

113

29



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA RECIMENTACION DE LOS ALMACENES I, II Y PELETIZADO Y DESPELETIZADO POR LOS DAÑOS CAUSADOS POR LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985, EN EL COMPLEJO INDUSTRIAL FERTIMEX, EN LAZARO CARDENAS, MICH.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

RAMON ELIAS RAMIREZ CASAS

Director de Tesis: Ing. Luis Zárate Rocha

México, D. F.

1991

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CAPITULO I

ANTECEDENTES

Desde el punto de vista de desarrollo, Fertimex llevó a efecto la construcción de una de las unidades industriales más grandes de Latinoamérica para la producción de fertilizantes. Esta unidad se encuentra ubicada en Lázaro Cárdenas, Mich. -- Uno de los mejores puertos de México, situado en la Isla de En medio en la desembocadura del Río Balsas, siendo una gran ventaja por varios aspectos, como son:

Su ubicación en una posición céntrica de la costa del -- Oceano Pacífico permitiendo un fácil acceso de sus productos a las importantes zonas agrícolas del Noroeste de la República y además la recepción de materia prima por vía marítima.

Descripción del Proyecto.

Para el diseño de este complejo de fertilizantes fosfata-

dos se tomó como base su producción anual de 396,000 TM, de -- pentóxido de fósforo, con finalidad de poder lograr 3 tipos de fertilizantes: exclusivamente fosfatados, forma de superfosfato triple granulado complejos binarios (N-P), como fosfato diamónico (OAN) y complejos ternarios (NPK), de distintas formulaciones, todos con la única intención de poder ofrecerle a los agricultores los fertilizantes más adecuados para el cultivo de tierras.

Se cuenta con 2 líneas de producción estando integradas por una planta de ácido sulfúrico, ácido fosfórico y una planta de DAP/NPK.

Contando además con una planta de superfosfato triple, -- una planta de ácido nítrico y una de nitrato de amonio, las capacidades intermedias de estas plantas son las siguientes:

- Acido Sulfúrico, 600,000 TMA c/u.
- Acido Fosfórico, 198,000 TMA de pentóxido de fósforo -- c/u.
- Acido Nítrico, 215,000 TMA.
- Nitrato de Amonio, 200,000 TMA.
- Plantas de Complejos y STGF 1'100,000 T.

Se cuenta con los siguientes servicios auxiliares:

- Suministro de energía eléctrica.

- Abastecimiento de Agua.
- Producción de Vapor.
- Muelle para tráfico de altura.

Se cuenta con todas las instalaciones requeridas para la intercomunicación conjunta de las plantas mencionadas, así como los almacenes de las distintas materias primas y de los productos terminados.

El sistema de manejo de productos tanto de materias primas como terminados y las instalaciones de envase y embarque de los fertilizantes, están diseñados para responder a los grandes volúmenes de producción.

Se han programado diversos proyectos entre ellos la construcción de la planta de urea con capacidad de 445 TMA y otros acuerdos con el crecimiento esperado de la demanda para los próximos años y considerando las probabilidades de exportación.

En cuanto a los servicios auxiliares de la unidad industrial, estos están integrados por diferentes sistemas, siendo los más importantes los que se describen a continuación:

Sistema de tratamiento y distribución de agua, Maneja un total de 300 metros cúbicos por hora agua desmineralizada y hasta 2,500 metros cúbicos por hora de agua de diferentes calidades.

Generación de Vapor.

Está integrado por tres calderas con capacidad de 100 - - ton. de vapor por hora cada una, a diferentes presiones.

Generación y Distribución de Energía Eléctrica.

Se cuenta con una subestación eléctrica receptora de - - 120,000 KVA de capacidad máxima instalada, con una relación de transformación de 230/13.8 KV. La tensión de distribución general en el complejo es de 13.8 KV. y se logra a través de 21 subestaciones secundarias, para proporcionar los servicios en 4.16 KV y 480 V. distribuidas de la siguiente manera: 5 subestaciones en el área de servicios auxiliares (22,000 KVA); 10 - subestaciones en las áreas de proceso (40,000 KVA) sumando un total aproximado de 84,000 KVA de carga en operación, cuenta - además con un turbo generador con capacidad de 17,600 KVA, que aprovecha para su operación el vapor que se genera en las plantas de ácido sulfúrico de la unidad.

Sistema de Enfriamiento de Agua.

Su manejo es de 33,000 metros cúbicos por hora en tres torrentes de enfriamiento que se complementan con sus equipos de bombeo y tuberías.

Sistema de Aire Comprimido.

Su capacidad total es de 900 M3/hora.

Almacenamiento y Distribución de Amoniac.

Consta de dos tanques esféricos de 3,500 toneladas de capacidad cada uno, con sus sistemas de refrigeración y tuberías correspondientes, además de estos dos tanques, están en proceso de construcción final 2 tanques esféricos más, de las mismas características y capacidad.

Almacenamiento de Combustibles.

Con una capacidad de almacenamiento de 9,000 metros cúbicos y sistemas de bombeo para manejar hasta 300 toneladas por hora.

Captación y Distribución de Agua Salada.

Con una capacidad de manejo de 18,000 metros cúbicos por hora y que es usada para enfriamiento, manejo de afluentes y respaldo contra incendios.

Despacho de Amoniac y Acidos.

Incluye plataformas de llenado para tanques de ferroca---

rril, nodrizas y pipas con capacidad hasta de 70 ton/hora.

Manejo de Líquidos en Buque Tanque.

Con capacidad para descargar 300 ton. por hora de amoníaco y 1200 ton. por hora de azufre fundido, por otra parte se puede cargar hasta 500 toneladas por hora de ácido sulfúrico o fosfórico.

Sistema de Manejo de Productos.

Este sistema comprende la recepción, almacenamiento y manejo de roca fosfórica, azufre, cloruro de potasio y tierra diatomacea, productos que son las materias primas usadas en las plantas productoras de la unidad.

Este sistema además incluye el manejo, almacenamiento, -- crivado, envase y embarque de los productos finales. Se cuenta con flexibilidad para recibir materias primas o embarcar -- productos terminados a la vez, ya sea por auto-transporte, ferrocarril o barco.

La capacidad del sistema de descarga son las siguientes:

POR BARCO

- Roca fosfórica 1,400 Ton/hr.

- Cloruro de potasio 700 Ton/hr.
- Azúfre 700 Ton/hr.

POR FERROCARRIL

- Cloruro de potasio 200 Ton/hr.
- Tierra diatomacea 10 Ton/hr.

Y la capacidad de Carga es como sigue:

PRODUCTO A GRANEL

- Barcos 800 Ton/hr.
- Camiones y furgones 150 Ton/hr.

PRODUCTO ENSACADO

- Barcos 360 Ton/hr.
- Ferrocarril y Camión 720 Ton/hr.

Muelle.

Tiene una longitud de 508 mts. un ancho de 15 mts. y una profundidad de dragado de 14 mts. pueden atracar simultaneamente 2 barcos con capacidades de carga de 10,000 a 60,000 ton.;- se cuenta con 3 cargadores para el manejo de producto a granel y ensacado y cuenta también con dos descargadores, uno tipo tornillo y el otro almeja para la recepción de algunos productos; cuenta además con alumbrado para el trabajo nocturno en el ca-

so de ser necesario. A los barcos se les suministra combustible y se les dota de agua potable.

Capacidad de Almacenamiento de Diferentes Productos:

Roca Fosfórica a granel	175,000 Ton.
Azúfre a granel	80,000 Ton.
Cloruro de Potasio a granel	75,000 Ton.
Tierra diatomacea a granel	1,200 Ton.
Tierra Diatomacea ensacada	500 Ton.
Nitrato de Amonio ensacado	25,000 Ton.
DAP/NPK/SFTG a granel	330,000 Ton.
DAP/NPK/SFTG ensacado	5,000 Ton.
Finos de DAP/NPK/SFTG	6,000 Ton.
T O T A L	697,000 Ton.

Además tiene capacidad de almacenamiento para los sacos - vacíos para ensacado de fertilizantes.

La unidad cuenta con edificios administrativos, comedores, enfermería, talleres de mantenimiento, almacenes de refacciones, laboratorios, producción y seguridad, oficinas de migración y aduana.

En su urbanización se consideran 15 km. de calles con pavimento de concreto hidráulico y banquetas; drenajes pluviales e industrial, alumbrado y cableado, así mismo un sistema de tele

comunicación, voceo y radiocomunicación. Su área ferroviaria tiene una longitud de 21 kms.

Fisiografía.

El delta del Río Balsas, forma parte de la estrecha llanura costera de la zona montañosa de la costa del sureste y se localiza en la zona más baja de la provincia fisiográfica de la Sierra Madre del Sur, que se extiende a lo largo de la costa del océano pacífico, desde el estado de Jalisco, hasta el Istmo de Tehuantepec.

En términos generales, el Delta forma triangular con 13 kms. de base, 9 kms. de altura y superficie aproximada de 60 km².

Los rasgos fisiográficos sobresalientes del Delta son:

- A).- Límite irregular entre las rocas pre-deltaicas y los sedimentos del Delta.
- B).- Extensas llanuras de inundación, canales y niveles naturales del Río.
- C).- Lagunas, esteros y manglares.
- D).- Abanicos Aluviales.

Varios Ríos pequeños y arroyos que no desembocan directamente al Océano.

Sismos.

Si tomamos en cuenta que en los años de 1945 y 1968 ocurrieron en la zona 69 sismos con magnitud superior a 5.8, que han ocurrido varios sismos con magnitud 7.8, o mayor a distancias inferiores a 180 kms. y que pueden esperarse sismos de magnitud hasta de 8.5, en las cercanías, se concluye la importancia que tiene el conocimiento de la respuesta del suelo y su interacción con las estructuras importantes al ocurrir sismos de gran magnitud.

El sismo más fuerte de que se tiene registro fue el de 1932, de magnitud 7.9, con epicentro a 60 kms. de Lázaro Cárdenas a una profundidad de 60 kms. En octubre 11 de 1975, ocurrió un sismo de magnitud 6.3 con epicentro a 50 kms. a una profundidad menor de 60 kms. Se midieron aceleraciones máximas en la presa José María Morelos de 0.073 G. en la roca, 0.12 G. en el desplante y 0.31 G. en la corona, sin que se hayan presentado agrietaciones. El 14 de marzo de 1979, se presentó un sismo con magnitud 7.6, con epicentro a 87 kms. y a una profundidad de 58 kms. Las aceleraciones máximas medidas en la presa fueron de 0.018 G. en la roca, 0.133 G. en el desplante y 0.371 G. en la corona. En la siderúrgica se midió el nivel de piso 0.316. Durante este sismo se formaron grietas longitudinales en la corona de la cortina debido a distorsiones por cotante que originaron deformaciones de taludes y pér-

dida de bordo libre, pero de carácter considerado como no peligroso por sus dimensiones.

De ello se pudo concluir que el intervalo crítico de aceleración de la cortina, en este caso, estuvo comprendido entre 0.31 G. y 0.341G. y se ha comprobado que existe un efecto de rigidización en la cortina por los efectos sísmicos. Debe mencionarse que la revisión por estabilidad de la cortina se realizó estáticamente para una aceleración horizontal de 0.15 G. y vertical de 0.05 G. uniforme en toda la altura.

El Delta del Rio Balsas se localiza dentro de la zona de alta sismicidad, asociada a la subsucción de la placa del Océano Pacifico bajo el continente Americano. Desde el punto de vista de temblores someros, la sismicidad en México es la más alta de todo el hemisferio occidental (Gutenberg y Richter), y afecta principalmente los estados costeros de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas.

En la tabla siguiente se muestran los sismos de magnitud 5 o mayor ocurridos de 1909 a 1970, cuyos epicentros se localizaron entre las latitudes 15°N a 20°N y las longitudes 100° a 105°W. Se escogieron estas coordenadas por considerar que los temblores más allá de las fronteras indicadas ya estarían muy alejados.

Como para causar daños en los equipos y estructuras que -

constituyen los proyectos que se desarrollan en el Delta del -
Río Balsas.

MAGNITUD ESCALA RICHTER	SISMOS OCURRIDOS (1909-1970)
7.8 - 8.5	2
7.0 - 7.7	2
6.0 - 7.0	26
5.3 - 6.0	48
5.0 - 5.2	68

Fenómeno de Licuación.

El 14 de Marzo de 1979, ocurrió un sismo fuerte con epi--
centro a una distancia de 50 kms. de Lázaro Cárdenas, fue poco
profundo, de una magnitud de 6.5 y con duración de 35 seg., la
aceleración máxima registrada fue de 0.6 G., medida en el área
donde se encuentran las instalaciones de sicartsa.

Rellenos en la Isla de Enmedio.

Por los años 1972-74, como parte de la 1a. etapa de cons-
trucción de la Siderúrgica Lázaro Cárdenas - Las Truchas, en -
la desembocadura del Río Balsas se construyeron muelles y se -

dragó una dársena.

El material producto del dragado fue utilizado, en parte y previa selección, como relleno en el área de la Siderúrgica. La parte restante se colocó en forma hidráulica en la llamada "Isla de Enmedio", en cuya zona norte se depósito la fracción más gruesa (grava y arena con algunos boleos), mientras que la más fina (arena fina y limo) escurrió y se sedimentó en la zona suroeste, más baja.

A partir del año 1978, Fertilizantes Mexicanos, S.A. procedió a la construcción de un complejo industrial en la isla, abarcando en primera instancia la zona noroeste de ella, y extendiéndose después en una segunda etapa hacia la suroeste. Para alcanzar los niveles de proyecto se conformaron las áreas por construir, agregando sobre el relleno hidraúlico otro seleccionado de buena calidad, colocado y compactado por medios mecánicos.

Durante los sismos ocurridos el 14 de marzo de 1979 y el 24 de octubre de 1981, pero especialmente en el primero, se presentaron evidencias locales del fenómeno de licuación en la isla, sobre todo en su zona suroeste. Estudios específicos -- posteriores verificaron la ocurrencia del fenómeno y revelaron que éste ocurrió en un estrato natural bajo los rellenos, compuesto por arena fina, suelta y saturada, misma que brotó en la superficie en pequeños borbollones.

La presencia de estratos de suelos susceptibles de licuar se a poca profundidad obligó al uso de cimientos profundos para desplantar todas las instalaciones principales del complejo, limitando el uso de cimentaciones superficiales a instalaciones auxiliares o secundarias de menor importancia.

En esa fecha ya se había iniciado la construcción de algunas obras de Fertimex, principalmente estructuras ligeras de un piso, como oficinas, talleres, etc., por efecto de las grietas algunas columnas, cimentadas sobre zapatas aisladas, se inclinaron.

Los volcanes de arena surgieron al finalizar el sismo. A través de ellos brotaron chorros de agua y arena que al inicio alcanzaron alturas del orden de 2.0 M. en un lapso más o menos corto, posteriormente éstos decrecieron hasta hacerse insignificantes. Aún así, el flujo de arena y agua no cesó sino hasta una hora y media después.

