una vez terminada la perforación previa en el subsuelo, hasta la profundidad de proyecto que fue la primera capa dura a 36 m de profundidad y retirado el equipo del punto, se procedió a instalar un marco metálico, anclado mediante dos vástagos de 2", de diámetro, a las dos anclas previstas a cada lado del hueco y con un cabezal formado por dos canales de 12", espalda con espalda a 3 m de altura arriba del hueco de la contratrabe. Se procedió a colocar el primer tramo de pilote metálico en el interior del hueco, para hincarlo en el subsuelo a través de la perforación guía y con el auxilio de un pistón hidráulico, colocado entre el cabezal del marco y la cabeza del tramo de pilote como se ilustra a continuación en las figs. 23, 24 y 25.

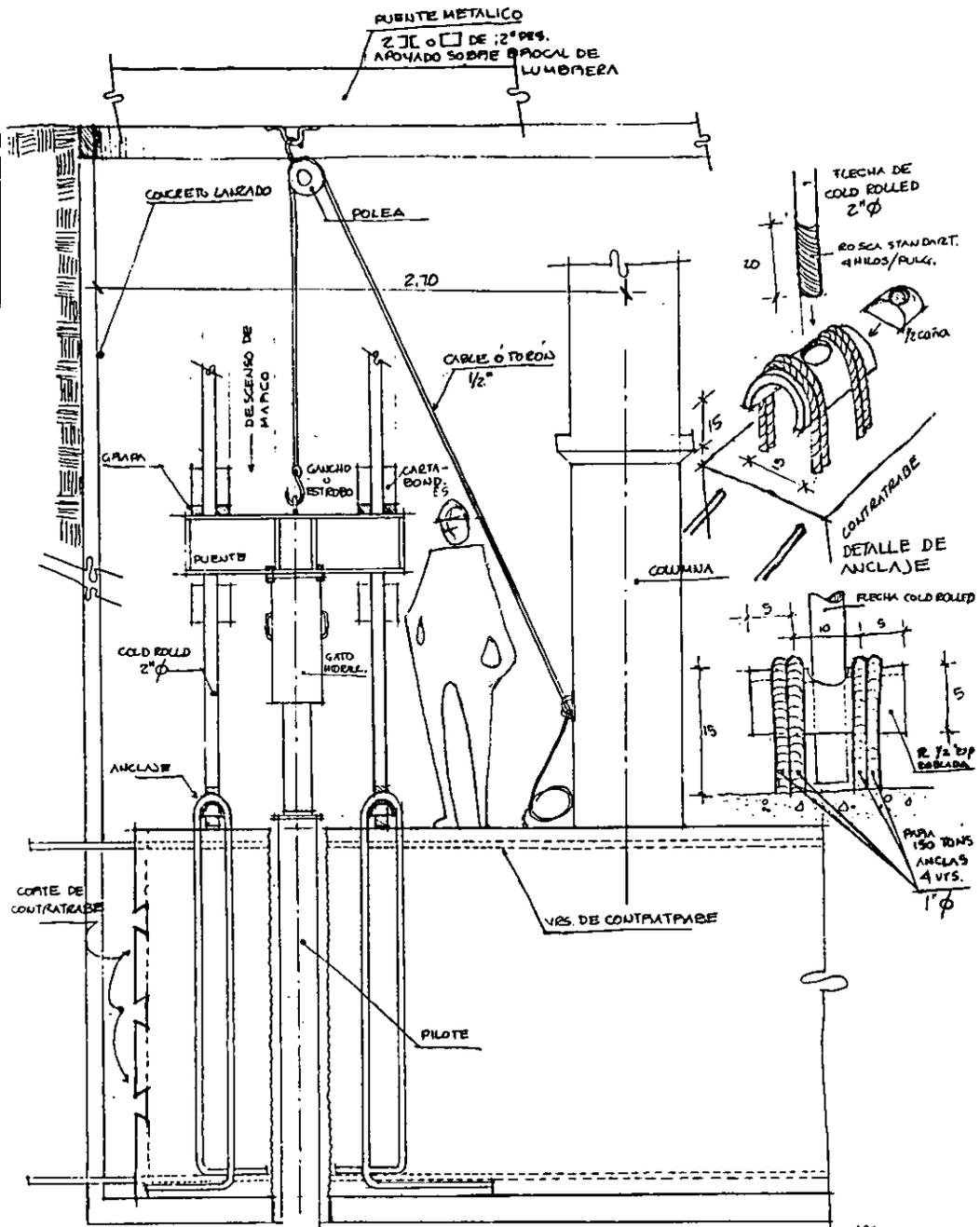
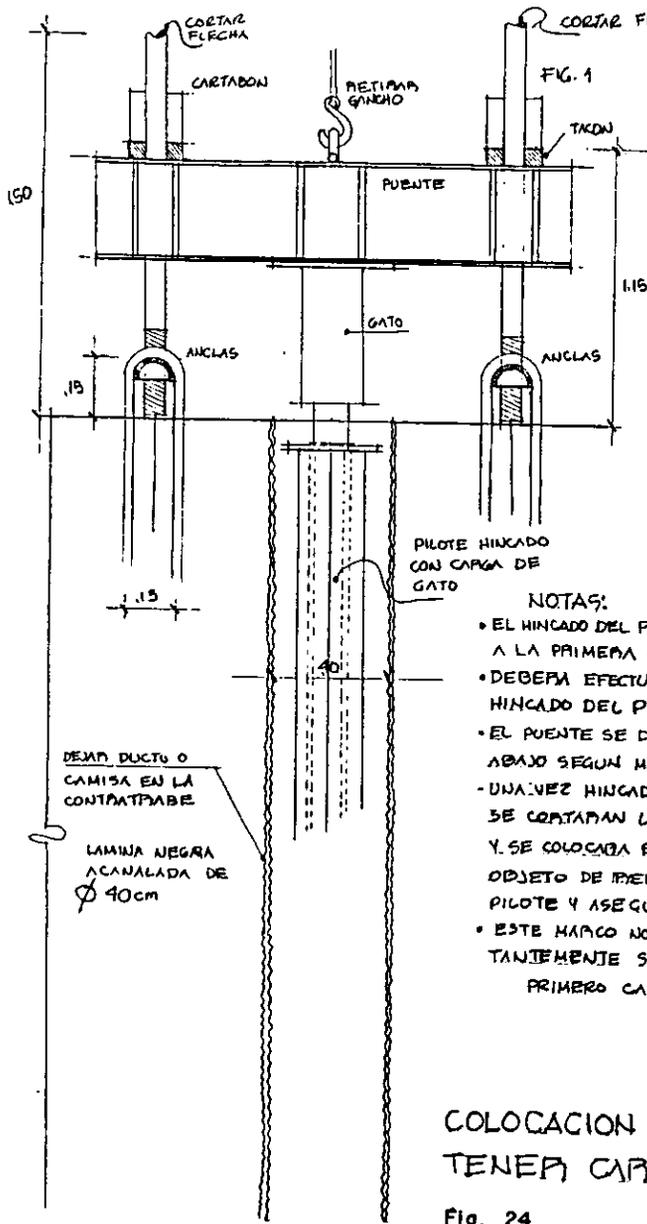


Fig. 23



NOTA: ES NECESARIO TENER 2 PIEZAS DE COLD ROLLED DE 1.50 DE ALTURA DE LAS CARACTERISTICAS DE LAS DE LA FIG. 1 PARA SUSTITUIRLAS POR LAS LARGAS CON QUE SE HINCO, Y DEJARLAS MANTENIENDO LA CARGA CON EL CABEZAL, ASI LAS PIEZAS ORIGINALES SE PODIAN USAR EN OTRO HINCADO.

NOTAS:

- EL HINCADO DEL PILOTE SE HARA EN TRAMOS DE 300 MTS. A LA PRIMERA CAPA DURA (± 18.00 MTS)
- DEBERA EFECTUARSE UNA PERFORACION PREVIA AL HINCADO DEL PILOTE A 6.00 MTS DE PROF.
- EL PUENTE SE DESLIZARA HACIA ARRIBA O HACIA ABAJO SEGUN MANIOBRA.
- UNA VEZ HINCADO EL PILOTE EN LA PRIMER CAPA DURA SE CORTARAN LAS FLECHAS DEL PUENTE (VER ESQUEMA) Y SE COLOCARA EL PUENTE EN SU ULTIMA POSICION, CON OBJETO DE PREPARAR LA PRESION APLICADA AL PILOTE Y ASEGURAR SU TRABAJO.
- ESTE HINCO NO DEBERA RETIRARSE, PUES CONSTANTEMENTE SE APLICARA CARGA, PRIMERO CADA DIA, DESPUES CADA SEMANA,

COLOCACION DE MARCO PARA MANTENER CARGADO EL PILOTE

Fig. 24

Al terminar el hincado del primer tramo de pilote se procedió a colocar en posición el segundo tramo, soldándolo con equipo de arco eléctrico, en la cabeza del primer tramo de pilote ya hincado, y se procedió también a hincarlo con el auxilio del pistón hidráulico.

Una vez hincado este segundo tramo se repitió la operación hasta hacer llegar la punta del primer tramo al estrato de apoyo, imprimiéndole en “carrera”, la máxima carga que permitía la suma de pesos actuantes en la columna, siendo del orden de 100 ton.

Al término del hincado se retiró el equipo del interior de la lumbrera y se procedió a ligar la cabeza del pilote al nudo de cimentación, mediante el colado de un “tapón” de concreto simple en el interior del hueco que tenía un ranurado ex profeso, para transmitir por fricción la carga de la columna al pilote auxiliar.

6.4.1.2 Particularidades de construcción en los diferentes alineamientos

En virtud de la gran extensión de terreno ocupada por el edificio y de lo especial de sus colindancias; debido a la vecindad con el Emisor Central del Sistema de Drenaje Profundo, también con el edificio del periódico La Prensa, con la Av. del Paseo de la Reforma y otras calles, era de esperarse una geometría sui géneris en proyección horizontal del cajón de cimentación, en lo que se refiere al muro de contención perimetral. Al respecto son de mencionarse dos tipos de procedimientos desarrollados para construir el muro estructural de contención por dentro de la tablestaca exterior: el primero en el alineamiento de la calle Rosales, obligado por un remetimiento a partir del sótano tres para alejar del Emisor Central la primera línea de pilotes paralela a ese alineamiento, por razones de seguridad, para ese importante sistema de desagüe de la ciudad. El segundo, para el resto del perímetro; estos dos procedimientos se describen a continuación.

Procedimiento de construcción en el perímetro de la calle Rosales

En este alineamiento se hizo un procedimiento especial, debido a que su cercanía con el trazo del emisor central del sistema de drenaje profundo, obligó a “remeter” la cimentación 6 m respecto de la acera, ya que los pilotes desplantados a 51 m de profundidad podrían poner en riesgo la seguridad de dicho emisor .

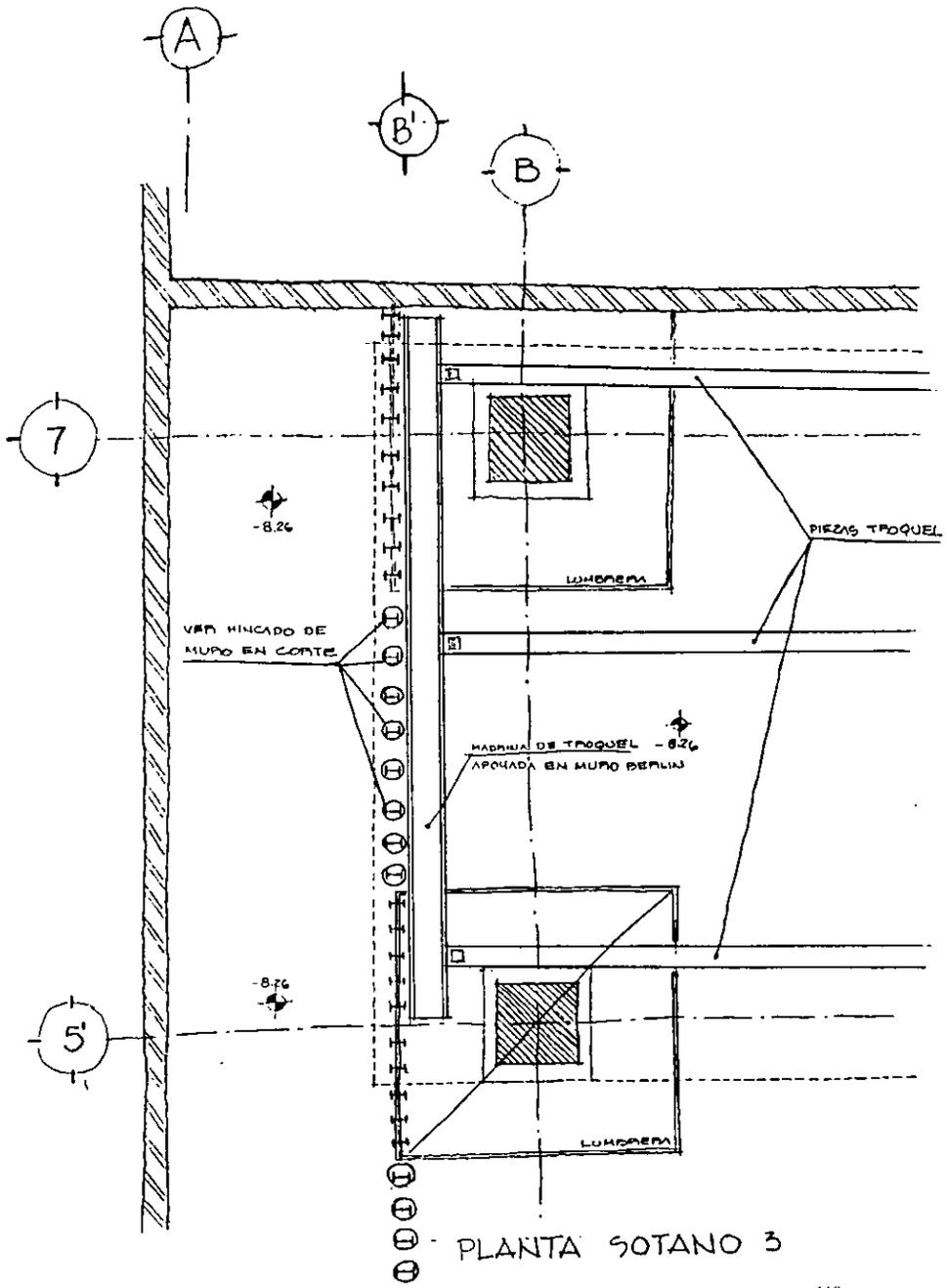


Fig. 26

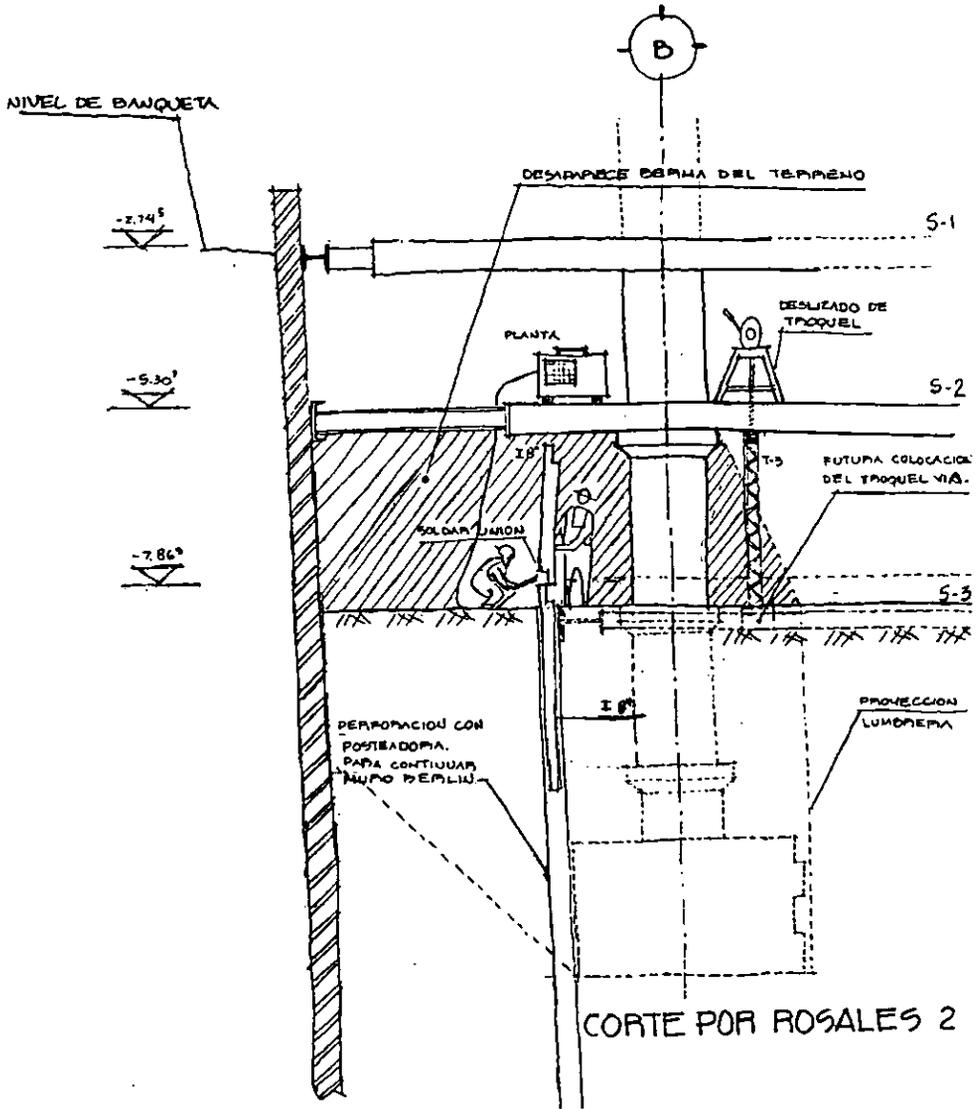


Fig. 27

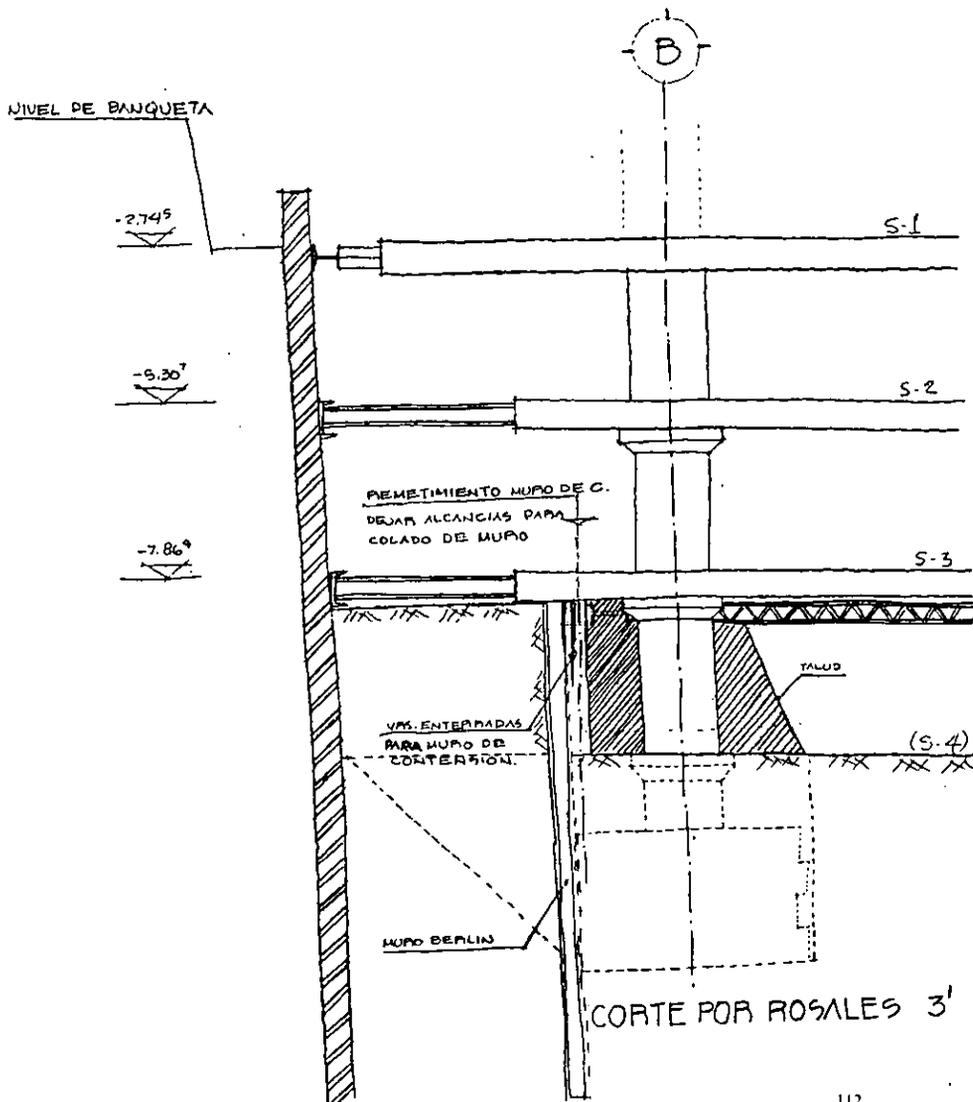


Fig. 28

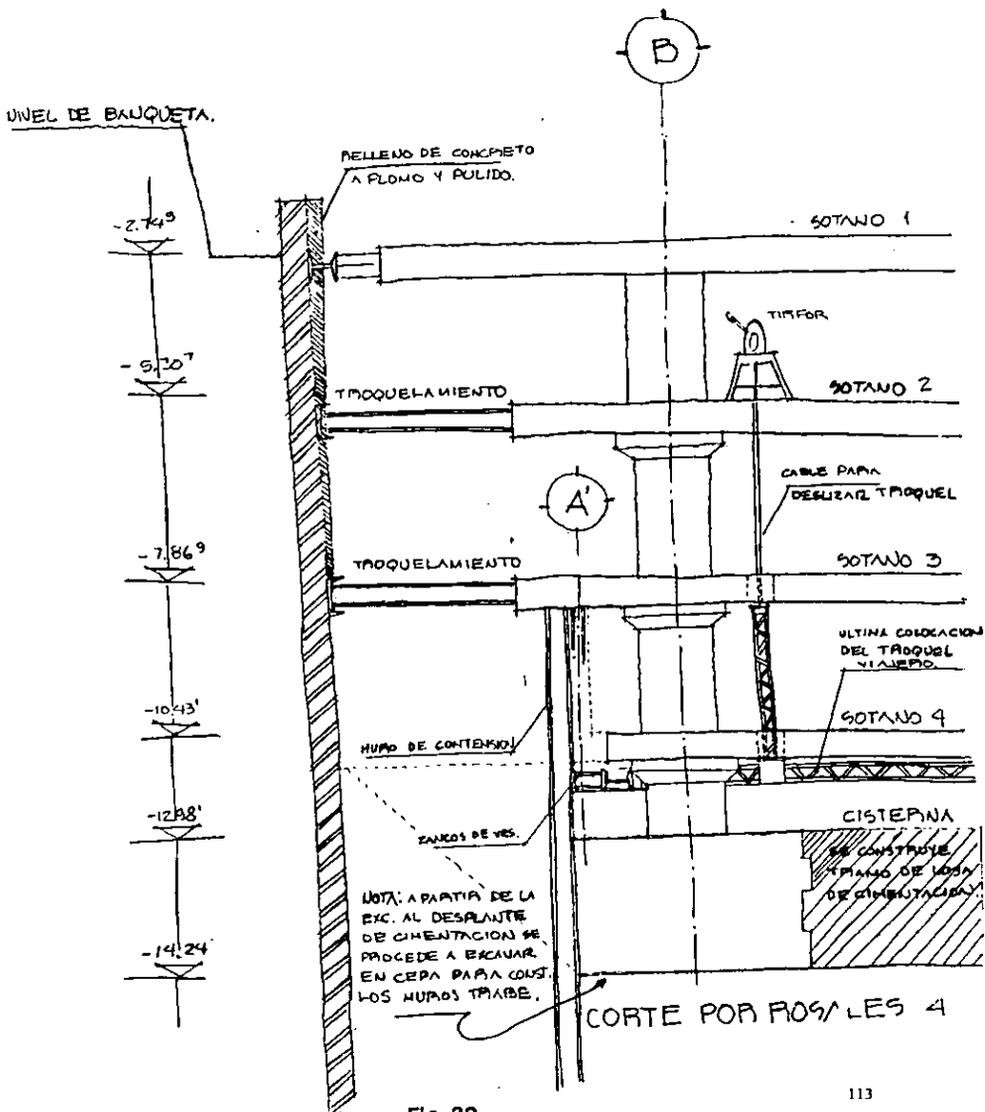