De acuerdo con los estudios llevados a cabo por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, pudo detectarse el estrato de suelo en el que ocurrió licuación. Se delimitó tanto en planta como en elevación (Fig. III.2). Así mismo, mediante correlaciones, que toman en cuenta la relación $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$, τ , esfuerzo cortante inducido por el sismo, σ_1 esfuerzo efectivo vertical en el estrato) se confirmó el alto riesgo de licuación en áreas donde no se manifestó el fenómeno.

Un segundo estudio mediante pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con aplicación cíclica de carga, en muestras reconstruidas y en combinación con programas de computadora -- que simulan las condiciones estratigráficas e hidráulicas en el sitio, sirvió para definir la generación y disipación de la presión de poro en el depósito, llegando a la conclusión de -- que aún cuando no hubo manifestaciones de licuación en toda la zona donde se detectó el estrato de arena fina, ésta si se presentó, sólo que la presión de poro generada no fue capaz de -- romper la capa de suelo por arriba del estrato licuable y producir volcanes de arena y grietas.

En el momento de ocurrencia de los dos sismos de mayor -- magnitud el 19 y 20 de septiembre de 1985, la etapa de construcción en el complejo tenía un avance del 80%, estando terminadas y próximas a inaugurarse.

- Dos plantas de ácido sulfúrico.
- Una planta de ácido nítrico.
- Una planta de fórmulas complejas DAP/HAK.

Y parcialmente construido el sistema para manejo de sólidos.

Así como los almacenes de nitrato de amonio, almacén de cloruro de potasio, dos almacenes de DAP/NPK, iniciando la construcción de un almacén para roca fosfórica.

En capítulos posteriores se detalla la estructuración original de dichos almacenes que fueron construidos sin ningún tipo de cimentación profunda localizándose estos almacenes en la zona achurada de la fig. No.

Los efectos de los sismos arriba mencionados fueron mayores en la construcción desplegada sin pilotaje, siendo estas zonas pocas en relación con todo el complejo.

Practicamente, la mayor parte de las estructuras están -- construidas sobre pilotes de concreto hincados con martinete o sobre pilas coladas en sitio.

De las zonas más dañadas destacan los almacenes de nitrato de amonio, edificio de paletizado y despaletizado y el almacén de cloruro de potasio y de cuya recimentación trata este trabajo.

Los daños ocurridos en estas estructuras se debieron principalmente al fenómeno de licuación de arenas en el cual consiste una disminución rápida de la resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o practicamente nulos por un aumento rápido de la presión neutral, esto ocurre cuando el suelo queda sujeto a una sollicitación brusca de tipo dinámico como puede ser un impacto o un sismo. La estructura gradual del material sufre un derrumbe instantáneo que afecta masas grandes de

suelo causando que el agua tome bruscamente presiones adicionales muy por encima de la hidrostática que reduce la presión -- isostática a cero, con esto el conjunto se comporta como una - suspensión densa y este comportamiento da el nombre a este fenómeno.

Este fenómeno causó hundimientos diferenciales, así como desplomes en las columnas de la estructura causando con esto - roturas en el piso de concreto y en el techado formado a base de lámina de asbesto-cemento así como agrietaciones en los muros de fachada de tabique, sin embargo el daño más importante fue la presencia de cavernas subterráneas o góliseras que se formaron por el fenómeno antes descrito, poniendo en peligro la - estabilidad de la estructura.

En los próximos capítulos se describe a detalle la estructuración original de estos almacenes así como las alternativas para la cimentación profunda a utilizarse y el procedimiento - constructivo llevado a cabo para efectuar la recimentación de estos almacenes con el objeto de salvarlos y aprovecharlos para el fin que fueron construidos.

CAPITULO II
ESTUDIOS PRELIMINARES
Y
ESTRUCTURACION ORIGINAL

Introducción.

El diseño de una recimentación no puede realizarse de una manera inteligente y satisfactoria a menos que el ingeniero diseñador tenga una concepción razonable segura de la estatigrafía y propiedades del suelo.

Mediante un programa de perforaciones y sondeos para obtener las condiciones del subsuelo la información de la exploración realizada se limita a conocer la secuencia de materiales a lo largo de líneas verticales comunmente espaciadas a una distancia no menor de 15 a 20 mts. y concerniente al significado de las propiedades que se determinan mediante muestras.

La experiencia ha demostrado que las causas de falsas interpretaciones de las condiciones del subsuelo pueden ser, la influencia sobre los resultados de muestras excesivamente altas o diferencias significantes entre las pruebas y condiciones de campo; no alcanza a reconocer o juzgar las condiciones más desfavorables del subsuelo, compatibles con los datos de campo, así como el contacto inadecuado entre el diseñador y el constructor ya que el primero no detecta detalles significativos de las condiciones del suelo o de los procedimientos de construcción que puedan surgir y ser diferentes a los que él anticipó o especificó.

Una combinación de teoría y experiencias es muy esencial para el funcionamiento de cualquier estructura construida sobre el suelo. Otro sistema que tiende a ser muy popular es el método observacional que como su nombre lo indica consiste en hacer observaciones apropiadas durante la construcción de las cimentaciones para detectar cualquier signo de cambio de las condiciones reales y de los supuestos por el diseñador y modificar el diseño o el método de construcción de acuerdo a los resultados de la observación.

Los depósitos de suelo en la naturaleza son complejos de una manera extremadamente errática produciendo de este modo una variedad inmensa de factores que pueden afectar la selección y ejecución de las cimentaciones.

Existe la posibilidad de que las operaciones de construcción puedan alterar las propiedades del suelo considerablemente de los que usaron en el análisis inicial para el diseño de la cimentación.

El ingeniero constructor debe tener la habilidad para interpretar los principios de la mecánica de suelos para adaptarlos a las condiciones de campo.

Para llevar a cabo la construcción de cimentaciones profundas se han utilizado diferentes procedimientos, que no en todos los casos siguen de cerca las recomendaciones dictadas por el consultor en mecánica de suelos.

Para obras de gran magnitud en donde se encuentran estratos problemas se generaliza el uso de cimentaciones consistentes principalmente en el de cimentaciones profundas a base de pilas o pilotes.

En el caso particular de las instalaciones de Fertimex en la Isla de Enmedio y a raíz de los sismos ocurridos en septiembre de 1985, las principales obras que realizaba Fertimex se encuentran en el área donde se han presentado en varias ocasiones el fenómeno de licuación, apareciendo grietas y volcanes de arena.

Para estructuras apoyadas sobre cimientos superficiales,-

el procedimiento de construcción, fue el de sustituir los suelos blandos por suelos granulares compactos y con cementante. En general, este procedimiento se llevó a cabo en todo el perímetro de la construcción con el fin de aislar el área y evitar en lo posible la generación de grietas en el terreno a través del área construida.

Lo anterior no dio resultados satisfactorios, ya que después del sismo de septiembre de 1985 que produjo licuación nuevamente en algunas áreas de la Isla de "Enmedio", las grietas que se formaron superficialmente en algunos casos, cruzaron al interior de la construcción.

No existen reportes de daños serios en la Isla de "Enmedio" por el sismo de septiembre de 1985, en estructuras apoyadas sobre pilotes los daños que este temblor ocasionó fueron - agrietamientos en pisos y plataformas y en algunos muros divisorios.

Sin embargo, los daños serios ocasionados por el mencionado movimiento telúrico se dieron lugar en estructuras cimentadas directamente sin tener ningún tipo de cimentación profunda, como es el caso de los almacenes de producto terminado, en los que los daños causados fueron significativos ocasionando - desplazamientos horizontales y verticales de las estructuras, - así como desplomes de las columnas.

A raíz de estos daños se tuvo que efectuar una recimentación en estos almacenes con el objeto de salvar estas estructuras y lograr su operación con la suficiente seguridad.

Este trabajo está enfocado al análisis de los trabajos de recimentación que fueron efectuados en los almacenes de nitrato de amonio, cloruro de potasio y edificios de paletizado y -despaletizado.

En este trabajo, tratamos de analizar, siempre desde el punto de vista constructivo, los procedimientos llevados a cabo en la recimentación de estas estructuras, a partir de un --proyecto de ingeniería ex-profeso para resolver el problema citado.

De acuerdo con dicho proyecto, se presenta la secuencia -constructiva, del método empleado tratando de ahondar en cada paso, rezeñando lo más extenso posible los procedimientos utilizados.

En un capítulo de este trabajo, se tratan las posibles alternativas para llevar a cabo una recimentación, es conveniente aclarar que estas alternativas están analizadas tomando en cuenta aspectos constructivos exclusivamente, sin embargo para llegar a la alternativa más adecuada, seguramente se tuvieron que analizar otros aspectos, de los cuales no tratamos en este trabajo por no ser el objetivo.

Objeto e Importancia de una Cimentación.

Practicamente todas las estructuras de ingeniería descansan sobre el suelo, desde rellenos de tierra, presas de tierra o de concreto, edificios, puentes, torres de comunicación, - - etc., las estructuras que realiza la ingeniería civil generalmente consisten de dos partes; la superior o super-estructura y la inferior, llamada cimentación.

El término cimentación se usa para designar la parte de - la estructura que sirve para transmitir al suelo el peso de la super-estructura y cualquiera otra fuerza que pueda actuar sobre ella. Una cimentación es, por lo tanto, la unión entre la super-estructura y el suelo, considerada como un elemento de - interfase. En el caso de rellenos de tierra o presas de tierra, no existe una línea de demarcación clara entre la super-estructura y la cimentación.

La función de una cimentación diseñada apropiadamente es de soportar las cargas que descansan sobre ella y distribuir-- las de una manera satisfactoria sobre las superficies de contacto de la capa de suelo sobre la cual descansa la cimenta- - ción. La importancia de una cimentación es evidente ya que -- ninguna estructura puede permanecer y funcionar sin una cimentación adecuada.

Cuando las capas superficiales del suelo son débiles, la

cimentación tiene que ser llevada hasta capas de suelo más resistentes a profundidades, en ocasiones, grandes; ya sea por medio de excavaciones o bien por hincado de pilotes. Las cargas que se van a transmitir a estas capas de suelo causan esfuerzos y por lo tanto, deformaciones de la masa de suelo soportante. La magnitud de las deformaciones unitarias dependerá de la magnitud de los correspondientes esfuerzos unitarios y de las propiedades elásticas y plásticas del suelo.

Una cimentación tiende en forma natural a seguir cualquier asentamiento del suelo sobre el cual descansa. La superestructura seguirá el asentamiento de la cimentación sobre la que se apoya.

El suelo soportante, la cimentación y la superestructura forman una unidad simple y por tanto siempre debe ser considerada como tal. La interacción entre ellos es bastante complicada.

Exploración del Suelo:

La exploración de suelos se lleva a cabo en tres fases:

- 1.- Reconocimiento superficial del lugar.
- 2.- Exploración preliminar.
- 3.- Exploración detallada que incluye el muestreo de suelos.

Programa de Exploración de Suelos.

El programa de exploración incluye algunos o todos los -- puntos siguientes:

1.- Información sobre dimensiones, tipo y uso de la estructura, posibles cargas sobre el suelo y los asentamientos tolerables de la estructura.

2.- Reconocimiento geológico del área. El estudio geotécnico se debe iniciar con la recopilación de la información disponible sobre topografía y geología en este reconocimiento se debe identificar las estructuras geológicas, localizar fallas, fracturas y rellenos.

3.- Investigación preliminar del subsuelo. Esto se lleva a cabo usualmente por medio de pocas perforaciones y pruebas en el lugar para establecer los tipos de materiales, estratificación del suelo y posible localización del nivel de aguas freáticas.

4.- Investigación detallada del subsuelo. Para proyectos importantes o, donde el suelo es de poca calidad o errático, es necesario realizar una investigación más detallada recolectando muestras inalteradas de suelo, para determinar la resistencia al corte y el análisis de asentamiento.

Esta exploración se llevó a cabo mediante diversos procedimientos de exploración como a continuación se describe:

A) Sondeos de Penetración Estándar:

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es el más ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente fraccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que es la característica más importante de su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas.

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a gol-

pes dados por un martinete de 140 lbs. que cae desde una altura de 30 pulgadas contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 1 pie. El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable - que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto, en cada avance de 2 pies (60 cms.) debe retirarse el penetrómetro, removiendolo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado cuidadosamente usando una posteadora o una cuchara. Una vez limpio el pozo, el muestrador se hace descender hasta tocar el fondo y seguidamente a golpes se hace que el penetrómetro entre 15 cms. dentro del suelo.

Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 CMS. (1 PIE). A continuación hágase penetrar el muestrador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

Estos sondeos se llevaron a cabo a una profundidad de entre 20 y 25 metros, con el objetivo de conocer la compacidad de los suelos arenosos, que es la característica fundamental de su comportamiento mecánico.

B) Sondeos Mixtos:

Se efectuaron a una profundidad de entre 20 y 35 metros, excepcionalmente de hasta 50 y 70 mts., combinando las pruebas de penetración estándar con la obtención de muestras alteradas e inalteradas de los suelos, mediante el empleo de los muestreadores que en seguida se describen:

Tubo de Pared Delgada:

La prueba consiste en hincar en muestreador shelby a una presión constante, a una velocidad entre 15 y 30 cm/seg., en el fondo de la perforación se deja un minuto estático para permitir que la muestra se expanda y aumente la adherencia con el tubo, se gira este para cortar la base de la muestra y se saca al exterior donde se limpia, clasifica, protege y se envía al laboratorio.

Se ha utilizado para la recuperación de muestras inalteradas en los suelos cohesivos blandos que existen intercalados con los depósitos de grava-arena, son muestreadores tipo shelby de 76 mm. (3") y 100 mm. (4") de diámetro exterior, 1.6 mm. (1/16") de espesor y usualmente de 90 cms. de longitud. La velocidad constante de hincado ha variado entre 15 y 30 cm/seg.

Barril Denison.

Es un muestreador que se utiliza para la obtención de -- muestras inalteradas y es una adaptación de las técnicas de -- muestra en roca en la que la muestra se hace penetrar en el interior de un tubo de pared delgada.

En su funcionamiento se inyecta agua o lodo de perfora-- ción a través de las barras de sondeo, enfriando la broca y -- arrastrando al exterior el material desmenuzado.

El muestreador se empuja en el terreno por medio de gatos que ejercen una presión de entre una y dos tons., los gatos se reaccionan contra el equipo de perforación.

Este muestreador ha sido utilizado con éxito para la ob-- tención de muestras inalteradas en los depósitos del Delta formado por arenas cementadas o suelos duros. El muestreador es el diseño convencional. El empleo de este barril, fue limitado en los suelos duros que yacen por debajo de depósitos alu-- viales gruesos, ya que se requiere de ademe metálico recuperable, cuyo diámetro usual máximo es de 102 mm.