Fig. 29

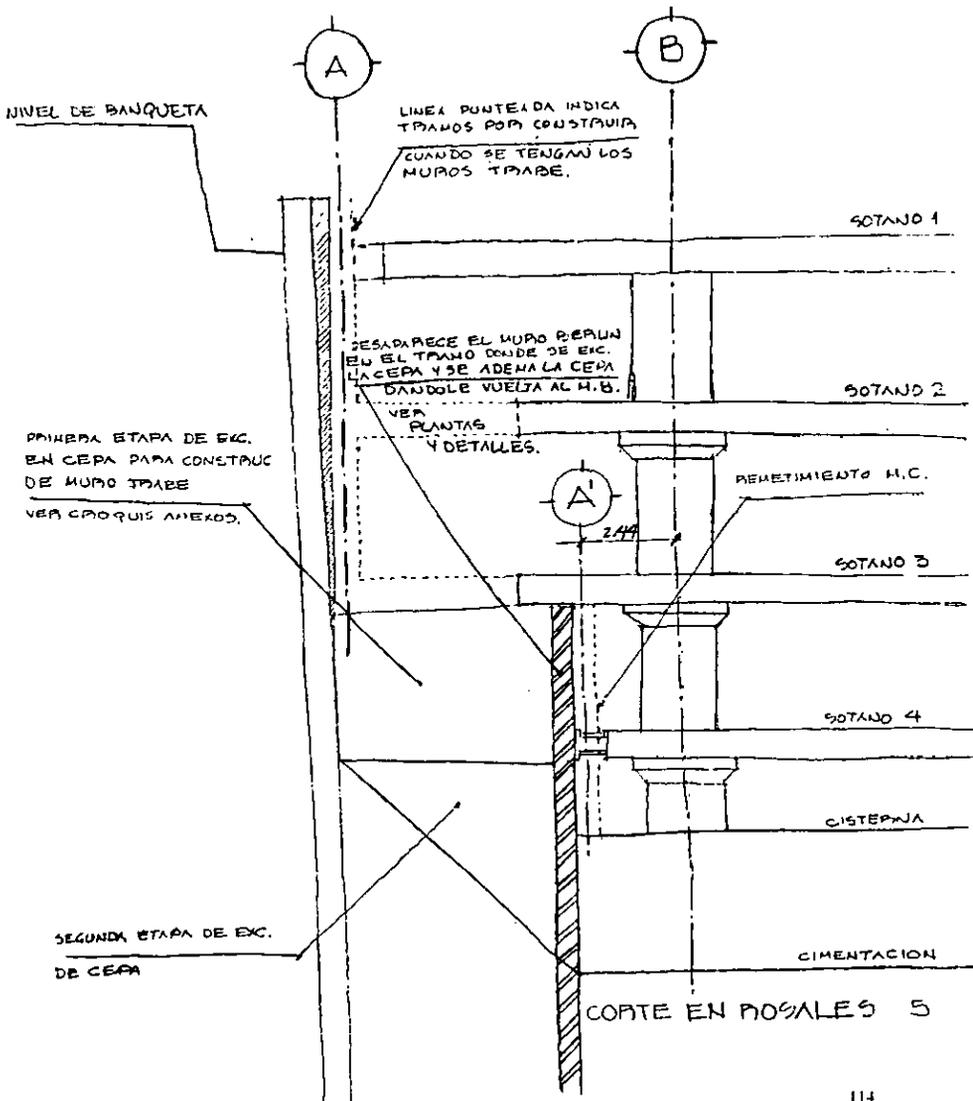
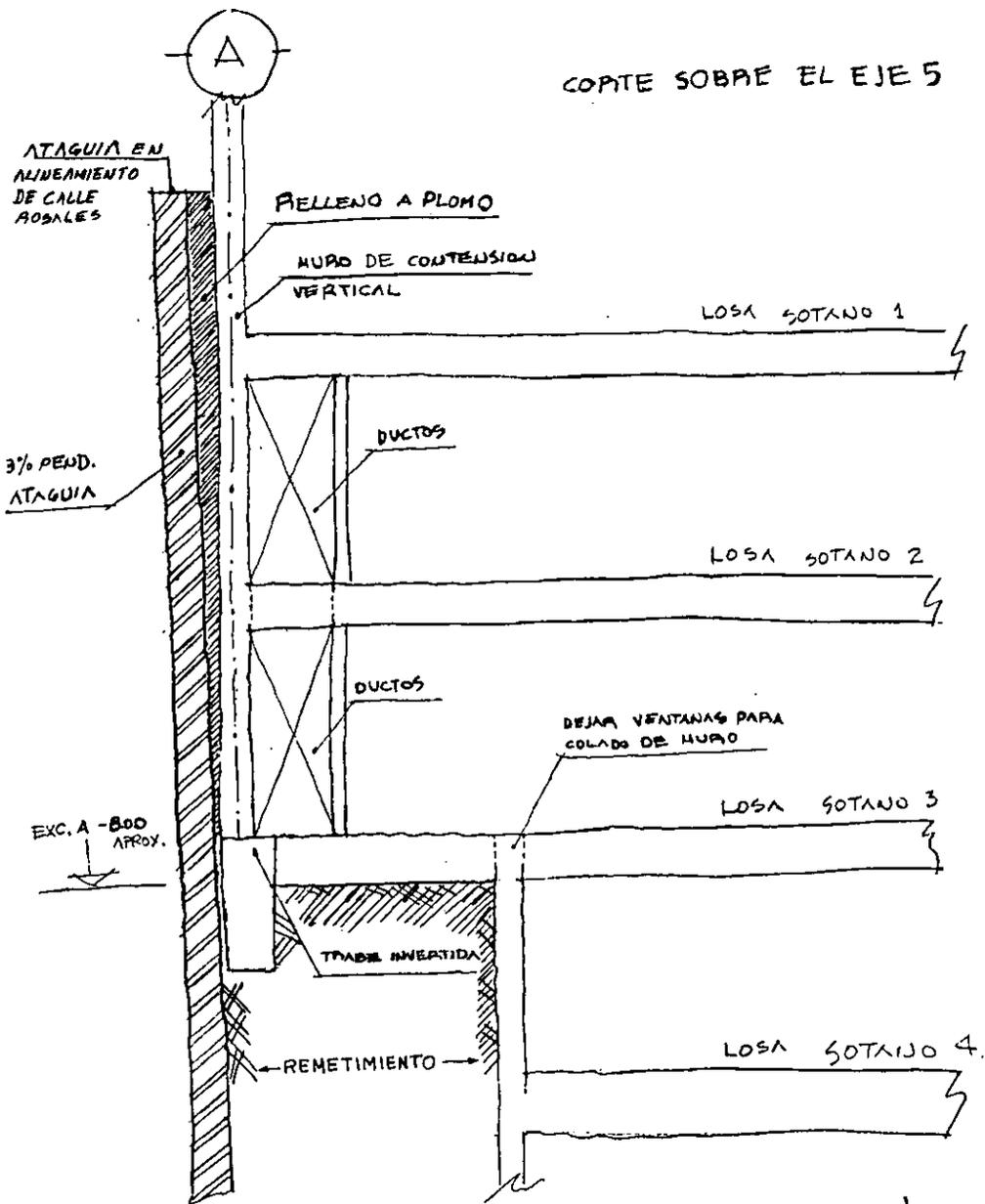


Fig. 30

CORTE SOBRE EL EJE 5



ALTERNATIVA CON MURO DE CONTENCIÓN VERTICAL Y PELLENO EN TABLESTACA.

Fig. 31

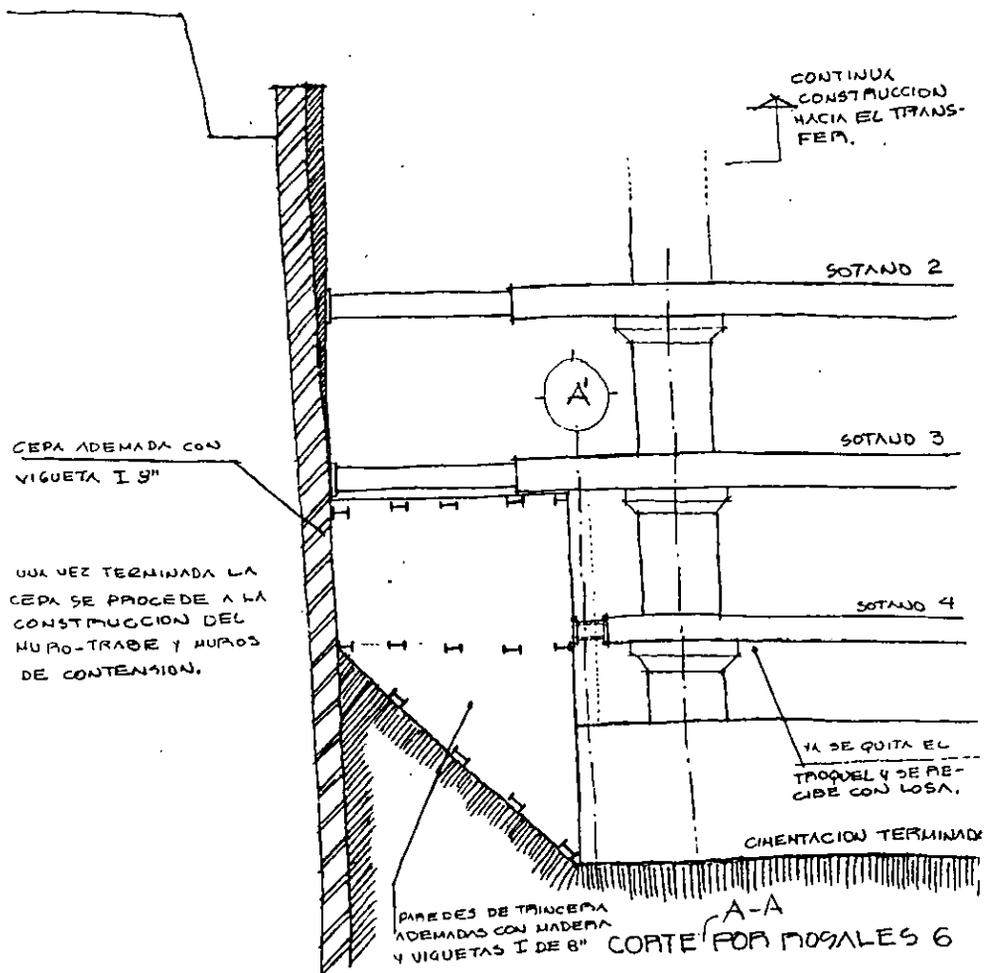


Fig. 32

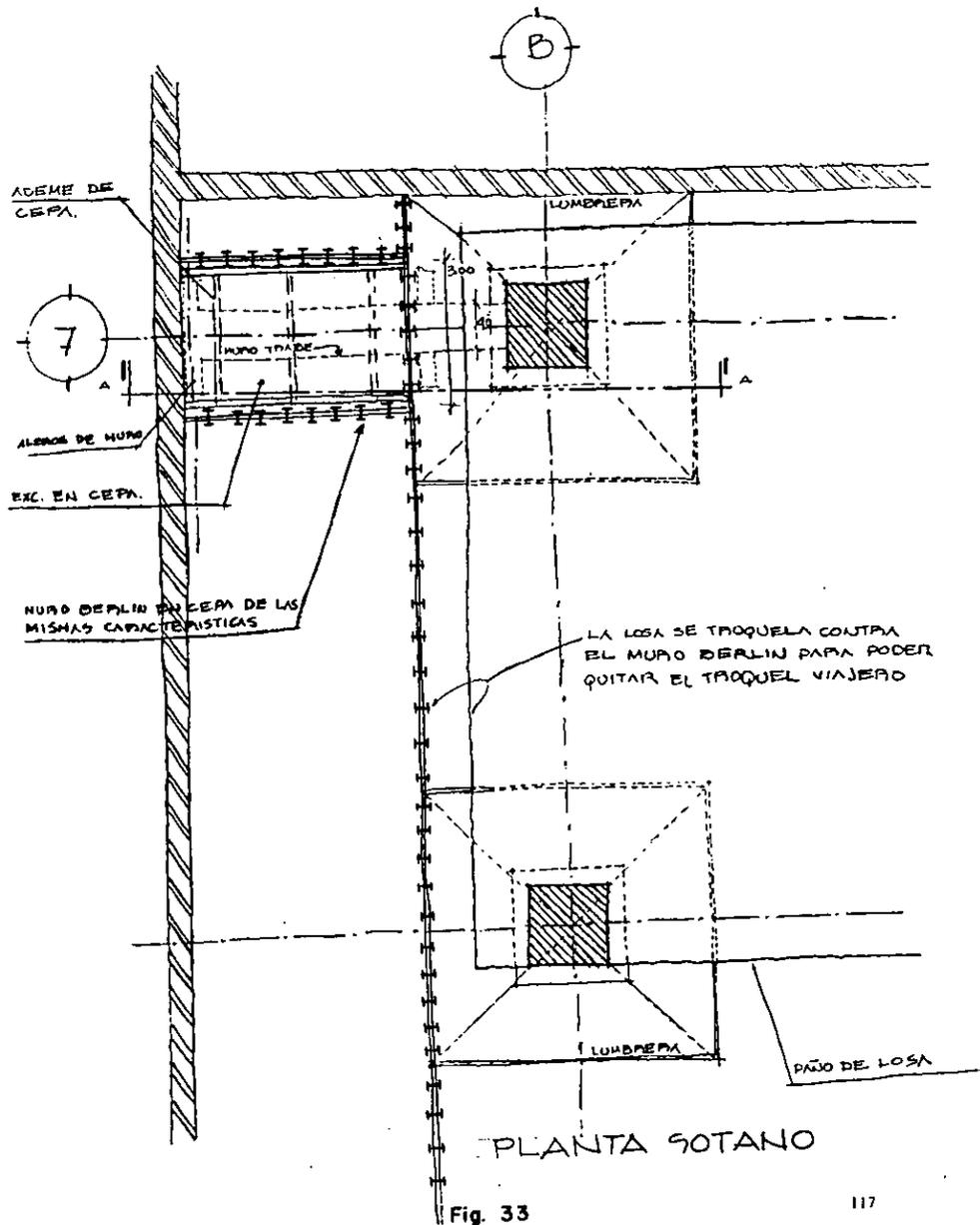


Fig. 33

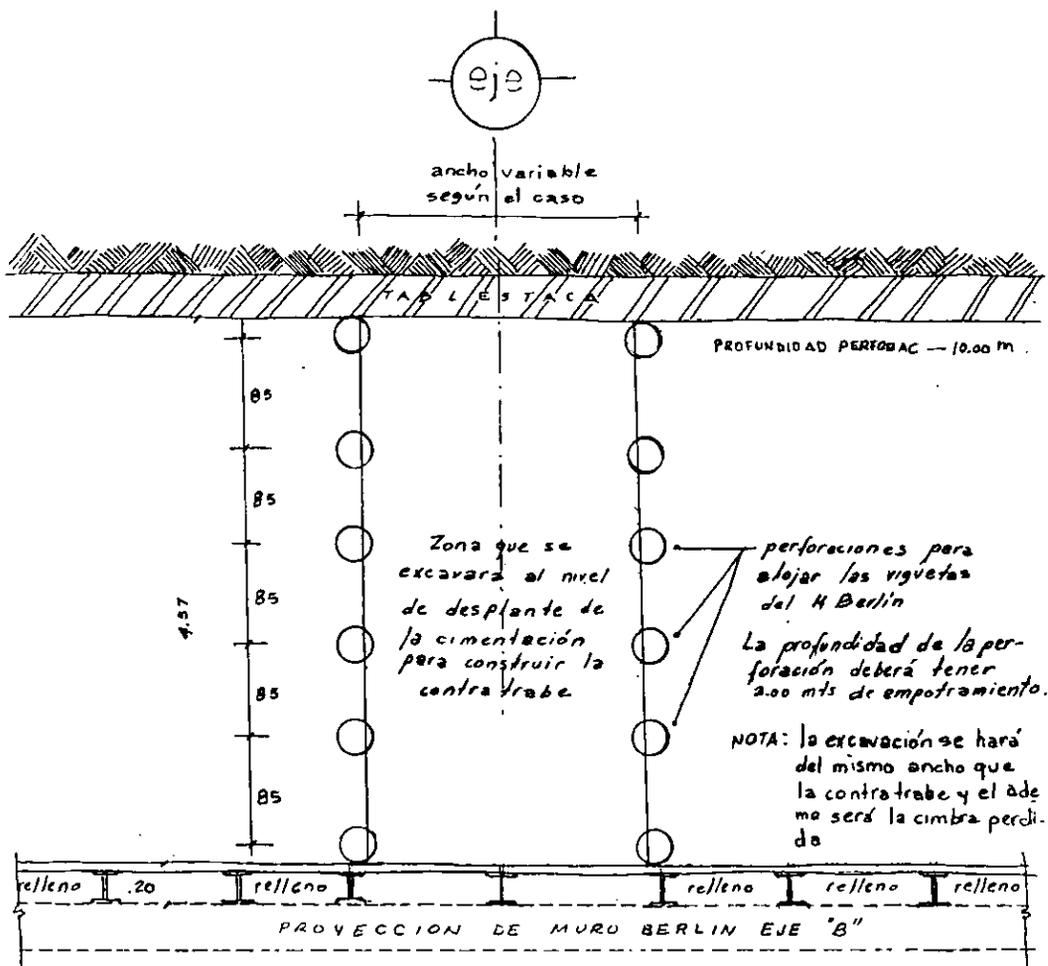


Fig. 34

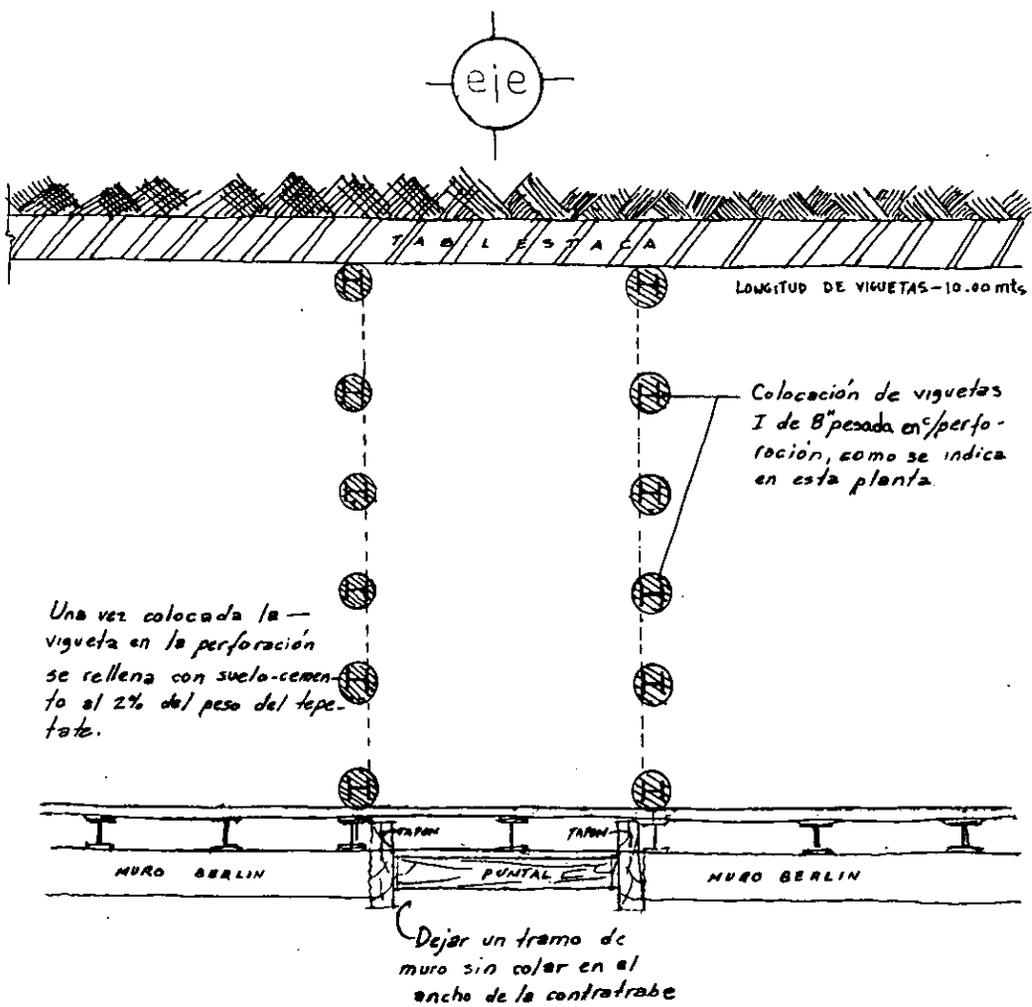
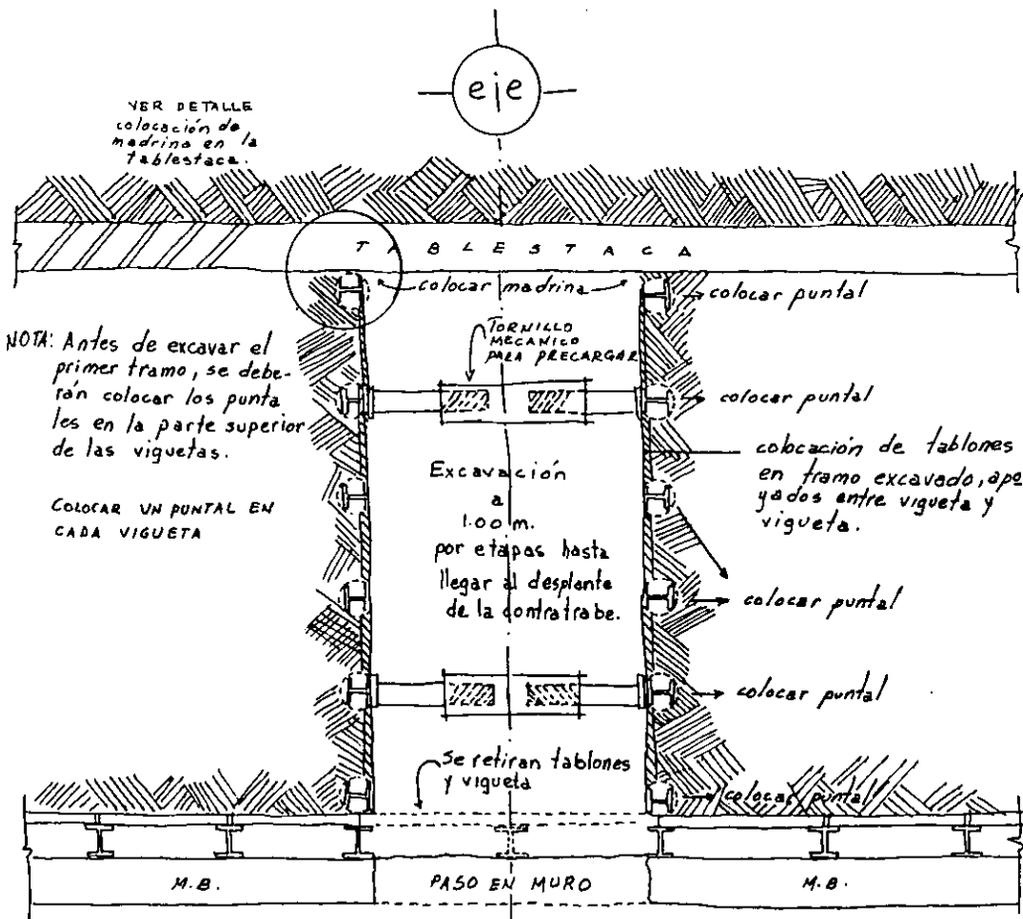


Fig. 35



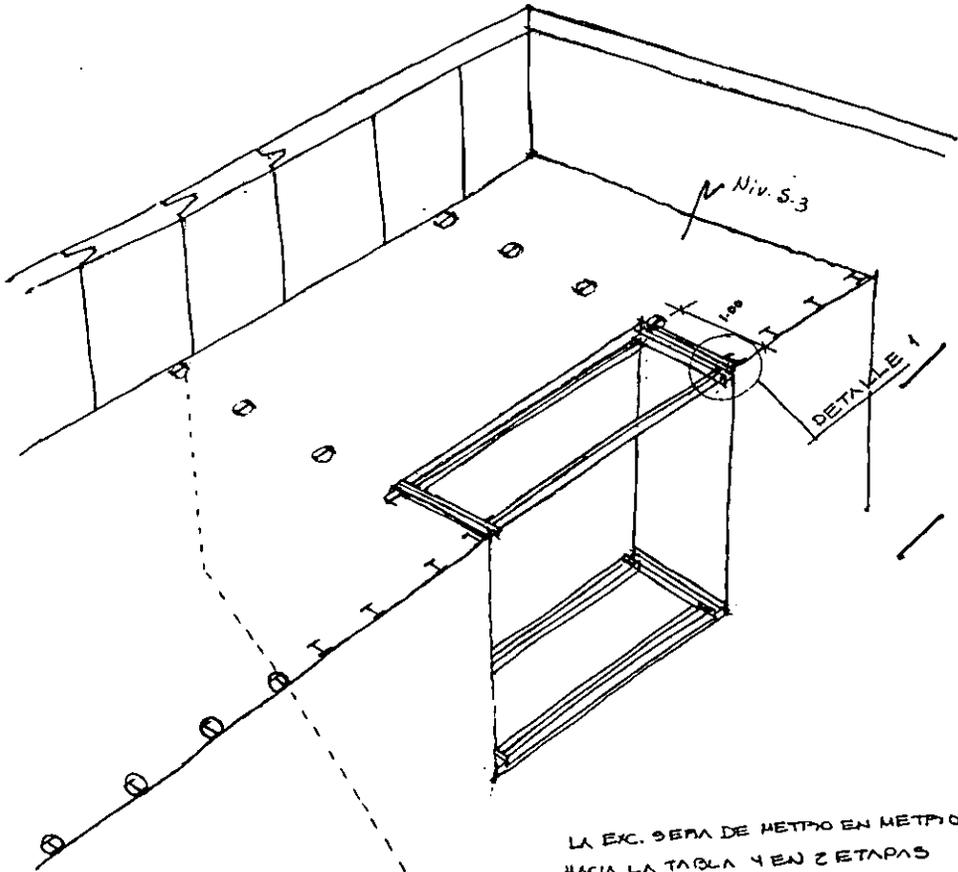
VER DETALLE colocación de madrina en la tablestaca.

NOTA: Antes de excavar el primer tramo, se deberán colocar los puntales en la parte superior de las viguetas.

COLOCAR UN PUNTAL EN CADA VIGUETA

Fig. 36

ISOMETRICO EXC. DE TATNCHEBA



LA EXC. SERA DE METRO EN METRO
HACIA LA TABLA Y EN 2 ETAPAS
DE ENTREPISO POR ENTREPISO.