C) Pozos a Cielo Abierto.

Se denominan pozos a cielo abierto (PCA) las excavaciones

realizadas preferentemente a pico y pala, en el sitio de construcción de una obra con la finalidad de observar la estratigrafía de los suelos en una forma más real y la de obtención de muestras tanto alteradas como inalteradas.

Las dimensiones de un PCA generalmente son de 1.5 M. de lado en forma cuadrada (aunque estas medidas pueden variar de acuerdo a las necesidades de la exploración) y de una profundidad normalmente menor de 10.0 mts.

Por medio de un PCA podemos conseguir:

- 1.- Muestras alteradas; ya sea mediante un muestreo integral (se hace una horadación de sección informe de -- unos 20 cms. de ancho por 15 cms. de profundidad a todo lo largo de una o varias paredes de la excavación) o bien por muestreo individual (las muestras se obtienen de cada estrato en forma independiente ya sea de una o de varias paredes).
- 2.- Observar en forma real la disposición de los estratos, su espesor, inclinación, el tipo de suelo de cada uno de ellos, color, etc.
- 3.- Realizar exploraciones semi-directas tales como pruebas de placa, resistencia al esfuerzo cortante, resis

tencia a la compresión simple por medio del penetrómetro.

- 4.- Muestras inalteradas de suelo. Estas muestras pueden tomarse de las paredes o del fondo de la excavación.

Se efectuaron a una profundidad menor de 4 mts. este procedimiento directo es el más confiable para determinar las características del subsuelo; sin embargo, la profundidad de exploración se ve limitada por la presencia del nivel freático, la estabilidad de las paredes de la excavación o las características del material, en los pozos realizados se observó la estratigrafía superficial del subsuelo y se extrajeron de ellos muestras alteradas representativas y cúbicas inalteradas. Así mismo en varios de ellos se estableció la posición del nivel freático.

Estos sondeos se llevaron a cabo en 2 etapas, la primera consistió en 29 sondeos mixtos, y en la segunda se efectuaron 14 sondeos exploratorios de penetración estándar y 12 sondeos mixtos con extracción de muestras con tubo shelby.

De la información obtenida con la exploración es difícil establecer, claramente una secuencia estatigráfica; sin embargo en términos generales, el subsuelo se puede describir de la siguiente manera:

Primer Estrato.-

Elevación aproximada $N + 3.50$ M. lo constituye un relleno de un espesor promedio de 3 mts. formado por boleos, gravas y limos; parte de este relleno es hidráulico y el festo fue, colocado mecánicamente.

Segundo Estrato.-

Elevación aproximada $N + 1.0$ a $N + 0.5$ M. está formado -- por una arcilla, limosa o un limo arcilloso, con bajos porcentajes de arena fina y contaminado con materia orgánica; presenta una resistencia a la penetración y están entre 3 y 13 golpes, y una variación en su contenido de agua de 20 a 50%. El espesor del estrato varía de 0.5 mts. a 30 mts. y en algunas zonas no fue detectado.

Tercer Estrato.-

Elevación aproximada $N + 0.00$ a $N - 1.5$ mts. está constituido por una arena fina limosa, de color gris oscuro y un -- contenido de finos menor al 15%; en ocasiones se detectaron -- gravas aisladas. Presenta una resistencia a la penetración estándar desde 5 hasta 28 golpes, el valor mínimo promedio fue -- de 11 golpes y el máximo de 22 golpes. El estrato presenta -- una variación de espesor entre 1.0 y 6.0 m.

Cuarto Estrato.-

Elevaciones aproximadas N- 2.0 a N - 8.0 lo componen mezclas de arena fina a media con grava y poco limo, gravas arenosas con algunos boleos y arenas limosas. La resistencia a la penetración estándar es casi siempre mayor a los 30 golpes y el espesor varía de 7.0 a 16.0 mts.

Quinto Estrato.-

Elevación aproximado N- 14.0 a N-21.5, en algunas zonas está formado por una arcilla de mediana a alta plasticidad y en otras por un limo arenoso con poca materia orgánica; presenta una resistencia a la penetración estándar muy variable comprendida entre 10 y 45 golpes, su espesor promedio es aproximadamente de 1.0 mts.

Sexto Estrato.-

Elevación aproximada N-16.5 a N-22.0 compuesto por mezclas de arena fina linosa, en ocasiones con gravas aisladas; su resistencia a la penetración estándar varía de 35 a más de 50 golpes. El material fue detectado hasta la próxima profundidad explorada.

El nivel de aguas freáticas (NAF) se encontró entre las

cotas + 1.5 m y + 0.5 m. de acuerdo con las observaciones de campo el NAF presenta variaciones estacionales, que se estima oscilan entre los niveles 0.0 mts. y 1.5 mts. no se encontraron razones para suponer que las condiciones de presión en el agua sean diferentes de las hidrostáticas.

Propiedades Mecánicas.-

La resistencia al esfuerzo cortantes de los diferentes estratos del subsuelo en estudio, se determinó por medio de pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada y en pruebas de compresión simple. La compresibilidad de los materiales finos se obtuvo mediante pruebas de consolidación unidimensional.

A continuación se describe brevemente cada una de las pruebas antes mencionadas:

Prueba de Consolidación Unidimensional.

El objeto de una prueba de consolidación unidimensional es determinar el decrecimiento de volumen y la velocidad con que este decrecimiento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras.

El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior.

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones. Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación.

Al realizar la prueba de consolidación unidimensional, cada incremento de carga se mantiene el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente; después de lo cual, se podrá aplicar el siguiente incremento.

En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga se selecciona un tiempo arbitrario tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas caigan ya más allá del periodo de consolidación primaria. La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a ese tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad.

Compresión Triaxial Consolidada no Drenada.

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deforma-

ción y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales, que actúan sobre un espécimen.

En este tipo de prueba la triaxial consolidada no drenada, al principio el espécimen se deja consolidar totalmente bajo la presión de la cámara, que llega a ser esfuerzo efectivo, después se lleva al suelo la falla con aplicación de un esfuerzo desviador axial actuante con la válvula de salida del agua a la bureta cerrada, de modo que no se permita consolidación adicional en el espécimen; esto ocasiona que, conforme se aplica el esfuerzo desviador, se vaya desarrollando presión en el agua intersticial con lo que, durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de esa presión.

El procedimiento para llevar a cabo esta prueba es el siguiente:

A).- Etapa de Consolidación.

Las lecturas iniciales durante esta primera etapa necesitan dos operadores; uno para leer el extensómetro y registrar los datos y el otro para leer las variaciones de nivel en la bureta. Por lo demás, las manipulaciones deberán ajustarse a lo que sigue:

- 1.- En un cierto tiempo registrado, se abre la válvula -- completamente.
- 2.- Se toman lecturas simultáneas del extensómetro y la bureta en tiempos de 15 seg., 30 seg., 1 min., 2 min., 4 min., 8 min., 15 min., 1 hr., 2 hrs., 4 hrs., etc., después de haberse iniciado el proceso de consolidación, por abrirse la válvula.
- 3.- Se trazan gráficas semilogarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos (escala logarítmica) simultaneamente al proceso de consolidación.
- 4.- Al llegar al 100% de consolidación primaria, lo cual se nota por definirse tramos rectos en las curvas de consolidación, pero en ningún caso antes de 24 hrs., se cierra la válvula.

B).- Etapa de Carga Axial y Falla.

Se hacen actuar cargas sobre la ménsula, colocando los incrementos con intervalos de un minuto, obteniendo las lecturas del extensómetro correspondientes a cada incremento cinco seg. antes de agregar el siguiente incremento.

El peso de cada incremento será un décimo de la carga de

falla prevista. Según la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada tomándose nota del desarrollo de grietas, abultamientos, pérdidas de verticalidad, etc.

Después de que el espécimen haya fallado o de que su deformación axial sobrepase el 25-30% cesa el proceso de incrementar la carga, se quita la presión de cámara, se retiran las pesas de la ménsula y se quita el extensómetro.

Compresión Simple.

La prueba de compresión simple es la más usual en los laboratorios de mecánica de suelos para los trabajos de rutina. Esta prueba tiene la ventaja de ser de fácil realización y de exigir equipo relativamente sencillo, en comparación de las pruebas triaxiales. Sin embargo, una correcta interpretación de sus resultados es más difícil que en el caso de las pruebas triaxiales, si se desea ir al fondo de los mecanismos de falla que tienen lugar; por el contrario, los resultados de la prueba son de fácil aplicación a los trabajos de rutina, por lo menos en apariencia, pero es recomendable que las conclusiones que se deriven de esta prueba vayan siempre sancionadas por un especialista. La prueba queda circunscrita a arcillas y suelos cohesivos, pues en las arenas y suelos arenosos no es posible el labrado de las muestras.

El Procedimiento de Prueba es el Siguiete:

Se aplican incrementos de carga, esto puede lograrse haciendo obrar cada minuto valores del orden de 1/5 a 1/16 de la carga de falla estimada.

Para adquirir una idea de la resistencia del material a probar utiliza un aparato portátil de piñón y cremallera o de plataforma o de carga con tornillo de avance; este aparato sencillo puede usarse en el campo para determinaciones toscas de las resistencias a la compresión simple de las arcillas.

En pruebas con deformación controlada deberá trabajarse con una velocidad tal que la prueba dure el mínimo tiempo de 5 a 10 min.

A continuación se muestra un resumen de las propiedades mecánicas del subsuelo y un croquis de localización de sondeos y la estatigrafía según el eje "A" y el eje "B".

RESUMEN DE RESULTADOS DE PRUEBAS MECANICAS

SON-DEOS	MUES-TRA	PROFUNDIDAD MTS.	T/M3	Ss	QU KG/CM2	MV CM2/KG	ϕ
2	7	3.00 A 3.75	1.83	2.72	-	0.0436	-
	8	3.75 A 4.50	1.97	2.69	-	-	-
3	22	11.50 A 11.80	1.60	2.73	-	0.0925	-
5	35	20.25 A 20.80	1.76	2.66	0.480	0.0160	-
6	39	19.10 A 19.51	1.88	2.70	1.120	0.0180	-
	43	21.01 A 21.55	1.74	-	0.930	-	-
	7-1	3.00 A 4.00	1.62	-	0.250	-	-
7	7-2	3.00 A 4.00	1.62	-	0.300	-	-
	8	4.00 A 5.00	-	-	-	0.0166	-
	41	21.00 A 21.52	-	-	-	0.0168	-
8	40	19.50 A 22.00	1.83	2.71	-	0.0280	-
9	41-1	21.00 A 21.75	1.85	2.66	1.800	0.2500	16.3
	41-2	21.00 A 21.75	1.76	2.66	2.000	0.2500	16.3
10	29	14.50 A 15.25	1.94	-	0.170	-	-
	37	18.75 A 19.50	2.04	-	0.220	-	-
11	40-1	21.00 A 21.75	2.00	2.69	0.370	0.0114	17.3
	40-2	21.00 A 21.75	-	2.69	0.370	0.0114	17.3
12	6	2.50 A 3.00	1.86	2.71	0.680 A 0.630	0.0720	-
	9	4.75 A 5.50	1.86	2.69	0.160 A 0.140	-	-
13	6	2.50 A 3.25	1.79	2.65	-	0.0644	-
	8	3.75 A 4.50	1.97	2.72	0.084 A 0.190	0.0142	-
	21	10.50 A 11.10	1.56	2.70	0.220	-	-
14	25	12.55 A 12.75	1.90	2.67	0.227	-	-
	29	16.10 A 16.60	2.07	-	1.140	-	-
15	35	19.10 A 19.68	1.93	1.93	0.920	-	-
	47-1	25.03 A 25.83	1.90	2.68	1.850	-	-
	47-2	25.03 A 25.83	1.85	2.65	1.700	0.0370	-
	7	4.10 A 4.85	-	-	-	0.0503	-
16	30	16.60 A 17.00	1.93	-	0.360	-	-
	32	18.00 A 18.40	1.84	-	0.280	-	-
17	11	5.00 A 5.75	2.09	2.72	-	0.0294	42.71
	24	12.50 A 13.25	1.90	-	0.500	0.0186	-
18	33	17.25 A 17.90	1.38	-	0.290	0.0086	-
	37-1	19.40 A 20.15	1.74	2.60	1.100	0.0186	-
	37-2	19.40 A 20.15	1.93	2.60	0.900	0.0186	-
19	26	13.00 A 13.30	1.89	2.70	-	-	41.40
	7	3.00 A 3.75	1.74	2.67	0.860	-	-
20	11	5.35 A 5.75	1.78	2.72	0.216	-	-
	33	16.20 A 16.70	1.99	2.67	0.720	-	43.80
24	34-1	16.34 A 16.64	1.93	-	0.400	-	-
	34.2	16.34 A 16.64	1.86	-	0.570	-	-
	9	4.00 A 4.60	-	-	-	0.0202	-
	32	16.10 A 16.45	1.84	-	0.580	-	-
25	38	18.95 A 19.50	1.85	-	0.640	0.0300	-
	40-1	20.00 A 20.50	1.74	-	0.800	-	-
	40-2	20.00 A 20.50	1.69	-	-	-	-
	45	22.50 A 23.25	-	-	-	0.0233	-
26	38-1	19.47 A 20.00	1.90	2.78	0.530	-	-
	38-2	19.47 A 20.00	1.88	2.78	0.420	-	-
27	6-1	3.00 A 3.75	1.72	2.77	0.540	0.0400	-
	6-2	3.00 A 3.75	1.73	2.77	0.550	0.0400	-
	8	-	1.86	2.61	-	0.0204	-
22	10	4.75 A 5.50	1.68	2.64	-	0.0310	-
	27	14.00 A 14.45	1.64	2.66	-	0.0640	-

Donde:

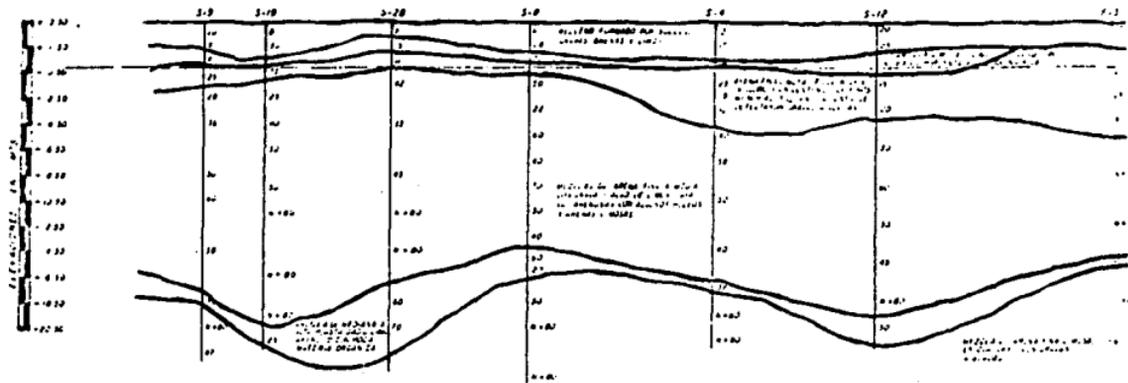
T/M3 = Peso volumétrico en T/M3.