Fig. 37

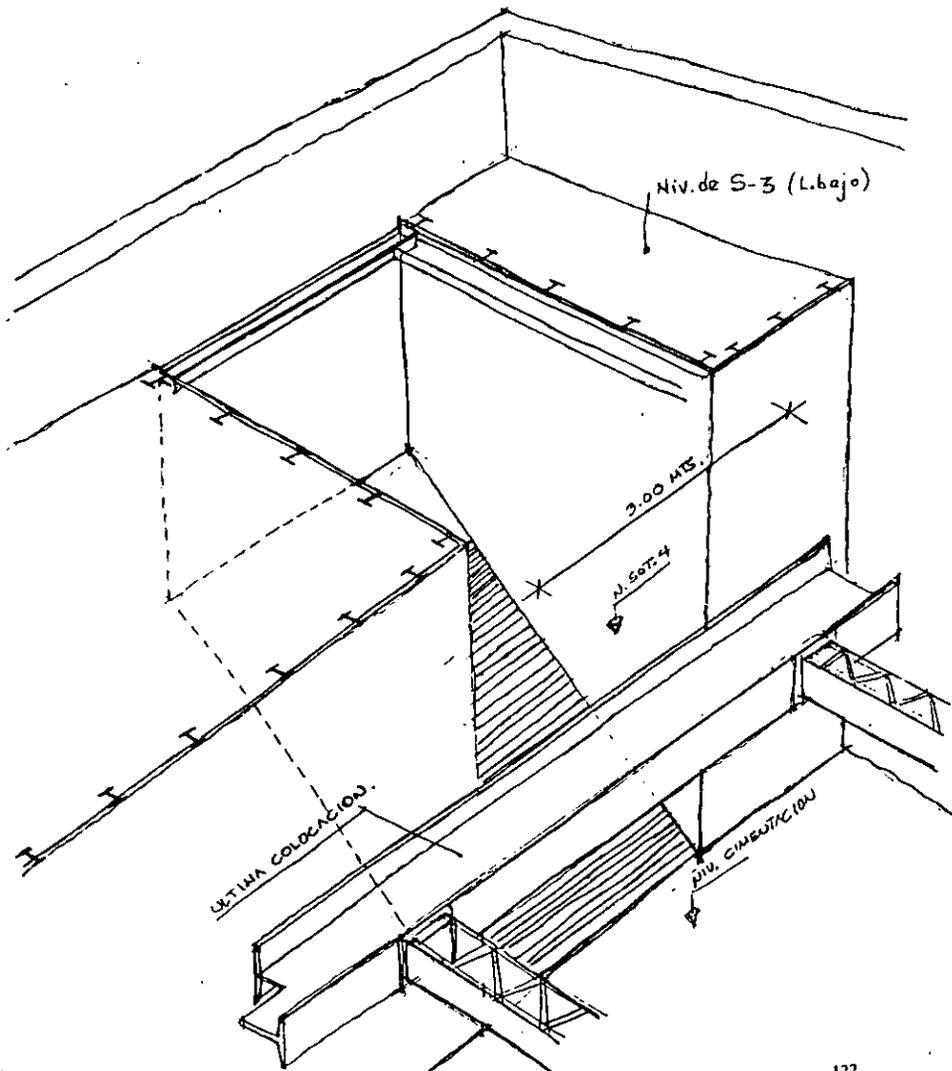


Fig. 38

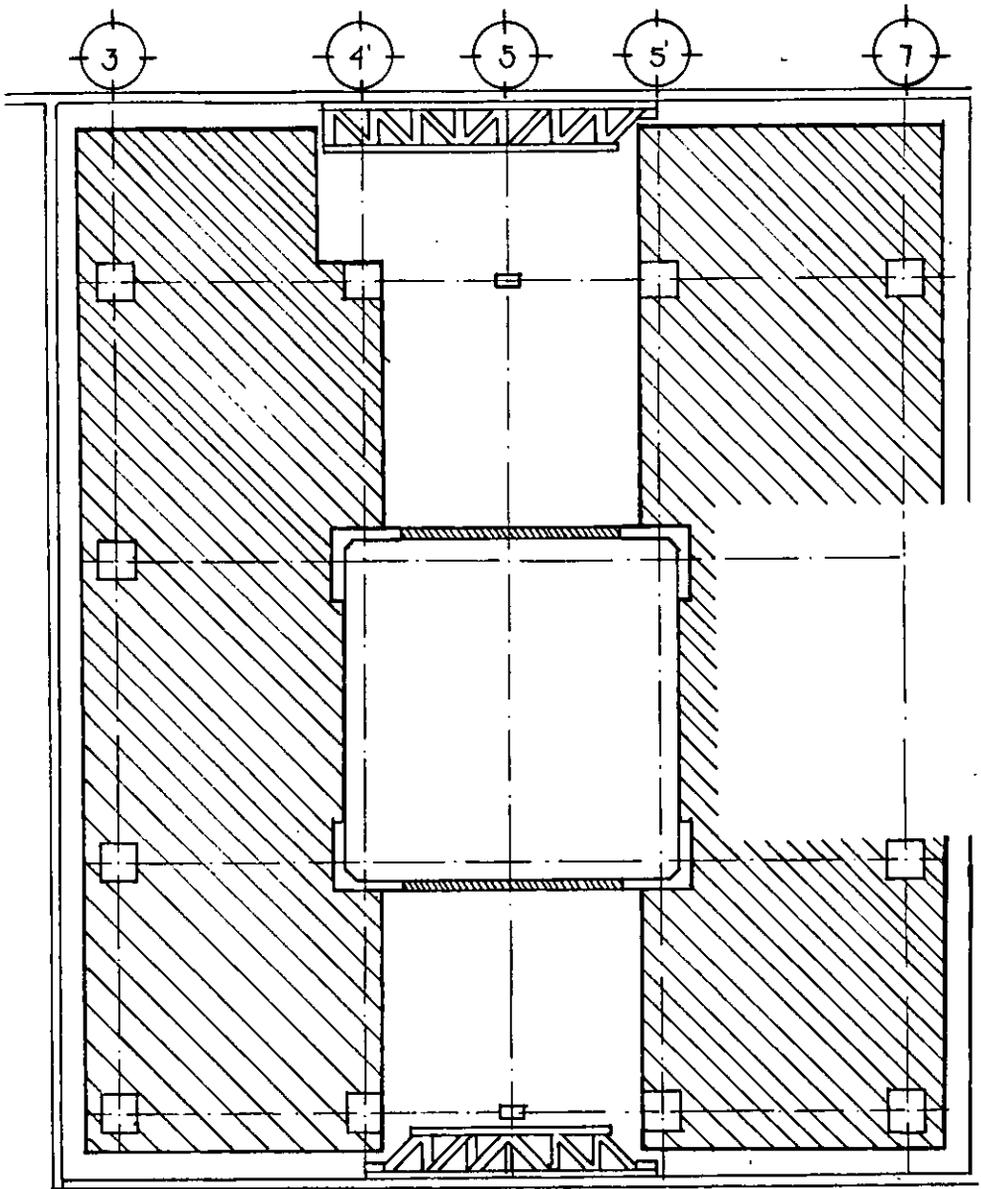
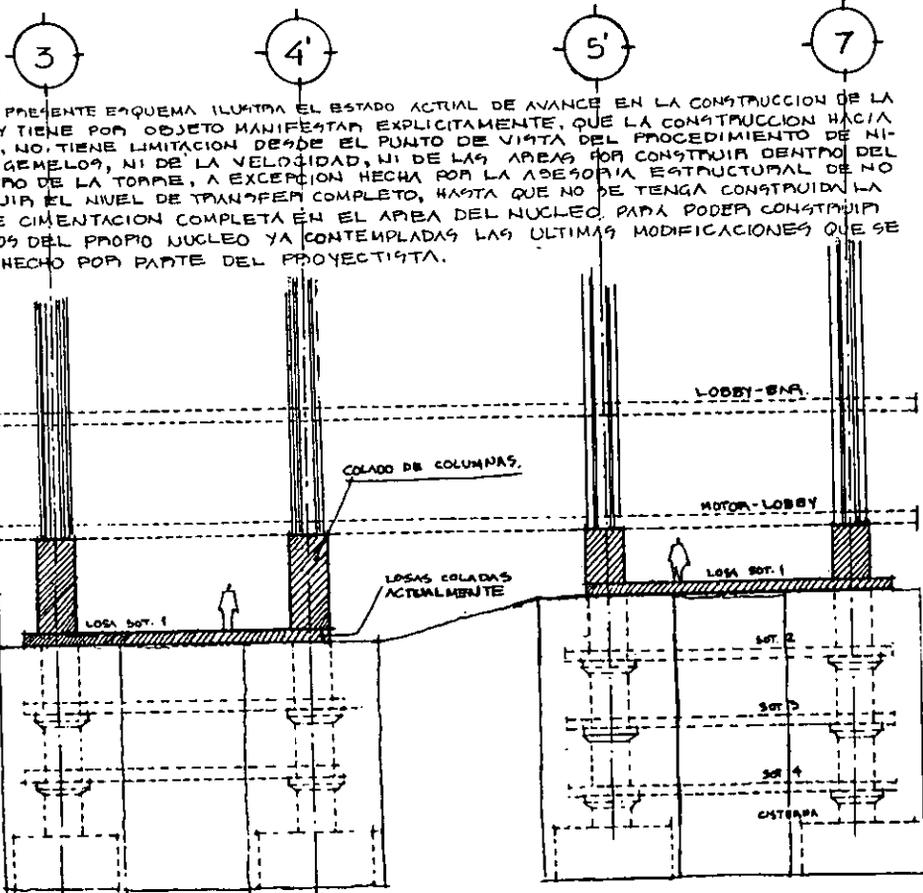


Fig. 39

EDIFICACION POR NIVELES GEMELOS.

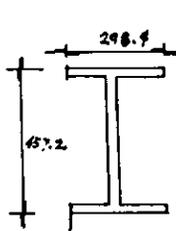
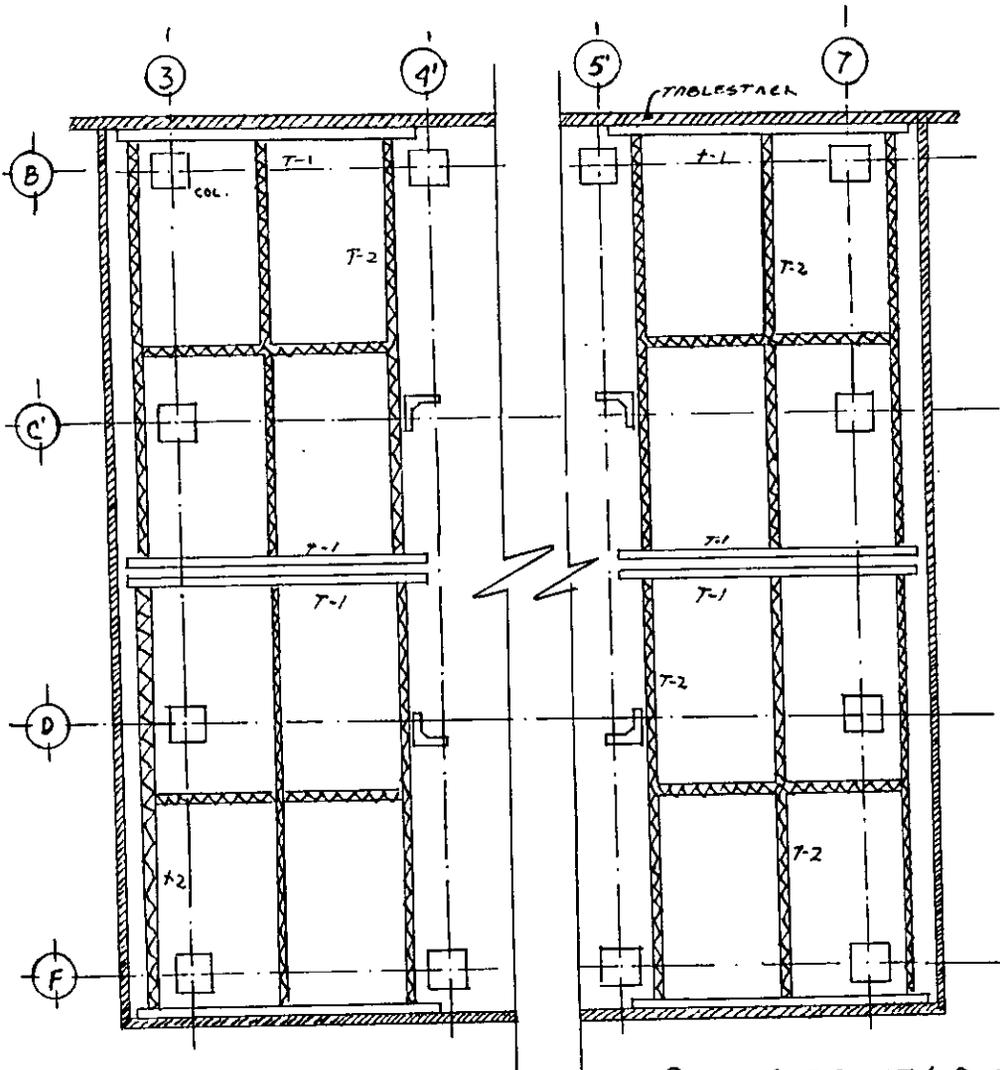
NOTA:

EL PRESENTE ESQUEMA ILUSTRAR EL ESTADO ACTUAL DE AVANCE EN LA CONSTRUCCION DE LA TORRE, Y TIENE POR OBJETO MANIFESTAR EXPLICITAMENTE, QUE LA CONSTRUCCION HACIA ARRIBA, NO TIENE LIMITACION DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL PROCEDIMIENTO DE NIVELES GEMELOS, NI DE LA VELOCIDAD, NI DE LAS AREAS POR CONSTRUIR DENTRO DEL PERIMETRO DE LA TORRE, A EXCEPCION HECHA POR LA ASESORIA ESTRUCTURAL DE NO CONSTRUIR EL NIVEL DE TRANSFER COMPLETO, HASTA QUE NO SE TENGA CONSTRUIDA LA LOSA DE CIMENTACION COMPLETA EN EL AREA DEL NUCLEO, PARA PODER CONSTRUIR LOS MUROS DEL PROPIO NUCLEO YA CONTEMPLADAS LAS ULTIMAS MODIFICACIONES QUE SE LE HAN HECHO POR PARTE DEL PROYECTISTA.



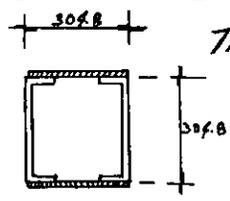
CONSTRUCCION TRADICIONAL HACIA LOS NIVELES ARRIBA DEL SOTANO 1.

Fig. 40



TRABE T-1

SECCIONES



TRABE T-2

Fig. 41

PLANTA TIPO
TROQUEL
VIAJERO

Se tiene en cuenta que no hay pilotes que tomen las cargas del muro de contención, en éste alineamiento, sin embargo se cuenta con la gran rigidez de la losa de cimentación de 2 m de espesor y cartelas especiales.

Para formar el "remetimiento" se construyó una tablestaca con vigueta y tablón comúnmente conocida como "Muro Berlín", desarrollada desde el nivel del sótano 3.

Habiendo logrado contener el bloque de suelo, éste fue sujeto de un tratamiento específico para construir a través de él, una cartela de concreto armado en cada eje de las columnas, perpendicular al alineamiento de la calle de Rosales para proveer el apoyo al voladizo de la superestructura que se formó entre el alineamiento de Rosales (eje A) y el eje B de columnas.

En las figuras 26 a la 38 se ilustra el tratamiento de este alineamiento (Rosales).

En la franja central orientada E-W en la zona de torre, se instaló un troquel metálico fijo por cada nivel de losa de sótano, debido a que en ese entre-eje (4' al 5") no hay propiamente estructura, sino que es ocupado por losas inclinadas que constituyen las rampas para acceder de un nivel de sótano a otro como se ilustra en las figuras 39 a la 41.

Procedimiento de construcción en el resto de los perímetros

Para el caso de estos perímetros se tuvo el apoyo de pilotes en el área donde se construiría el muro de contención de proyecto y las lumbreras de orilla, en cuyas columnas se integró una "aleta" del muro de contención a cada lado de ella, por lo que "cerrar" el muro requirió de una longitud pequeña entre columnas.

Dada la posibilidad de un ajuste para el desplante del muro de contención estructural que tuviera que hacerse, debido al remetimiento de la tablestaca, al llegar la excavación general al nivel de desplante, por alguna desviación que hubiera experimentado en la etapa de su construcción, se optó por el siguiente procedimiento constructivo.

1. Para estos perímetros, se procedió a colocar una columna metálica auxiliar sobre el pilote más cercano al alineamiento, lo suficientemente amplia para los trabajos necesarios en el "cierre" del muro de contención, entre columnas contiguas, debiendo localizar la cabeza del pilote que se ligó a la columna auxiliar, con un dado de concreto y soportar así las losas que se construyeron a su debido tiempo.
2. En estos perímetros se afinó, armó y coló la losa del sótano 1 (Nivel -2.745) ligándose con la losa correspondiente del lado de la torre que se apoyó sobre las columnas metálicas auxiliares, teniéndose un corte de colado lo más próximo de la tablestaca.

3. Una vez teniendo colada y fraguada la losa del sótano 1 se procedió a troquelar temporalmente la losa contra la tablestaca dándole la presión suficiente para evitar desplazamiento de la tablestaca, y se procedió a la excavación del siguiente nivel.
4. Se afinó, armó y coló la losa del sótano 2; y simultáneamente se construyó de arriba hacia abajo, el tramo de muro de contención que correspondía a ese entrepiso, según la posición de la tablestaca, por el efecto del desplome que presentó y habiendo hecho las preparaciones en la tablestaca, de las capas de cemento para pulir y plomear las paredes y colocada su capa de grasa grafitada.
5. Hecho lo anterior se procedió a excavar al siguiente nivel de estacionamiento del sótano 3 y se hicieron las preparaciones similares a las del nivel anterior.

En las figs. 42 a 45 se ilustra el procedimiento en estos perimetros.