Ss. = Peso específico relativo de sólidos.

Qv. = Resistencia al esfuerzo cortante KG/CM2.

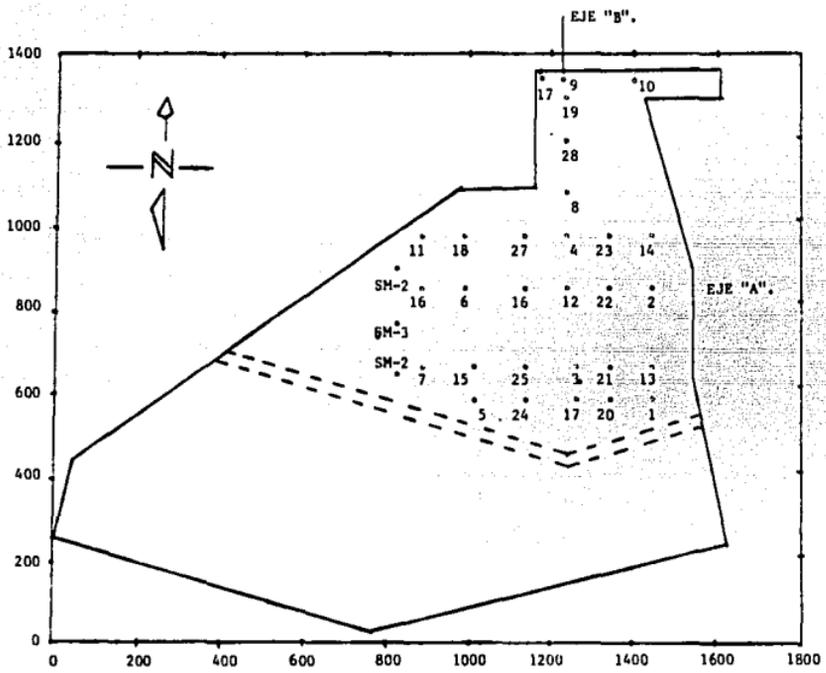
Mv. = Coeficiente de variación volumétrica.

 ϕ = Angulo de fricción interna.



ESCALA 1:500
 ESCALA 1:500

NOTAS:
 EN LOS CASOS DE LOS DATOS DE MUESTRAS DE MUESTRAS
 DE MUESTRAS DE MUESTRAS DE MUESTRAS DE MUESTRAS DE
 MUESTRAS DE MUESTRAS DE MUESTRAS DE MUESTRAS DE



CROQUIS DE LOCALIZACION DE SONDEOS.

Para estructuras apoyadas sobre cimientos superficiales, se procedió a sustituir los suelos blandos por suelos granulares compactados y con cementante.

La figura II.1 muestra un detalle del procedimiento utilizado. En general, este procedimiento se llevó a cabo en todo el perímetro de la construcción, con el fin de aislar el área y evitar en lo posible la generación de grietas en el terreno a través del área construida.

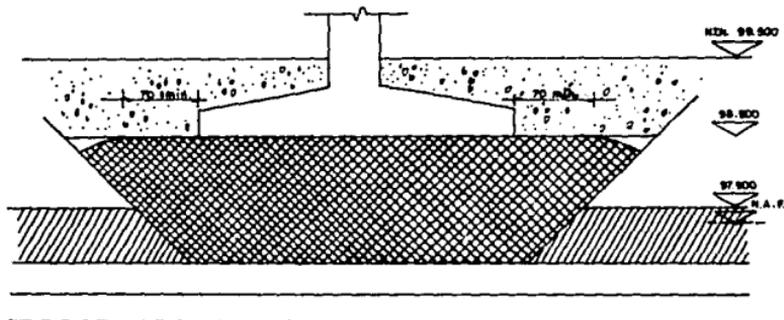
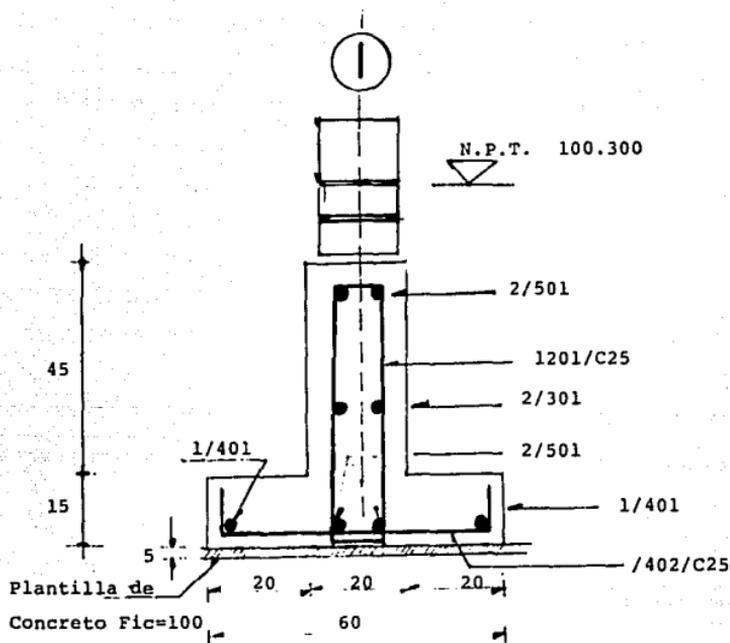


FIG. II.1 Croquis Tipo de Desplante de Cimentación.

Lo anterior no dio resultados satisfactorios ya que después del sismo de septiembre de 1985, se produjo nuevamente el fenómeno de licuación y los daños que ocasionó este temblor fueron agrietamientos y desplazamientos y deformaciones en las estructuras que componen los almacenes.



Z A P A T A

FIG. II.2 DETALLE DE CIMENTACION DEL ALMACEN DE CLORURO DE POTASIO.

NOTA SOBRE LA NOMENCLATURA DE VARILLAS.

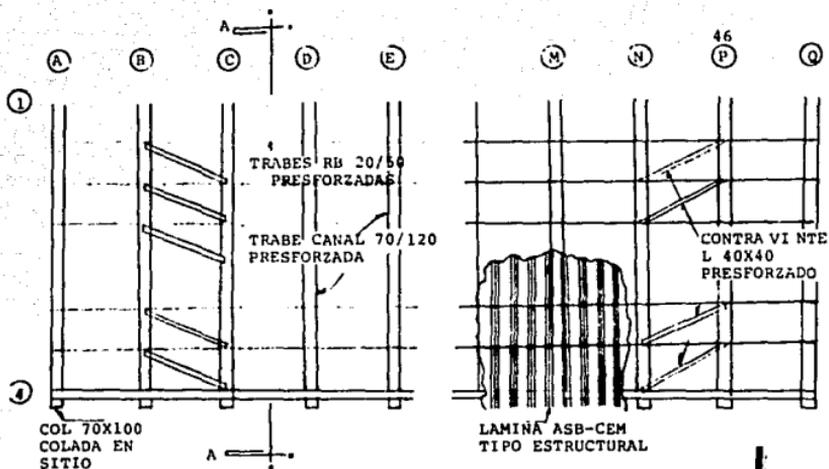
12 / 306 / @ 24

INDICA LA SEPARACION ENTRE VARILLAS.

INDICA EL NUMERO CONSECUTIVO DE VAR. MISMO DIAMETRO.

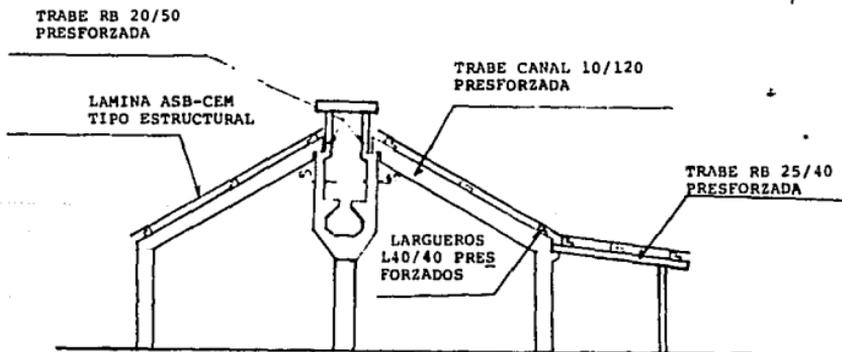
INDICA DIAMETRO DE VARILLA EN OCTAVOS DE PULG.

INDICA NUMERO TOTAL DE VARILLAS.