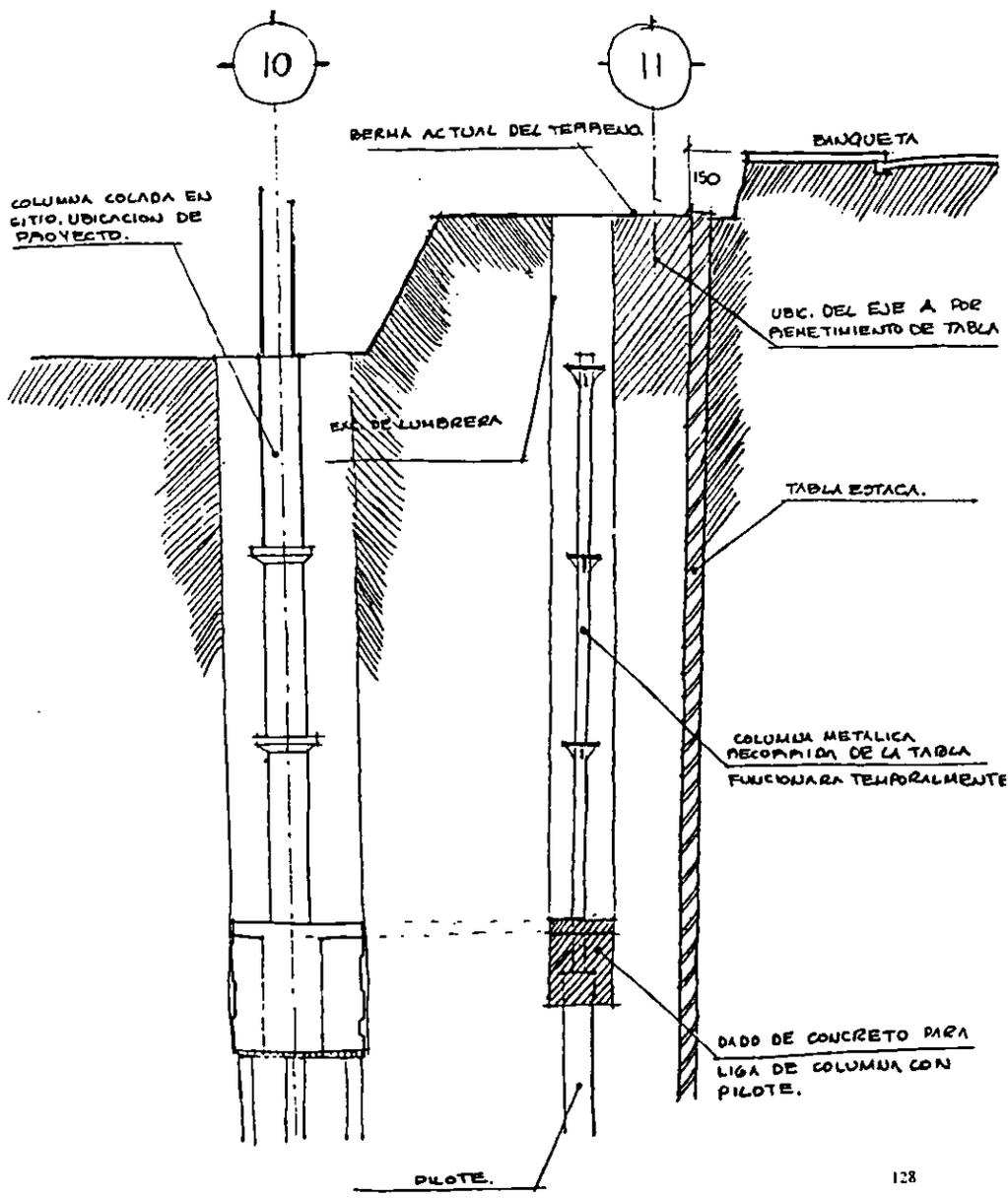


Fig. 42

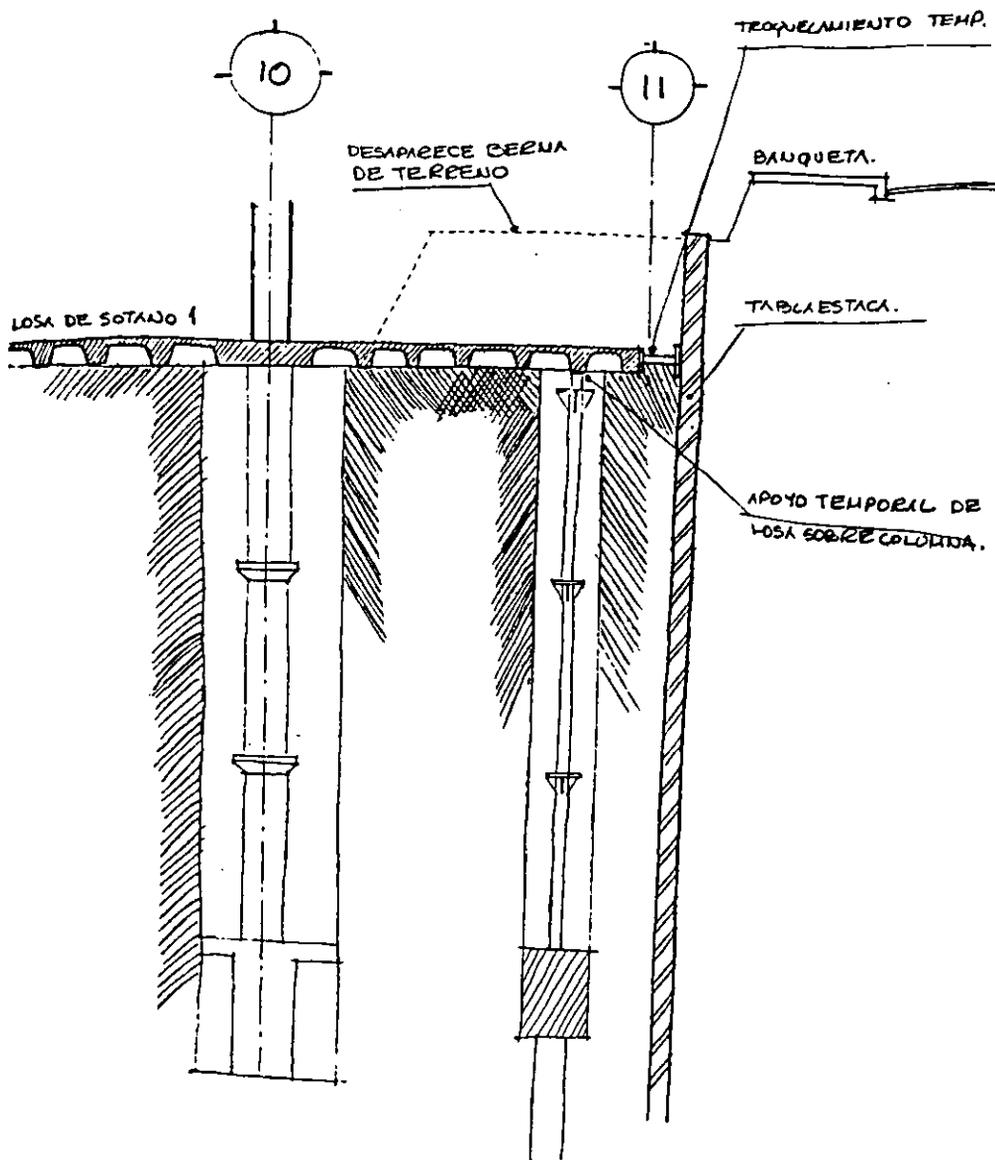


Fig. 43

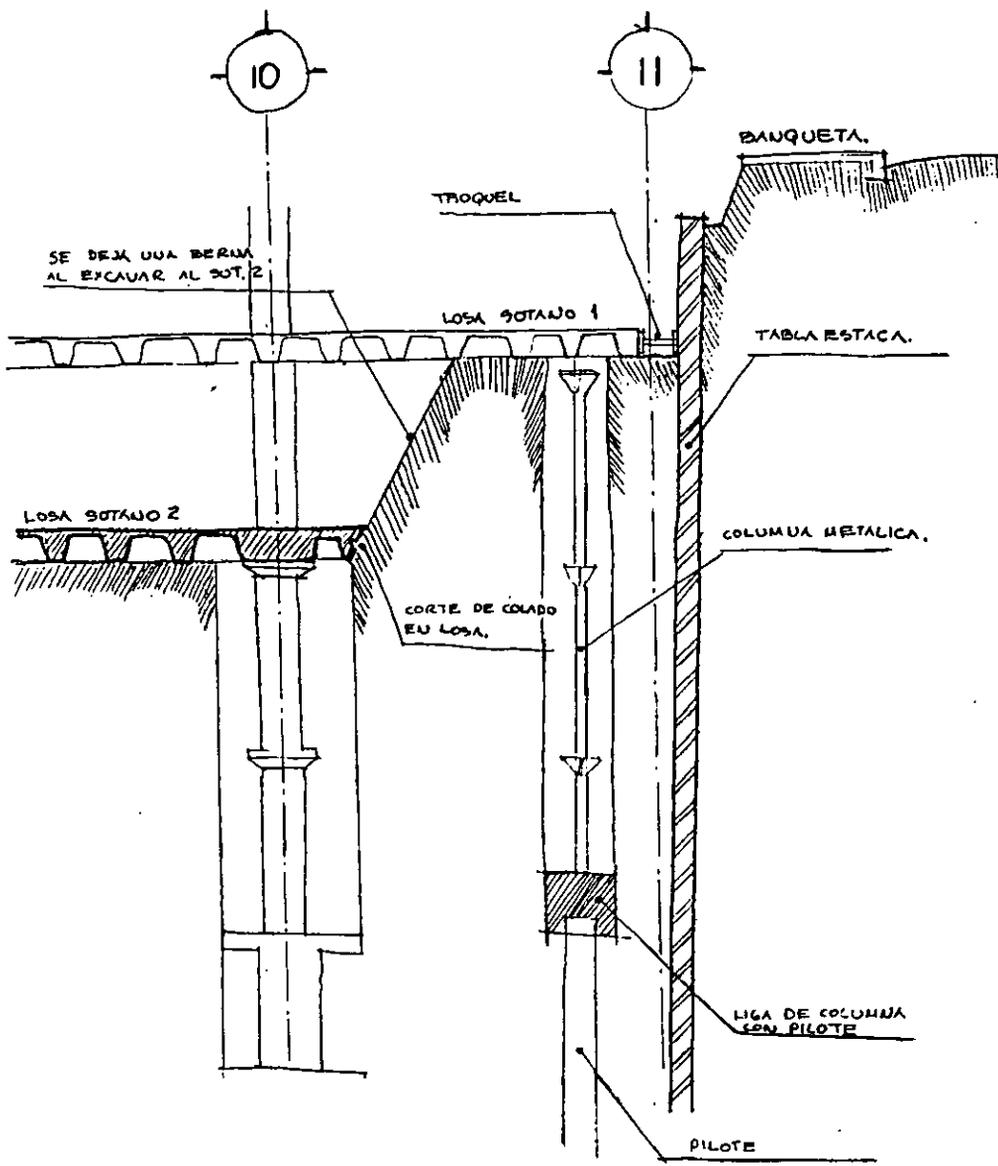


Fig. 44

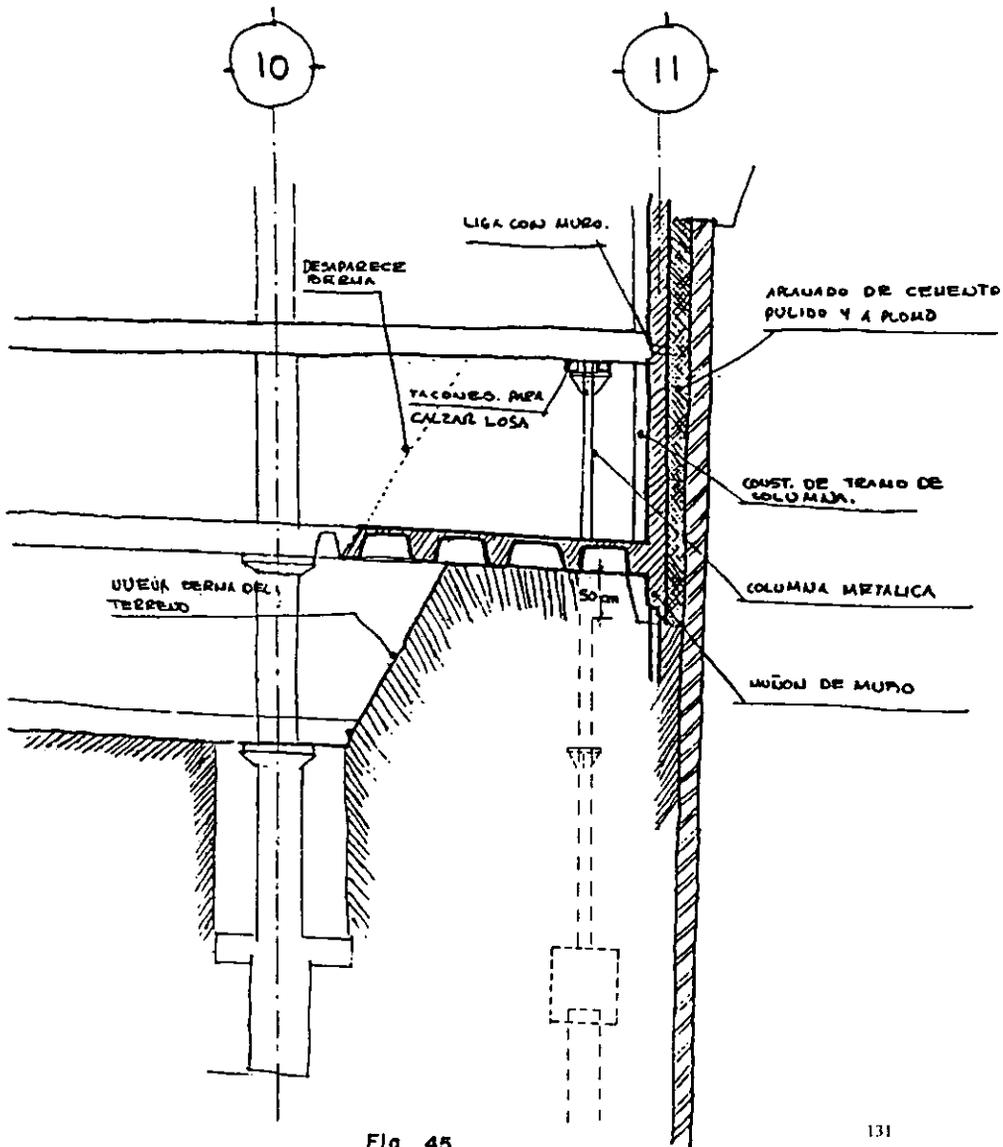


Fig. 45

6.5 COMPARATIVO DE PROGRAMAS

6.5.1 PROGRAMAS DE CONSTRUCCIÓN

En este apartado se pretende hacer una comparación del tiempo de ejecución de la obra, si se hubiera hecho por el sistema tradicional, contra el tiempo de ejecución por el sistema NIVELES GEMELOS.

Para demostrar con mayor claridad la velocidad de construcción que se logra con NIVELES GEMELOS, se presenta el esquema (figs. 46 y 46-a) que ilustra el estado de la obra del 15 de mayo de 1981 al 15 de mayo de 1982.

El esquema anterior indica que en un año de construcción, se logró tener en subestructura 4 sótanos, 1 cisterna, losa maciza de cimentación de 2 m de espesor, y superestructura en la torre, a 78 m de altura sobre la banqueta, equivalente a 26 pisos de 3 m de altura cada uno.

Además en la zona de cuerpos bajos se logró construir el 80 % de las lumbreras y las columnas, así como la losa del primer sótano en los frentes norte y sur de dichos cuerpos.

Para poner en claro el ahorro de tiempo logrado, a continuación se muestra un programa de obra que compara los tiempos de ejecución de ambos sistemas. En el se incluyen solo las actividades mas significativas, para mostrarlo en forma condensada, figs. 47 y 48.

Cabe hacer notar, que las actividades realizadas con el método tradicional, son parciales, ya que no es posible hacer la excavación total del predio de una sola etapa, mientras que las actividades con el procedimiento de NIVELES GEMELOS son totales.

La diferencia total de tiempo entre un sistema y otro, es de ocho meses, considerando un promedio entre tiempos de construcción parcial y total, para apearse más a la realidad.

Es obvio que el mayor de los beneficios de NIVELES GEMELOS esta en la "terminación anticipada del inmueble", sin embargo existen otros negativos como el sobre costo por la excavación bajo techo, los capiteles de las columnas y la ingeniería de NIVELES GEMELOS, que representaron aproximadamente el 1 % de los ahorros generados por el procedimiento.

Desde el punto de vista técnico, se logró en este proyecto, realizar una excavación de 15 m de profundidad en la zona del lago de la Ciudad de México, con máxima seguridad y sin producir deformaciones a la masa de suelo circundante.

**HOTEL
MEXICO PLAZA
HOLIDAY-INN**

AVANCE DE OBRA:

15-MAY-81

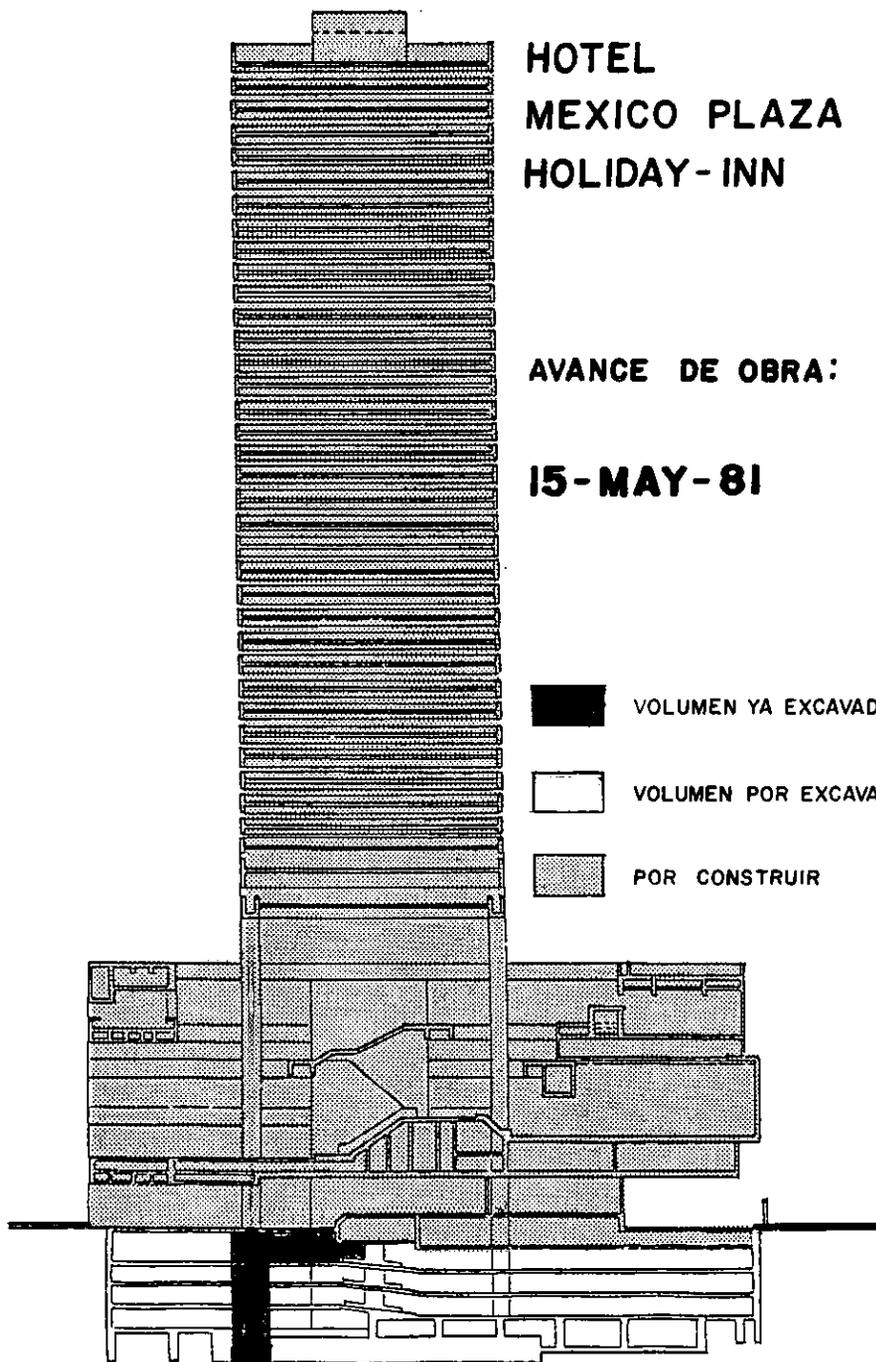


Fig. 46

HOTEL MEXICO PLAZA HOLIDAY - INN

AVANCE DE OBRA:

15 - MAYO - 82

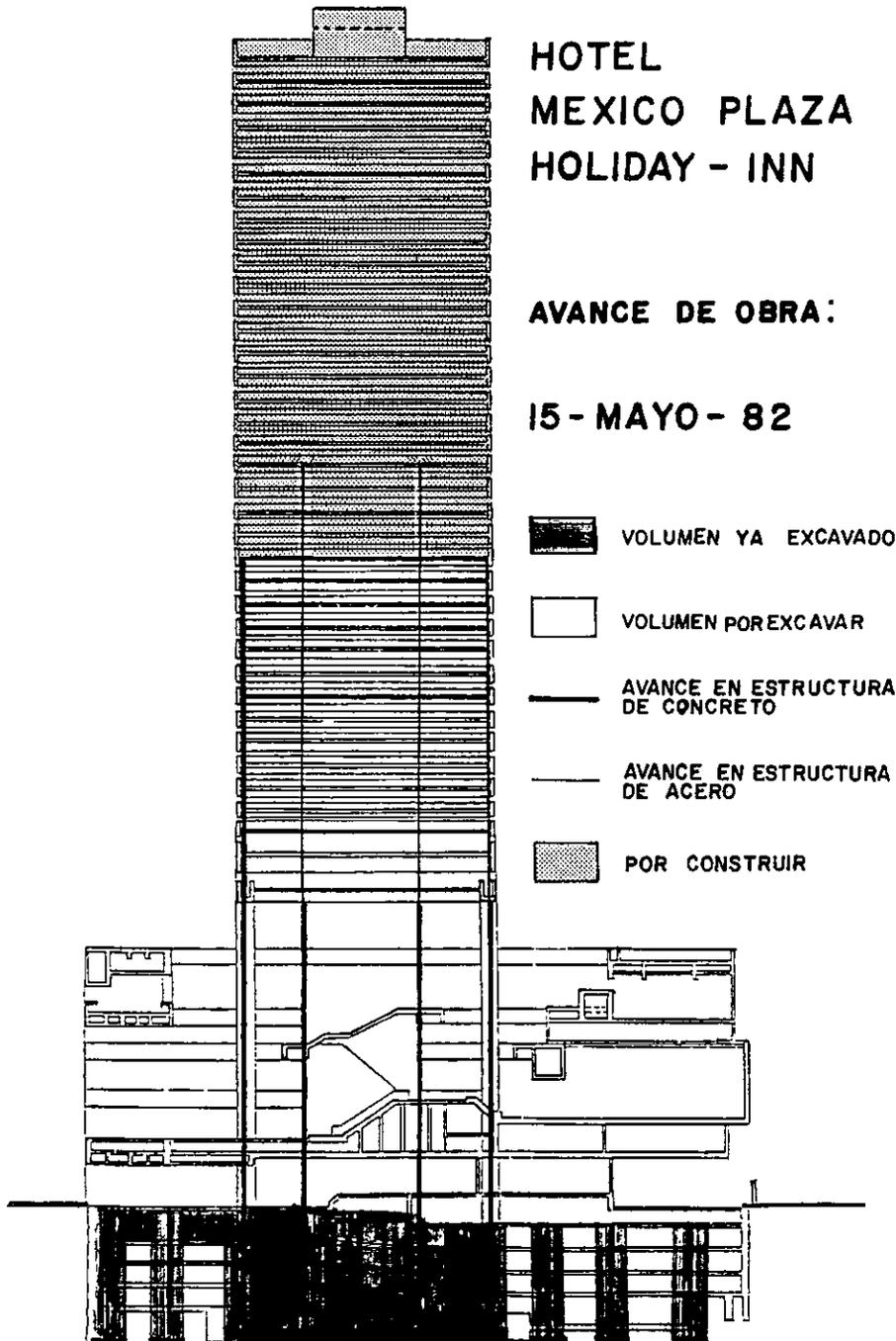
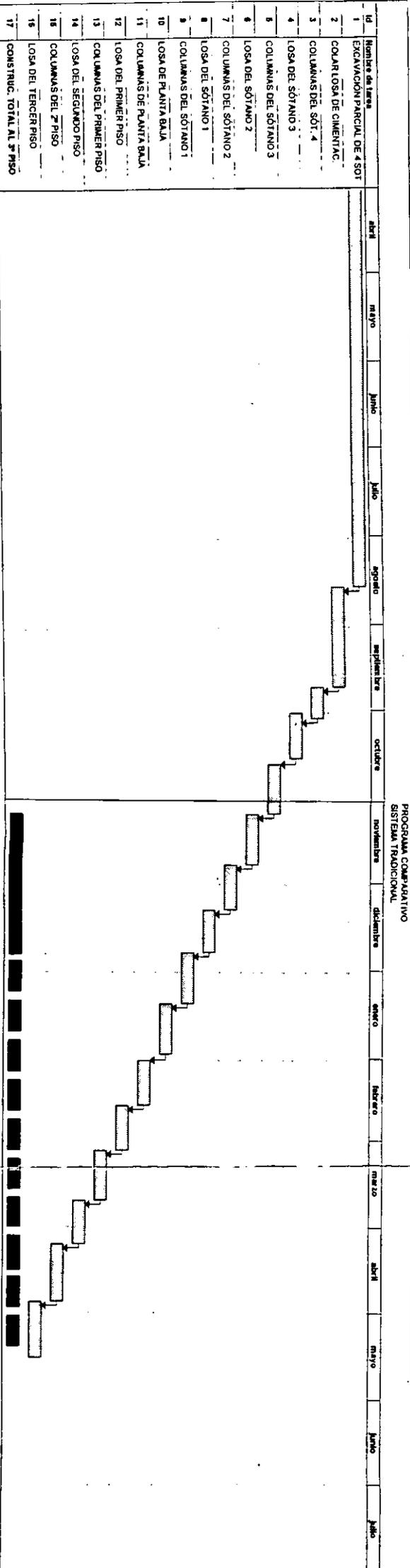


Fig. 46-a



Página 2

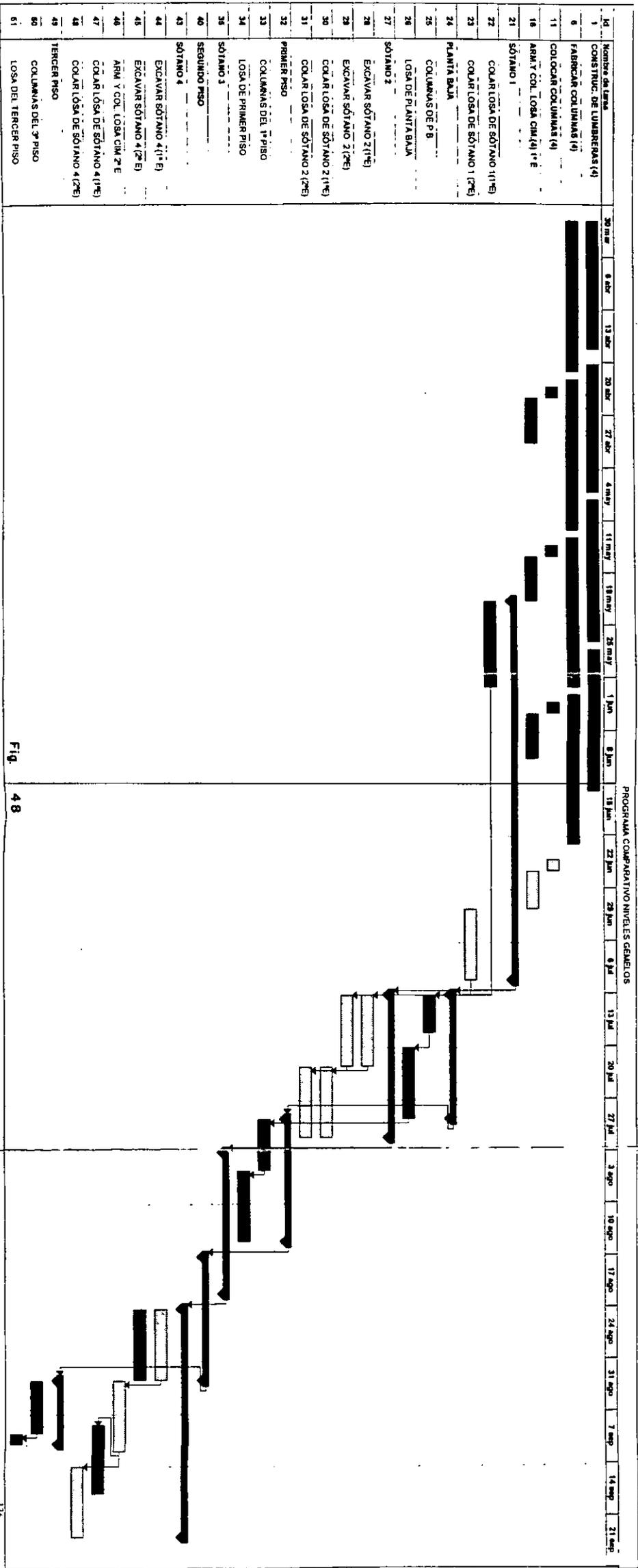


Fig. 48

CAPITULO 7

CONCLUSIONES

7.0

CONCLUSIONES

1. Es imperativo que los proyectistas acepten intentar nuevos procedimientos en la solución de diversos problemas a los que se enfrentan día con día, porque la evolución no puede detenerse.
2. Por razones de seguridad para los usuarios y estética, resulta mas conveniente localizar las zonas de estacionamiento por debajo del nivel de banquetta, cuando el proyecto así lo permita.
3. NIVELES GEMELOS, es un procedimiento constructivo que reduce severamente los programas de construcción, en edificios con más de dos sótanos.
4. Este sistema es aplicable en cualquier tipo de suelo, y permite la construcción de sótanos en edificios ya terminados.
5. Con él, es posible realizar excavaciones a grandes profundidades con máxima seguridad, ya que se destierra el peligro de la "falla de fondo" y la falla de taludes.
6. Al aplicar el sistema NIVELES GEMELOS, se producen ahorros en obras para aseguramiento del suelo, en gastos fijos de administración, en precios de materiales y mano de obra causados por la inflación, además de que genera una recuperación de la inversión de manera casi inmediata debido a la ocupación anticipada de áreas, que por métodos tradicionales no es posible lograr.
7. Se produce también un sobre-costo de algunos conceptos como son las excavaciones bajo techo y los capiteles para conectar las columnas con las losas, pero son insignificantes frente al monto sumado de ahorros en conceptos directos, más la ocupación anticipada del inmueble.
8. La suma de estos sobre-costos representan aproximadamente el 1 % de los ahorros mencionados en el apartado 6.5.2.
9. Este proyecto se inició en junio de 1981, teniendo que suspenderse un año después (junio de 1982), debido a la estatización de la Banca por la crisis económica que sufrió el país, llegando a 78 m de altura sobre el nivel de banquetta en la torre todavía en obra negra. Posteriormente se reinició la construcción en enero de 1985 hasta que se presentaron los fuertes sismos de septiembre suspendiéndose nuevamente para revisar el proyecto estructural con las Normas Emergentes, dictaminándose la reestructuración, y finalmente se terminó de construir en diciembre de 1987.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- NICHOL, HERBERT L.
Movimiento de tierras
Editorial C E C S A
México

- 2.- ANDERSON, LEE G/SETTLE. RUSELL F.
Guía practica para el Análisis Costo Beneficio
Ed. DIANA 1981
México

- 3.- JUÁREZ BADILLO, E. y RICO RODRÍGUEZ A
Mecánica de Suelos Tomos I y II.
Ed. LIMUSA
México 1979

- 4.- KARL TERZAGHI Y RALPH B. PECK
Mecánica de Suelos.
Ed. "El Ateneo"
España 1978

- 5.- PEURIFOY, R.L.
Métodos, planteamiento y equipos de construcción
Ed. DIANA
México

- 6.- PARKER, ALBERT D.
Planing and estimating Construction
Ed. Mc Graw-Hill
U.S.A.

- 7.- CRESPO VILLALAZ CARLOS.
Mecánica de Suelos y Cimentaciones
De. LIMUSA
México 1995

- 8.- **RAMÍREZ RAZCÓN ARMANDO**
Ejercicios Sobre el Comportamiento de los Suelos
U.N.A.M.
México 1978
- 9.- **JAMES M. ANTILL**
Método de la Ruta Crítica y su Aplicación a la Construcción
De. LIMUSA
México 1994
- 10.- **INSTITUTO DE INGENIERÍA**
Diseño y Construcción de Cimentaciones
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F.
U.N.A.M.
México 1997

PUBLICACIONES

- 11.- **FLAMAND CARLOS L. Y TAMEZ ENRIQUE**
Electrósomosis Aplicada a la Construcción.
SOLUM S.A. (Publicación Interna)
México 1964
- 12.- **Revista OBRAS**
Nov. de 1979
Oct. de 1981
México
- 13.- **A.D.S.C.**
Enero de 1982
U.S.A.
- 14.- **Suplemento de "EL UNIVERSAL"**
febrero 24, 1980
mayo 1982
México