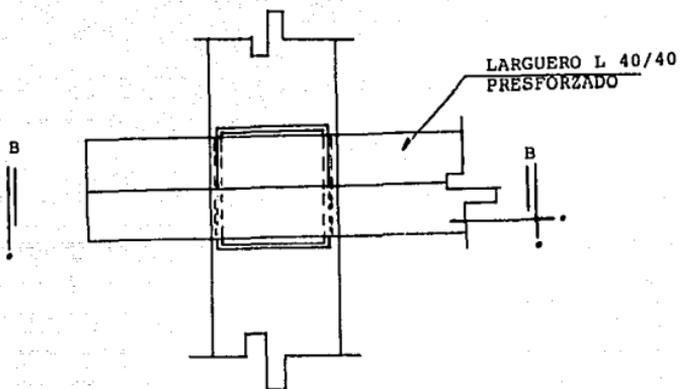


PLANTA DE LOCALIZACION

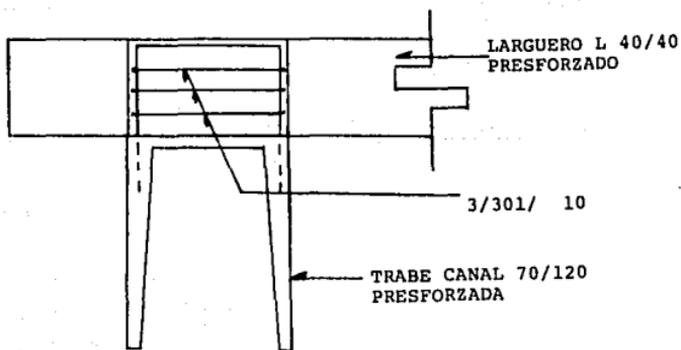
ALMACEN RCL



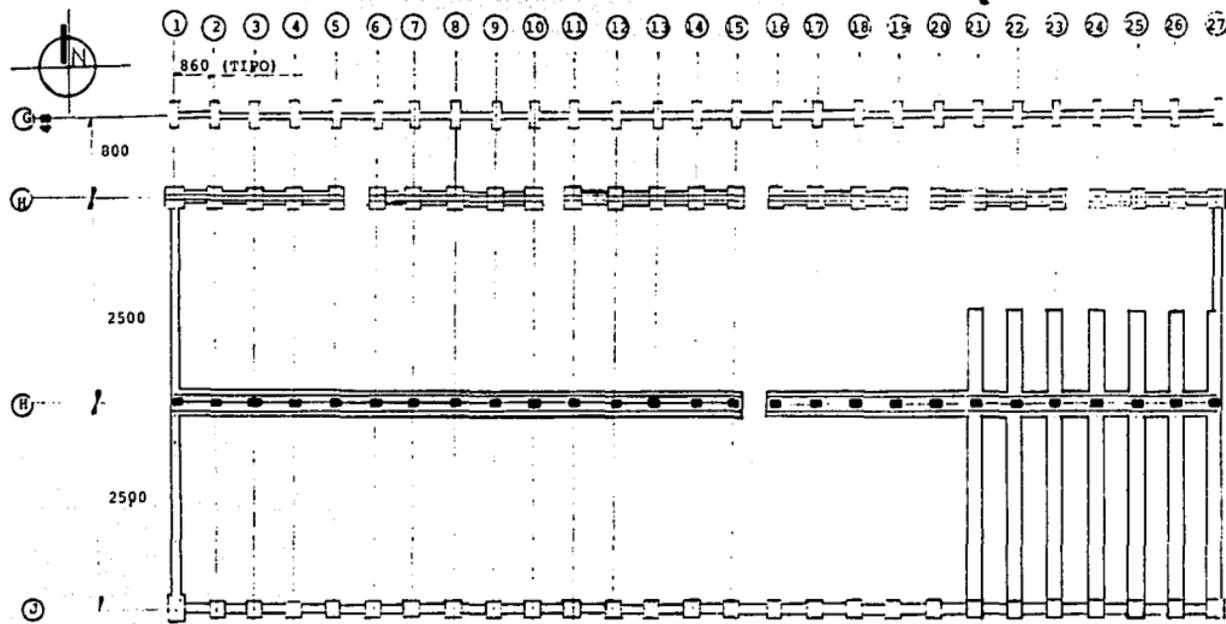
CORTE TRANSVERSAL A-A



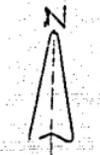
DETALLE DE JUNTA DE COLADO
ALMACEN KCL



CORTE B-B

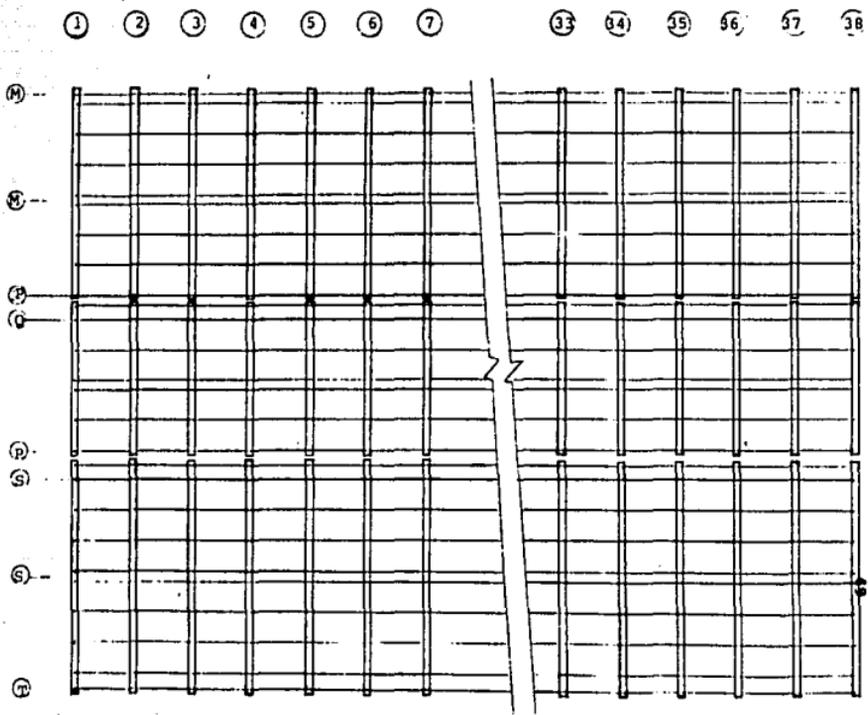


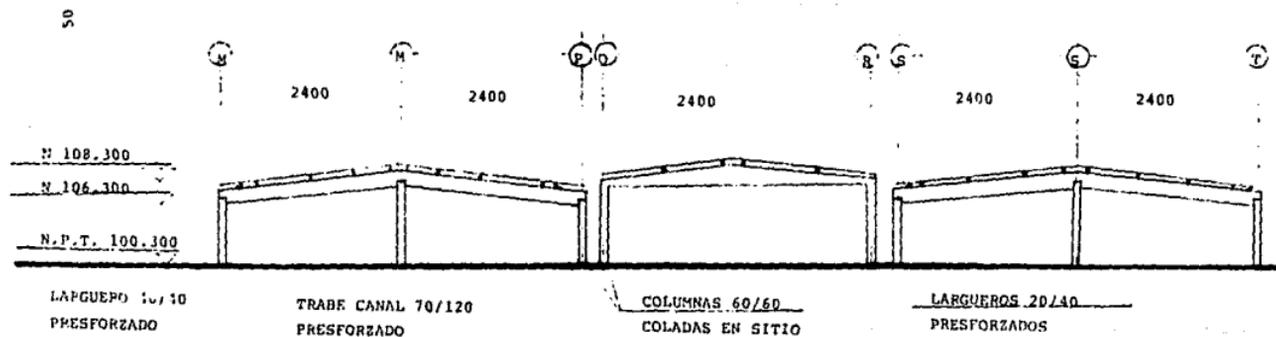
PLANTA DE CIMENTACION



P L A N T A

VISTA SUPERIOR ALMACENES DE NITRATO DE AMONIO Y PALETIZADO Y DESPALETIZADO





CORTE A-A

CAPITULO III

ALTERNATIVAS Y CRITERIOS DE SELECCION DESDE EL PUNTO DE VISTA CONSTRUCTIVO

Cuando los depósitos de suelo superficiales presentan poca capacidad de carga y la compresibilidad del suelo es alta para las cargas impuestas sobre estos suelos, el ingeniero tiene que investigar estratos profundos de manera que puedan soportar las cargas propuestas con pequeños desplazamientos verticales, por lo que debe hacerse uso de cimentaciones profundas.

Estos elementos pueden construirse de acero, concreto o madera.

Existen varios tipos de cimentaciones profundas. Se distinguen entre sí por la magnitud de su lado o diámetro. Las principales son las siguientes:

Pilotes.- Con secciones transversales de 0.30 a 1.0 M.

Pilas.- Con diámetro o anchos entre 1.0 y 2.0 M.

Cilindro.- Con diámetro entre 3.0 y 6.0 M.

Casones.- Con dimensiones variables.

Pilotes.- Son elementos estructurales cuya sección transversal es muy pequeña comparada con su longitud.

Desde el punto de vista de su forma de tamaño los pilotes pueden clasificarse en:

Pilotes de punta

Pilotes de fricción.

Mixtos.

Los pilotes de punta desarrollan toda su capacidad de carga por apoyo directo de su punta en un estrato resistente.

Los pilotes de fricción desarrollan toda su resistencia por la fricción lateral que se genera contra el suelo que los rodea.

Los pilotes mixtos aprovechan a su vez estos dos desarrollos de acuerdo al material de que están hechos, los pilotes pueden ser de:

Madera

Concreto

Acero

Los pilotes de madera se hacen con troncos de árbol. Aun cuando este tipo puede encontrarse en la mayoría de los lugares del mundo, cada vez es más difícil obtener pilotes de madera que sean largos y derechos. Los pilotes de pino se encuentran con razonable facilidad en longitudes hasta de 18 mts, -- mientras que los de abeto pueden encontrarse en longitudes mayores de 30 metros.

Entre las ventas de los pilotes de madera están las siguientes:

Las longitudes y tamaños más populares pueden encontrarse con prontitud.

Son económicos en costo.

Pueden manejarse fácilmente, con poco peligro de que se rompan.

Pueden sacarse fácilmente en el caso de que sea necesario quitarlos.

Los pilotes cuadrados y octagonales se cuelan en formas horizontales, mientras que los pilotes redondos se cuelan en --

formas verticales.

Una vez que se han colado los pilotes deben curarse con arena húmeda, paja o carpetas, durante el período que requieren las especificaciones, que con frecuencia es de 21 días.

Los pilotes de concreto deben de colarse tan cerca como sea posible del sitio en donde se van a hincar, para reducir el costo de manejo al trasladarlos de los patios de colado a la piloteadora.

Entre las ventajas de los pilotes de concreto precolado están las siguientes:

Alta resistencia a los ataques químicos y biológicos.

Alta resistencia.

Puede instalarse un tubo a lo largo del centro del pilote para facilitar la excavación hidráulica del agujero.

Para cimentaciones que requieran el hincado del pilote a grandes profundidades, los pilotes de acero H, probablemente son más adecuados que cualquier otro tipo. Los pilotes de acero pueden hincarse a través de materiales duros hasta profundidades especificadas para eliminar el peligro de falla debido a socavones. También los pilotes de acero pueden hincarse a -

grandes profundidades a través de suelos malos, para llegar a descansar sobre un estrato de roca sólida. La gran resistencia del acero, combinada con el pequeño desplazamiento de suelo, permiten que una gran porción de la energía del martinete se transmita al extremo inferior del pilote.

Como resultado, es posible hincar pilotes de acero en suelos en los que no podría penetrar ningún otro tipo de pilote.

En general, las fuerzas que le permiten a un pilote soportar una carga, también ocasionan que el pilote resista los esfuerzos que se hacen para hincarlo. La resistencia total de un pilote a la penetración será igual a la suma de las fuerzas producidas por la fricción superficial y por el apoyo en la punta. La porción de la resistencia suministrada, ya sea por la fricción superficial o por la punta, pueden variar desde casi cero hasta 100 por ciento, dependiendo más en la clase de suelo que en el tipo de pilote.

Los martinetes para el hincado de los pilotes se resigna por tipo y tamaño.

Los comunmente empleados incluyen los siguientes:

De caída

De vapor, de simple acción.

Diesel.

El tamaño de un martinete de caída se designa por medio de su peso mientras que el tamaño de todos los demás materiales se designa por medio de la energía teórica por golpe.

Un martinete de caída, es una pesada masa de metal que se levanta por medio de un cable, después se suelta y se deja sobre la cabeza del pilote. El martinete puede soltarse por medio de un tropezón y caer libremente o puede soltarse aflojando la banda de fricción del malacate y permitiendo que el peso del martinete desenrede el cable del tambor.

Entre las ventajas de los martinetes de caída están las siguientes:

Pequeña inversión en el equipo.

Simplicidad en la operación.

Habilidad para regular la energía por golpe.

Martinetes de vapor, de simple acción, es un peso que cae libremente llamado ariete, que se levanta con aire comprimido o vapor, cuya presión se aplica a la parte inferior de un pistón que está conectado al ariete por medio de una biela. Cuando el pistón llega a la parte superior de la carrera, se libera la presión del vapor y el ariete cae libremente para pegarse a la cabeza del pilote. La energía suministrada por este tipo de martinete por medio de una masa pesada que golpea con una baja velocidad, debido a la caída relativamente corta.

Las ventajas de los martinetes de vapor de simple acción son las siguientes:

El mayor número de golpes por minutos permite un hincado más rápido

La mayor frecuencia de los golpes reduce el incremento de fricción superficial entre los golpes.

El ariete más pesado que cae a una velocidad más baja - - transmite una mayor porción de la energía al hincado de los pi lotes.

Un martinete Diesel es una unidad de hincado que se contiene en sí misma y que requiere una caldera de vapor o un com presor de aire.

En este aspecto es más sencillo que un martinete de vapor. La unidad completa del martinete consiste en un cilindro verti cal, un pistón o ariete, un yunque, tanques de combustible y - aceite lubricante, bomba de combustible, inyectores y un lubri cador mecánico.

Cimentaciones Perforadas y con Ampliaciones de Base.

Un método de construcción de cimentaciones que se ha he--

cho popular en los últimos años, consiste en perforar agujeros lo suficientemente profundos para encontrar o penetrar una formación estable que sea capaz de soportar cargas pesadas. Estos agujeros se llenan de concreto simple o reforzado y así cubren el mismo fin que los pilotes al soportar estructuras.

En muchas obras, este tipo de cimentación es más satisfactorio y más barato que los pilotes.

Los agujeros pueden perforarse con un diámetro uniforme, o tener un ensanchamiento en el fondo para proporcionar una mayor área de apoyo. La porción superior de esta última se llama fuste, y la porción ensanchada se llama aplicación. Los fustes pueden taladrarse con cualquier diámetro razonable, por lo general de 12 a 96 pulgadas. Debido a las limitaciones mecánicas del equipo de perforación, el diámetro máximo del ensanchamiento está relacionado al diámetro del fuste.

Los agujeros se perforan con un taladro montado sobre un camión, cuyas partes esenciales incluyen un motor, un malacate una mesa giratoria, un fuste de taladro y el tablero. El fuste se taladra primero con una gran barrena para tierra o con un taladro de cucharón, equipado con cuchillas cortantes en el fondo. Después se agranda la porción del fondo con un taladro especial conocido como ensanchador.

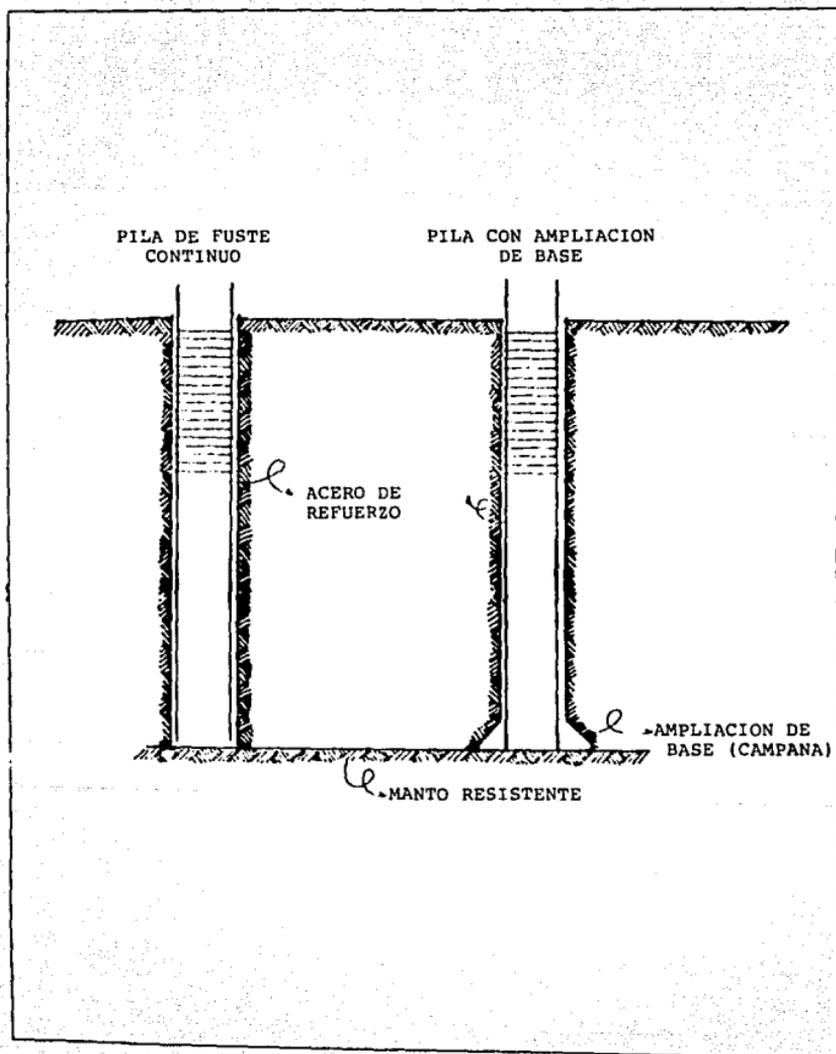
Entre las ventanas de la cimentación perforadas y con ampliación de base, en comparación con los pilotes y con las cimentaciones extendidas convencionales, están las siguientes y son:

Más barata en algunos suelos.

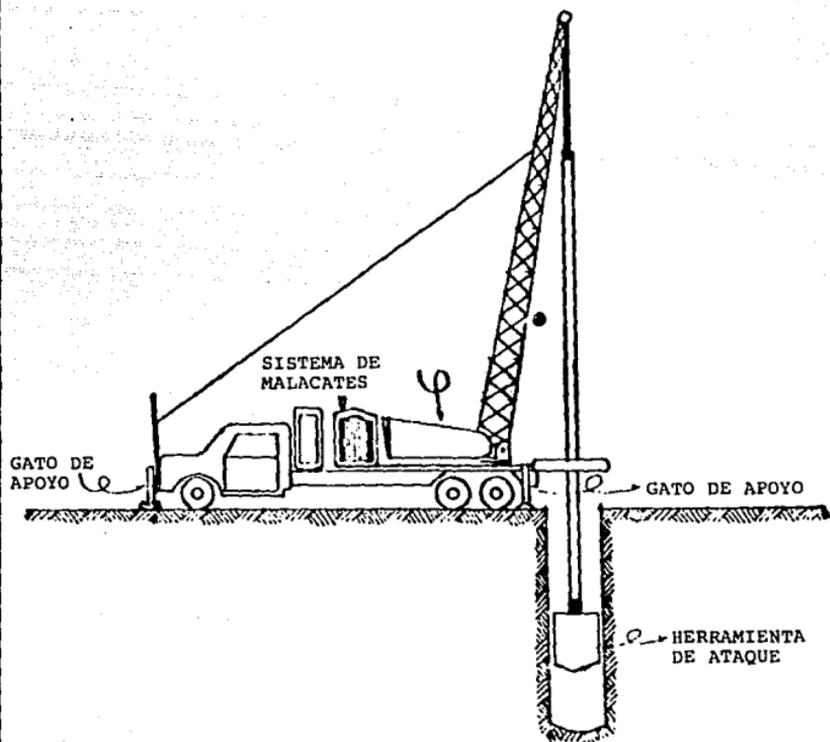
Fáciles de variar en longitud para ajustarse a las condiciones de suelo.

Susceptibles de inspección antes de establecer su profundidad o de colar concreto.

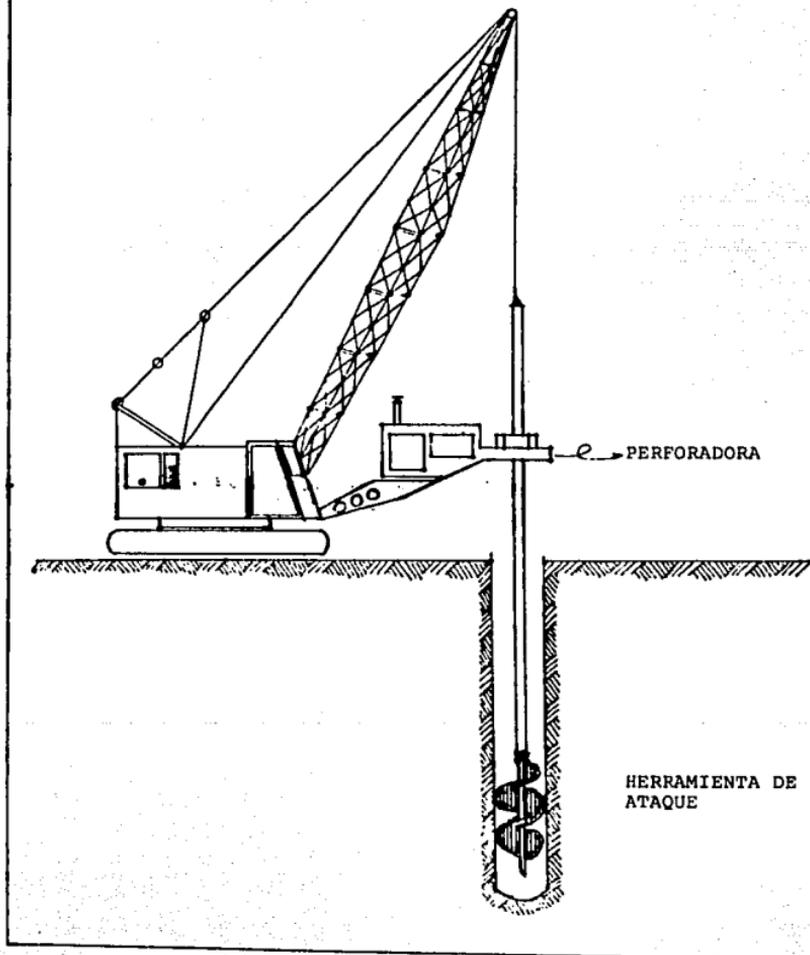
Incapaces de dañar estructuras adyacentes debido a vibraciones de martinetes.



PERFORADORA MONTADA EN CAMION



PERFORADORA MONTADA SOBRE GRUA



Mejoramiento de Suelos

Se entiende por compactación de los suelos el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas por medios mecánicos. La importación de la compactación de los suelos estriba en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de perforación que se obtiene al sujetar el suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso específico seco, disminuyendo sus vacíos. Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas de presas de tierra, diques, terraplanes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, grandes almacenes, etc. - Algunas veces se hace necesario compactar el terreno natural como en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.

Los métodos usados para la compactación de los suelos dependen de los materiales con los que se trabaje en cada caso. Los materiales puramente friccionados, como la arena se compactan eficientemente por métodos vibratorios, tanto que en los suelos plásticos el procedimiento de carga estática resulta el más ventajoso.

En la práctica estas características se reflejan en los equipos disponibles para el trabajo, tales como plataformas vibratorias, rodillos lisos, neumáticos o "pata de cabra". En las últimas épocas los equipos de campo han tenido gran desarrollo y hoy existen en gran variedad de sistemas o pesos, de manera que el ingeniero tiene posibilidad de elegir entre muchos, los implementos adecuados a cada caso particular.

La eficacia de cualquier equipo de compactación depende de varios factores y para poder analizar la influencia particular de cada uno, se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan en el laboratorio la compactación -- que se pueda lograr en el campo con el equipo disponible.

De entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, podría decirse que dos son los más importantes: el contenido de agua del suelo antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía específica en dicho proceso. Por energía específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo por unidad volumen.

El establecimiento de una prueba simple de compactación en el laboratorio cubre principalmente dos finalidades. Por un lado disponer de muestras de suelo compactadas teóricamente con las condiciones de campo, a fin de investigar sus propiedades mecánicas para conseguir datos firmes del proyecto; por otro lado es necesario poder controlar el trabajo de campo, -- con vistas a tener la seguridad de que el equipo usado está -- trabajando efectivamente en las condiciones previstas en el -- proyecto.

En realidad la secuela práctica suele ser como sigue:

Cuando se va a realizar una obra en la que el suelo vaya a ser compactado se recaban muestras de los suelos que se usarán, en el laboratorio se sujetan esos suelos a distintas condiciones de compactación, hasta encontrar algunas que garanticen un proyecto seguro y que puedan lograrse económicamente --

con el equipo de campo existente; con el equipo de campo que -
vaya a usarse se reproducen las condiciones de laboratorio - -
adoptadas para el proyecto (esto suele hacerse construyendo y
compactando en el campo un terraplán de prueba con el suelo a
usar, en el que se ve el número de veces que deba pasar el - -
equipo, el espesor de las capas de los suelos depositados por
compactar, etc.). Finalmente una vez iniciada la construcción
verificando la compactación lograda en el campo con muestras -
al azar tomadas del material compactado en la obra, se puede compro
bar que se están satisfaciendo los requerimientos del proyecto.

La compactación de terraplenes se realiza con rodillos --
"Pata de cabra", rodillos lisos, rodillos neumáticos y equipos
vibratorios. Los rodillos se pata de cabra tienen como carac
terística fundamental compactar al suelo de abajo hacia arriba
ejerciendo un efecto de amasado en el mismo, por medio de protuberan
cias de unos 15 cm. de longitud fijas al tambor metálico y espacia
das entre sí 15 a 25 cm. de cualquier dirección, estas protube
rancias tienen la forma típica de la pezuña de una cabra, lo -
cual da su nombre al equipo. Los demás rodillos mencionados y los
equipos vibratorios compactan al suelo de la superficie hacia
abajo. Los rodillos pata de cabra normalmente usados ejercen
presiones sobre el suelo comprendidas entre 10 y 40 Kg/cm², si
bien cargándolos con agua y arena es posible elevar estas pre
siones hasta valores del orden de 80 kg/cm² y aún más; sin embargo,
estos rodillos tan pesados sólo funcionan satisfactoriamente -
en los casos en que el contenido de agua del suelo sea muy bajo.

Los rodillos lisos pesan normalmente unas 10 toneladas y

suelen ser de eje doble o triple. Frecuentemente se utilizan para el acabado superficial de las capas compactadas.

Los rodillos neumáticos pueden ser también de eje simple o eje múltiple suelen pesar unas 10 toneladas por eje.

En épocas anteriores era muy frecuente el ver rodillos -- hasta con 50 toneladas por eje, si bien hoy estos equipos tan pesados sólo se usan en casos excepcionales de compactación -- profunda. Las presiones de inflado en las llantas de los rodillos neumáticos suelen ser entre 5 y 7 kg/cm². Los equipos vibratorios recomendados para la compactación de suelos puramente friccionantes, como las arenas o las gravas arenosas pueden variar en un gran número de tipos y sistemas que van desde la utilización de pistones vibratorios manuales, hasta plataformas vibratorias que compactan extensiones mayores de suelo.

Existe un intervalo para la frecuencia del vibrador en el cual trabaja con el máximo de eficiencia; este intervalo parece estar comprendido entre 1/2 a 1 1/2 veces la frecuencia natural del suelo. En la práctica se ha visto que frecuencias - de 1,500 a 2,000 ciclos por minuto para el vibrador suelen rendir buenos resultados. En épocas resistentes se ha tratado de cambiar efecto vibratorio con rolado pero, en este tipo de - - equipo, se presenta la dificultad de que cualquier amortiguador, incluyendo las llantas de los rodillos, que se intercale

entre el vibrador y el suelo, produce una amortiguación de las vibraciones de tal magnitud que difícilmente se justifica la combinación, económicamente hablando. De hecho el uso de equipo vibratorio encierra algunas dificultades prácticas que hacen que muchos especialistas prefieran los rodillos neumáticos para la compactación de grandes masas de arena. El problema de compactación de arenas ha tratado de resolverse también por el procedimiento llamado de vibroflotación, que consiste en introducir en la arena a la profundidad deseada un vibrador -- combinado con un inyector de agua a presión. Al retirar el vibrador se produce la compactación por un efecto combinado de vibración e inyección del agua; el efecto del agua realmente es soltar la arena a fin de permitir que la acción del vibrador sea más efectiva.

También ha dado excelente resultado para compactación de grandes masas de arena suelta el hacer estallar cargas de explosivos en los pozos excavados al efecto en el interior de la masa. Por último han compactado arenas muy sueltas simplemente anegándolas con agua y permitiendo la infiltración de esa agua a través de la masa; el agua arrastra los granos finos, depositándolos en los huecos entre los más gruesos, aumentando así la capacidad general del manto. A veces el efecto se ha acelerado empleando agua a presión. Desde luego este procedimiento sencillo y económico es mucho menos eficiente que los antes descritos.

En suelos arenosos con finos poco plásticos los rodillos neumáticos son los que rinden mejores resultados y actualmente su uso tiende a imponerse aun sobre los rodillos "pata de cabra".

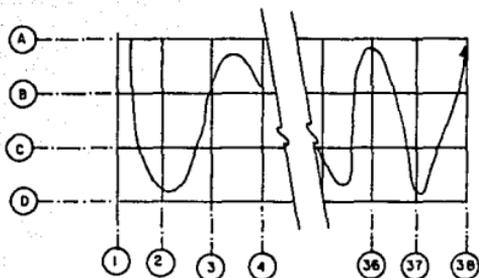
En estos suelos no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, como las que proporciona el rodillo "pata de cabra". Por ello resulta mejor la aplicación de presiones uniformes en áreas mayores, que evitan, inclusive, el producir zonas sobrefatigadas en el material compactado.

CAPITULO IV

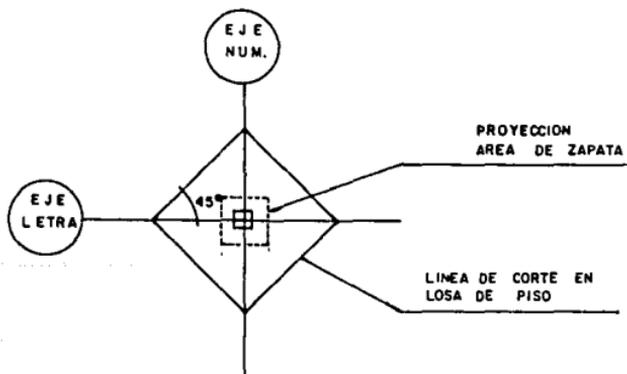
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA RECIMENTACION

Este procedimiento constructivo cubre todas las operaciones necesarias para llevar a cabo la recimentación de los almacenes II, III y paletizado y despaletizado, al cual lo componen 2 puntos que a continuación se describen.

1.- Secuencia de marcaje de zapatas y de los trabajos en general. Esta secuencia se lleva a cabo, tomando un eje número, realizando los trabajos a cada uno de sus ejes letra para posteriormente tomar el siguiente eje número o sea que se lleva un avance paralelo a los ejes número de la planta de cimentación. No se puede iniciar con los trabajos de recorte a las zapatas hasta que no haya sido concluida la recimentación del eje número anterior, esto se debe a que se quiere ir dejando tramos completos terminados para agilizar el techado con lámina en la siguiente figura se muestra la secuencia seguida.

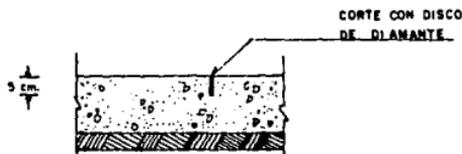


2.- Corte de losa de piso.- En cada columna se localiza y se marca sobre la losa de piso las dimensiones de cada zapata por recimentar, como se muestra la siguiente figura.



La línea de corte se ubicó a 45° de las líneas definidas por la zapata y a una distancia de 20 cms. de cada vértice.

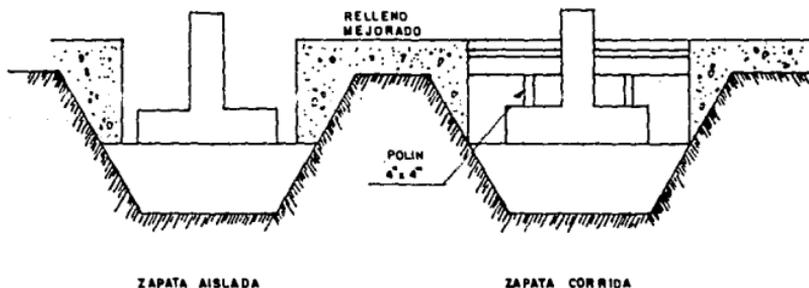
El corte de la losa de piso se efectúa con disco de diamante a una profundidad de 5 cms. como se muestra en la siguiente figura.



CORTE
LOSA DE PISO

3.- Excavación del terreno y recorte de la zapata. La excavación se efectúa en la zona de la zapata y una área necesaria para efectuar maniobras propias de la operación, no se permite que la losa de piso quede en cantilaver para protegerla - de posibles daños, los taludes fueron a 90° ya que el terreno así lo permitió.

Esta excavación se realizó sólo con mano de obra debido a que se quería proteger al máximo la estructura.

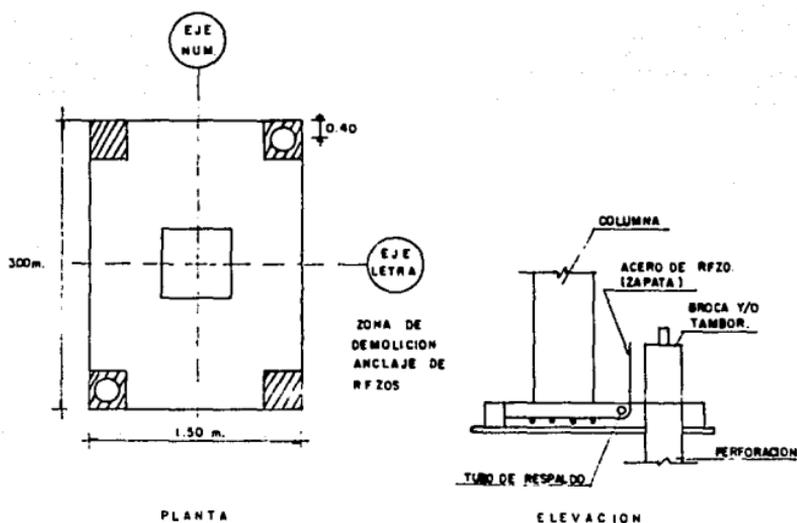


ZAPATA AISLADA

ZAPATA CORRIDA

4.- Demolición de zapatas.- Sólo se demuele lo indispensable para permitir el doblé de las varillas de la parrilla de refuerzo de la zapata y el paso franco del instrumento de corte (tambor) para efectuar el colado de la pila.

No se cortó ninguna varilla y el doblé se efectuó en - - frío con un tubo metálico de diaméte igual o mayor al radio - de doblé de la varilla, el doblé fue de 90° ó mayor.



5.- Perforación y ademe de lodo bentonítico.- Una buena construcción de pilas normalmente implica excavar el barreno - en el menor tiempo posible, y colar enseguida el concreto. -- Tiempos de construcción excesivos pueden dar lugar al relajamiento de esfuerzos en el sitio, lo cual permitiría cierto desplazamiento del suelo hacia el pozo abierto, con la consiguiente disminución de la resistencia al corte y mal comportamiento posterior de la pila.

La perforación es la etapa inicial en la construcción de las pilas y consiste en formar un agujero en el subsuelo, donde posteriormente se deposita el material que formará a la pila en sí, sea este reforzado, concreto simple o concreto ciclópeo, etc. Sus dimensiones dependen del requerimiento del proyecto y la sección transversal comunmente cilíndrica puede tener longitudinal recta o terminar en forma de campana.

El aspecto de gran relevancia se refiere a la estabilidad que presentan las paredes de la perforación durante su ejecución, debiendo decidir por eso si deben o no ser protegidas para evitar derrumbes o cerramientos. Para tal decisión es necesario conocer las características y propiedades del suelo por atravesar, así como la influencia del nivel freático en caso de que exista, ya que la estabilidad depende esencialmente de la combinación de esos factores. Durante la excavación del pozo se verificará con frecuencia la verticalidad de las pare--

des, estas comprobaciones pueden efectuarse rapidamente colocando un nivel de carpintero sobre la Barra Kelly. Cuando la herramienta de avance encuentra obstrucciones tales como boleos, cimientos antiguos o rellenos de desechos, tiende a desviarse de la verticalidad inclinando el barreno. Si la perforación está apoyada sobre terreno blanco, los asentamientos diferenciales que experimente pueden provocar que la barra quede desalineada. La fuerza y/o par adicional necesario cuando se atraviesan suelos muy compactos también pueden alterar la alineación del barreno.

En nuestro caso la perforación se tuvo que realizar además con lodo, debido a la inestabilidad propia del material.

Se denomina lodo bentonítico de perforación a una mezcla de agua con arcilla coloidal, generalmente bentonítica, empleada como auxiliar en la ejecución de barrenos.

Cuando se desarrollaron los sistemas de exploración petrolera mediante máquinas rotatorias, fue introducida la técnica del lodo de perforación por las ventajas que presenta sobre el agua que anteriormente se venía usando, posteriormente se aplicó el campo de acción del lodo haciendo los pozos de agua, la exploración geológica de suelos y la construcción de pilas.

Durante el proceso de perforación, el lodo se emplea para:

- Estabilizar las paredes, formando una película plástica impermeable producida por la depositación de las partículas só lidas del lodo al filtrarse ésta a través de las paredes de la perforación. Esta película llamada también enjarre o costra, permite que se desarrollen las presiones hidrostáticas del pro pio lodo contra las paredes de la perforación, buscando así su estabilización. A la vez se impide la pérdida excesiva del -- agua del mismo lodo y por supuesto el paso del agua hacia el - interior del barreno, lo cual es una de las causas de la inestabilidad en las paredes.

- Remover y transportar recortes del suelo, ya que al entrar en operación el equipo de perforación, se producen recortes del material excavado que son removidos del fondo y transportados hasta la superficie debido a la circulación del lodo. La capacidad para mantener en suspensión las partículas de sue lo recortadas, depende entre otras cosas de la velocidad con - la que fluya ascendentemente el lodo dentro de la perforación.

- Enfriar y lubricar la herramienta rotatoria de corte, - evitando el peligro que presenta la generación de calor por la fricción continua. Por otra parte permite la lubricación de - las bardas de perforación contra las paredes del barreno.

- Contrarrestar subpresiones, que se presentan por gases, para ello es común la adición de materiales inertes pesados co

mo la barita.

Adicionalmente el lodo permite soportar en suspensión partículas sólidas evitando con ello sedimentaciones indeseables, durante la fase de colado.

El lodo estabilizador debe sustituir progresivamente el material extraído de la perforación, teniendo especial cuidado de mantener el nivel de aquel muy cercano al brocal, para garantizar que aplique la máxima carga hidrostática sobre las paredes.

Un lodo puede perder sus propiedades específicas para perforación cuando se contamina por captación de sólidos indeseables, ya sea arcillas que provoquen un incremento en la viscosidad o arenas de las formaciones atravesadas que causen problemas de sedimentación no controlada.

Para evitar esto si se contamina con arcilla se le agrega agua para diluir la mezcla, sin embargo, siendo la arena el contaminante más común se emplea el tanque de sedimentación a donde se envía el lodo dejando en reposo un periodo de tiempo suficiente para que ocurra la separación de la arena.

La tolerancia permitida en estas perforaciones fueron:

Para la verticalidad de las pilas entre 1 y 2% de la lon

gitud final de las pilas, pero sin exceder el 12.5% del diámetro de la pila o 38 cms. En el fondo, cualquiera que fuera el valor más bajo, para el posicionamiento la desviación aceptada fue menor el 4% del diámetro de la pila o de 8 cms. en cualquier dirección, cualquiera que fuera el valor más bajo, además se debía remover todo el material suelto y el asolbe del fuste antes de colar el concreto en ningún caso el volumen de tales materiales debía exceder el equivalente necesario para cubrir 5% del área en un espesor de 5 cms. y su excentricidad accidental en 2% de la longitud de la pila.

Las profundidades de perforación fueron para los almacenes I y II de 11.90 Mts. y para el almacén de paletizado y des paletizado de 12.00 Mts.

El equipo que se utilizó fue una perforadora marca Watson modelo 5000 sobre camión con capacidad de perforación de 0.30 a 2.90 de diámetro y 35 mts. de profundidad máxima, además de las herramientas que junto con la perforadora permitieron formar los barrenos en el suelo como son las brocas, las botes y los trepanos.

Las brocas están formadas por una hélice colocada alrededor de una barra central; los elementos de corte están consti-

tuidos por dientes o cuchillas de acero de alta resistencia colocados en su extremo inferior. Estas brocas tienen una caja donde penetra la punta del barretón y helly para su acoplamiento, siendo fijadas por un perno o seguro.

Los botes son cilindros de acero con una tapa articulada en la base. En esta tapa se localizan los elementos de corte además de unas transpas que permiten la entrada del material cortado pero que impide su salida.

Los trepanos son herramientas de acero de gran peso que trabajan a percusión dejándolas caer libremente desde cierta altura. Se utilizan para romper rocas o boleos encontrados en la perforación o para empotrar las pilas en las formaciones rocosas.

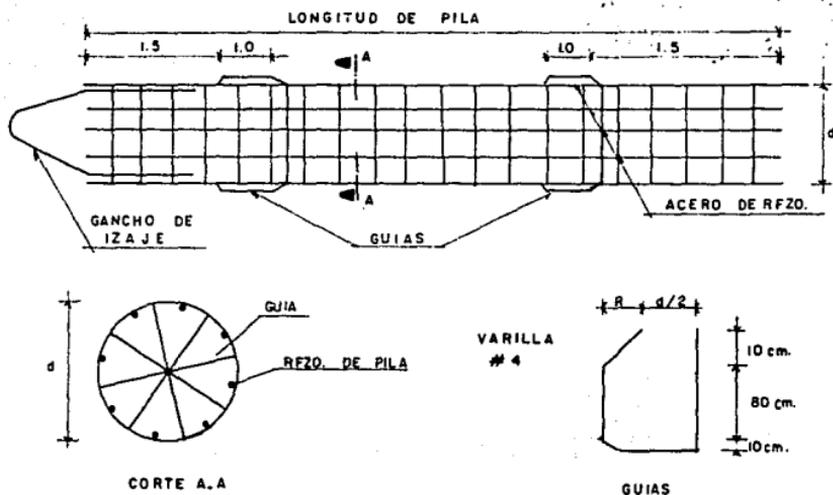
6.- Colocación de acero de refuerzo.- El acero de refuerzo se habilita con anterioridad según los daños del proyecto, considerando que los estribos superiores se retirarán para ligar el acero de la pila, con el de la zapata. Además dicho refuerzo debe contar con un gancho reforzado se efectúe apoyándose en la estructura del almacén.

A fin de garantizar la correcta posición del acero de re-

fuerzo dentro de la pila, el armado debe contar con 8 guías -- que le permitan tomar su posición dentro de la perforación tal como se muestra en la siguiente figura.

Cuando en una sección transversal ocurra más del 50% de los traslapes, la longitud de éstos deberá ser mayor en un 20%; los estribos en dicha zona de traslapes deberán tener el espaciamiento mínimo posible, para refuerzo en espiral el traslape deberá ser equivalente a 1.5 vueltas.

Ganchos y Dobleces.- Cuando por el espacio disponible no es posible dar la longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de adherencia entre el concreto y el acero, se realizan dobleces que deben tener una geometría determinada, la cual depende del diámetro de la varilla, de la resistencia tanto del concreto como del acero y de la ubicación de la varilla respecto al espesor del elemento estructural. En la siguiente figura se dan las geometrías y dimensiones de dichos dobleces.

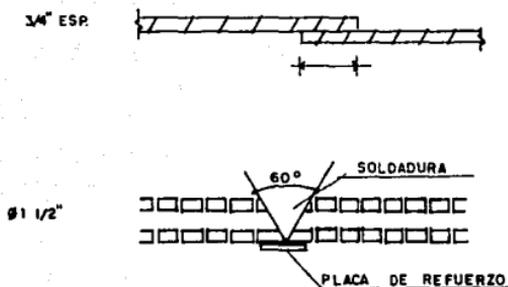


En el supuesto caso de que la perforación resultara mayor en diámetro, las guías se deberán ajustar a esta dimensión de tal manera que el acero quede céntrico al punto de la posición teoría.

A continuación se señalan algunos puntos importantes del habilitado y armado del acero de refuerzo.

- Traslapes.- Cuando un elemento estructura requiere varillas de mayor longitud que las que normalmente se fabrica se

recurre a traslaparlas para alcanzar varillas de 8" y menores se recomienda usar traslapes de longitud equivalente a 40 veces el diámetro de la varilla, aunque nunca menor de 30 cms. - (12"). Para las varillas del No. 10 ó mayores no se aconseja el traslape y debe recurrirse al soldado de las mismas.



DETALLE DE TRASLAPE Y SOLDADURA

VARILLA No.	DH	GANCHOS A 90°		GANCHOS A 180°		
		A CMS	J CM	A CMS	J CM	H CM
2	6DB	9	10	10	5	9
2.5	"	11	13	12	6	10
3	"	14	15	13	8	10
4	"	19	21	15	10	12
5	"	23	27	18	13	13
6	8DB	27	32	20	15	15
7	"	32	37	25	18	18
8	"	37	42	33	25	23
9	10DB	42	49	38	29	26
10	"	47	59	50	39	32
12	"	58	71	60	50	40

A).- Longitud necesaria para formar el gancho.

Geometría y Dimensiones de Ganchos y Doblecés.

Recubrimientos y espaciamentos.- Se denomina recubrimiento, al espesor de concreto remanente entre la cara exterior del acero de refuerzo más cercano, pudiendo ser un estribo o una varilla longitudinal. Dicho recubrimiento tiene por objeto proteger al acero de refuerzo de los agentes adversos, atmosféricos o químicos del ambiente en el que va a estar trabajando el elemento de concreto, ya que algunos producen corrosión, poniendo en peligro la seguridad del elemento y por ende la integridad de la estructura.

Se aconsejan los siguientes recubrimientos mínimos en pilas para medio ambiente inócuo de 7.5 cm (3") y para medio ambiente agresivo de 10 cms. (4").

La distancia libre entre varillas paralelas no deberá ser menor que el diámetro nominal de la varilla o una y media veces el tamaño máxima de agregado y nunca menor de 2.5 cms. (1") lo que sea mayor.

Cuando se usen paquetes de varillas, estos deben tener 4 varillas como máximo y las mismas deberán terminarse a intervalos de 40 \emptyset , salvo que sean necesarios en toda la longitud.

Para fines de espaciamento, un paquete debe tratarse co-

mo unidad.

Para refuerzo en espiral, el espaciamiento centro a centro debe ser mayor que un sexto del diámetro del núcleo de concreto. La separación libre entre las espirales no debe ser mayor de 7.5 cms. (3") ni menor de 3.5 cms. (1 3/8") ó 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

Para estribos circulares o rectangulares, la separación entre los mismos no debe ser mayor que 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal ó 40 veces el diámetro del estribo o la dimensión menor del elemento.

En nuestro caso la disposición del acero de refuerzo de las pilas de cada almacén es como sigue:

	ELEMENTO	Ø	ARMADO	ESTRIBOS
PAL. Y DESPA.	Pila P-3	60	8 var. No 8	No. 3 15 y 30
"	Pila P-2	80	10 var. No 8	No. 3 15,30,40
ALMACEN II	Pila P-4	80	12 var. No 12	No. 4 15 y 30
"	Pila P-5	80	10 var. No 10	No. 4 20 y 40
ALMACEN I	Pila P-6	60	8 var. No 8	No. 3 15 y 30

El recubrimiento mínimo para todos los casos es de 6 cms.

7.- Concreto para pilas.- El vaciado del concreto en la perforación requiere de un especial cuidado dentro del proceso

de construcción de una pila, los principales cuidados que hay que tener son:

- A) Rapidez en la ejecución
- B) Evitar la segregación
- C) Evitar la contaminación.

A) Para la rapidez en la ejecución es recomendable el uso de concreto premezclado que permite que la maniobra de colado se realice en el menor tiempo del que se requiere fabricando - el concreto con revoladora de campo.

B) La segregación del concreto al caer dentro de la perforación se evita con una manguera o tubería con un diámetro 12 veces mayor que el tamaño máximo del agregado, pero no mucho más, para que los agregados gruesos se detengan al chocar con las paredes del ducto.

C) Para evitar la contaminación del concreto es fundamental hacer el colado continuo de toda la pila cuando el colado es bajo el agua o en presencia de lodo bentonítico es preciso usar el sistema tremie.

El sistema tremie se compone de una o varias tuberías estancas, de acuerdo con las dimensiones de la pila. Para su manejo puede estar integrada por varios tramos de 3.00 mts. de -

longitud como marmo, facilmente desmontables, por lo que se recomienda que tengan cuerdas de listón o trapezoidales. Es imperativo que la tubería sea perfectamente lisa por dentro y por fuera por 3 razones; la primera para facilitar el flujo continuo y uniforme durante el colado y la segunda para evitar atoramientos de la tubería con el armado.

Arriba de la tubería se acopla una tolva para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un ángulo comprendido entre 45° y 60°.

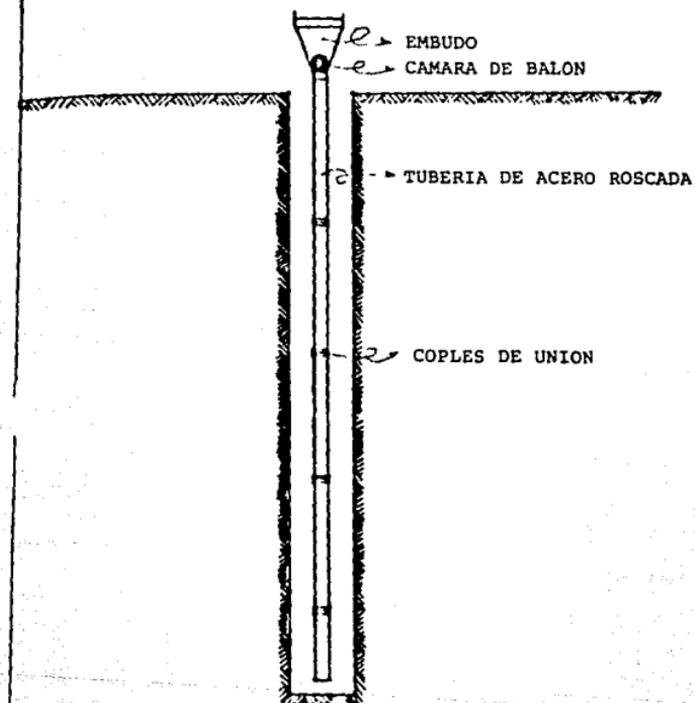
Durante la movilización y transporte de los tubos es recomendable engrasar y proteger sus cuerdas con anillos especiales roscados.

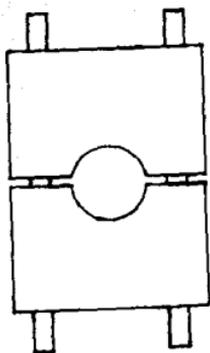
Los diámetros usuales para estas tuberías varían entre 25 y 30 cms. (10" a 12") y sus espesores de pared entre 6 y 8 mm.

Para realizar con rapidez las maniobras de acoplamiento y desacoplamiento de la tubería, es conveniente contar con un dispositivo especial para apoyarla y sujetarla, como se muestra en la siguiente figura.

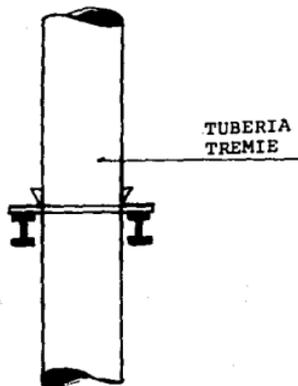
EQUIPO PARA COLADO DE PILAS

(TREMIE)





PLANTA



ELEVACION

El procedimiento de colado mediante tubería tremie, siempre busca colocar el concreto a partir del fondo del extremo inferior de la misma; así al avanzar el colado, tiene lugar un desplazamiento continuo del lodo (o agua) manteniendo una sola superficie de contacto (la del primer volumen de concreto colado).

La gran diferencia en densidades entre el concreto fluido (2.0 Ton/m^3) y el lodo (de 1.04 a 1.15 Ton/m^3) ayuda a que dicho desplazamiento se efectúe eficazmente. Es conveniente seguir las siguientes recomendaciones para lograr buenos resultados.

Revisar la tubería antes de que sea colocada dentro de las perforaciones, asegurándose del buen estado y engrasado de las uniones de sus tramos, que pueden provocar la entrada de lodo (o agua) en su interior.

Una vez instalada la tubería de la perforación antes de empezar el colado, es necesario colocarle en su extremo superior un tapón o vejiga deslizante (diablo) que puede ser una cámara de balón inflada, una esfera de polipropileno, etc., el cual tiene como función primordial evitar el deslavado y la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el mismo concreto en el interior de la tubería se encarga de sellar la entrada de lodo (o agua) evitando estos efectos.

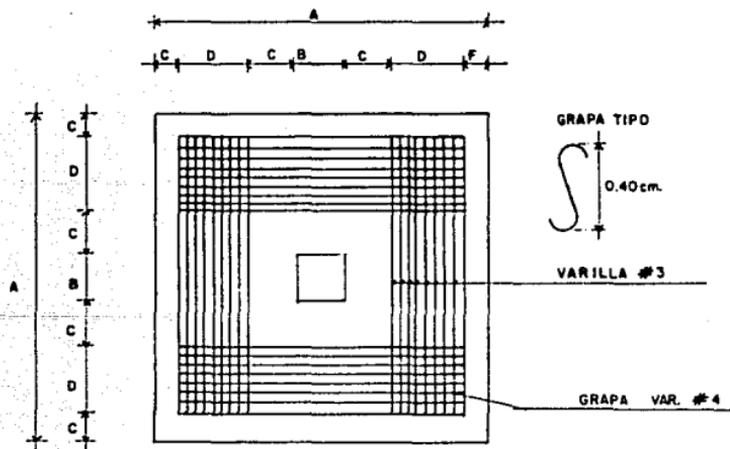
AL iniciar el colado, el extremo inferior de la tubería - debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación (no más de un diámetro de la tubería), para que permita la salida del tapón y del primer volumen de concreto, después de ello y durante todo el colado, el extremo inferior de la tubería debe permanecer siempre embebido en el concreto fresco, para lo - - cual es indispensable llevar un registro continuo de los niveles reales de concreto alcanzados durante su colocación, para que en el momento que se juzgue conveniente se puedan retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.

La operación del colado debe ser realizada en forma contnua, para evitar el peligro de que durante los lapsos de espera, el concreto inicie su fizado y se provoquen taponamientos y juntas frías en la pila. El concreto utilizado en esta obra fue con un $F'c=200 \text{ kg/cm}^2$ con un revestimiento de 19 cms. los volúmenes por tipo de pila en cada almacén son:

	PILA	LONGITUD	DIAMETRO	VOLUMEN
Almacén I (klc)	P-6	11.90	0.60	3.36 M ³
Almacén III (klc)	P-6	11.90	0.80	5.98 M ³
	P-5	11.85	0.80	5.96 M ³
Paletizado y	P-3	13.60	0.60	3.85 M ³
Despaletizado	P-2	12.00	0.80	6.03 M ³

8.- Armado de parrilla inferior (existente) y superior -- (adicional). El armado de parrilla inferior se refiere a la -- recolocación del acero que fue removido para poder efectuar -- los trabajos de perforación y construcción de la pila el cual es ligado con el acero de refuerzo de la pila.

La parrilla superior es adicional y está formada por varilla del No. 3 (3/8"), además se colocaron grapas de varilla -- del No. 4 (1/2") en la zona donde se demolió la zapata, el número de estas grapas por zapata es de 32, la disposición de la parrilla superior y de las grapas es como lo muestra la figura y tabla siguiente:



P L A N T A

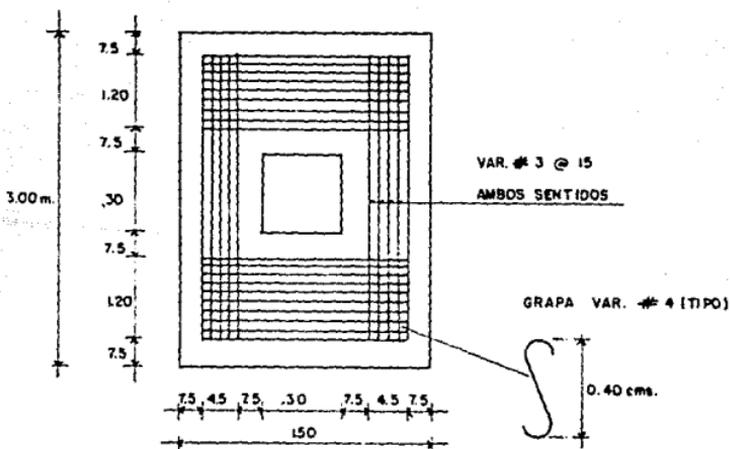
Disposición de Acero Adicional
Parrilla Superior

ZAPATA	A	B	C	D
Z-1	300	75	7.5	7 Esp. de 15
Z-2	350	85	12.5	8 Esp. de 15

El armado anterior corresponde al que se hizo en el almacén de paletizado y despaletizado.

En el almacén III sólo se colocó el acero que fue remolido para la construcción de la pila (parrilla inferior).

En el almacén I, se colocó en su sitio original al acero de la parrilla inferior y se armó una parrilla superior con varilla de No. 3 a cada 15 cms. En ambos sentidos, colocándose también grapas en la zona demolida, el número de grapas en este almacén es de 28. A continuación se muestra la disposición del acero adicional en la siguiente figura.



PLANTA

Todo lo anterior se realiza posteriormente a la limpieza del área y del cepillado de la cera tanto el de la zapata como el de la pila además del área.

Después del armado y colocación de acero se cimbran las zonas que posteriormente se colarán.

9.- Colado de Zapatas. Previo al colado de la zapata, -- las superficies de concreto viejo se deben mantener húmedas -- cuando menos 24 horas, esto con el fin de que no absorba el -- agua del concreto nuevo cuando sea colocado. Además se utilizó un aditivo para la unión del concreto viejo con el nuevo.

La unión del concreto viejo con el nuevo.

Este aditivo fue el pegacreto-N que es un adhesivo y aglutinante para concreto viejo a nuevo y resane de superficies, - fabricado a base de copolímeros.

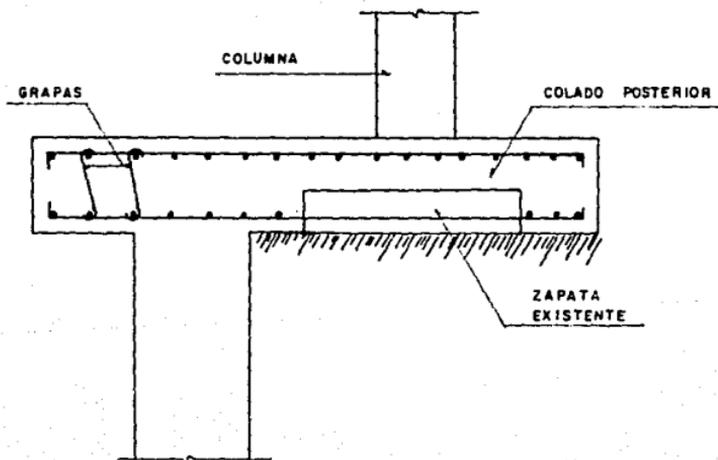
Los usos de este aditivo especialmente son para pegar concreto viejo a nuevo así como para resanes de superficie de concreto, tales como columnas, muros, pisos, sus propiedades son su gran poder adhesivo, con el que se logra una excelente liga de mezclas de concreto, mortero yeso, pintura; es muy resistente a la humedad, a la tensión, abrasión e impacto. No se amarillea a la intemperie.

Su aplicación como adhesivo es sencilla, a razón de 6 a 8 M2 por litro se aplica sobre la superficie, se deja secar la primera mano de 10 a 20 minutos y se aplica una segunda mano. Antes de que seque la última mano, se coloca el concreto.

Su dosificación como adhesivo es de 10 a 12 m² por litro la presentación de este aditivo viene en 3 formas, cubeta de - 19 Lts.; en lata de 4 Lts. y en tambor de 200 Lts.

El concreto para las zapatas fue de un F'C =250 kg/cm² -- con un revestimiento de 10 cms. Se colocó por medio de ollas de 6 m³ de capacidad.

Enseguida se muestran en las figuras siguientes las zonas a colar en los 3 almacenes.



10.- Relleno y compactación del área excavada.- Una vez retirada la cimbra de la zapata se procedió al relleno y compactación del área excavada, el porcentaje de compactación requerida era de 95% de la prueba protor STD.

Se usó material seleccionado y bien graduado, este material era grava-arena el cual era colocado en capas de 20 cms. que eran compactadas por medio de un rodillo vibratorio manual para después sacar la cala y comprobar por medio de pruebas de laboratorio que tuviera el grado de compactación requerido. - Al ser aceptada esa capa se continúa con la siguiente hasta terminar el relleno.

Este material de relleno fue tomado de bancos, formados con material producto de dragado de una darsena en la desembocadura del Río Balsas, propiedad de Fertimex, el cual era bastante homogéneo y limpio con un tamaño máximo de 20 cms. de color gris y café claro, la forma predominante de las partículas mayores es redondeada, y su excelente sanidad y resistencia se refleja en una baja absorción y una elevada densidad. La calidad del material es tal que cumple con especificaciones para agregados de concreto, en cuya elaboración se ha empleado con buenos resultados.

En la siguiente tabla se dan las características de los rellenos producto del dragado:

COMPOSICION										COMPACTACION				
3"	G	S	F	TAM MAX	GRADUA CION		ABSOR CION		DENSIDAD APARENTE		SUELTO	PORTER		
%	%	%	%	CMS.	CU	CC	%	%	%	%	KG/M3	KG/M3	%	
3.5	68.7	26.7	1.1	11.5	53.6	4.2	0.49	-	0.62					1938 a
														1943 2017 8.0
4.1	69.2	26.2	0.5	16.5	43.2	4.0	0.52	-	0.62	2.61	-	2.42		1927 a
														1930 2041 6.6
6.5	64.6	28.4	0.5	14.0	41.4	4.1	0.58	-	0.68	2.61	-	2.64		1916 a
														1961 2058 7.5
2.6	56.4	89.5	1.5	10.0	39.4	0.7	0.71	-	0.92	2.59	-	2.62		1917 a
														1963 2036 7.7

G. Grava

S. Arena

F. Finos no plásticos

11.- Colado de losa de piso.- En esta etapa se utilizaron las mismas características del concreto que las del proyecto original, que eran $F^c=200 \text{ kg/cm}^2$ y un revenimiento de 10 cms. + 2.

Se colocó a manera de cimbra una tira de fexpan o celotex de $E = 1.3 \text{ Cms.}$ en todo el perímetro de la losa y un maguante - de lámina que se retiró posteriormente al fraguado del concreto, para colocar sello plastic 98 ó similar.

CONCLUSIONES

La función primordial del Ingeniero Constructor de cimentaciones profundas, es la de supervisar o inspeccionar los trabajos para que estos se realicen de acuerdo a las especificaciones y lograr de esta forma que las consideraciones teóricas del diseño de una cimentación se apeguen a la realidad y, por lo tanto, se alcance el mayor control de calidad posible y la subestructura tenga el comportamiento previsto en su diseño. Sin embargo, el buen comportamiento de una cimentación profunda no sólo depende de que ésta se construya dentro de las tolerancias establecidas en sus especificaciones, puesto que es fundamental que las premisas de cálculo previstas por el analista sean las correctas y es importante, por lo tanto, que también exista una estrecha supervisión por parte del proyectista, ya que suelen presentarse en campo condiciones diferentes a las esperadas en teoría.

Así mismo, suele ocurrir que el analista proponga procesos constructivos poco usuales que hasta inclusive requieran de aditamentos o equipos altamente especializados, por lo tanto es necesario que antes de iniciar la construcción de una cimentación profunda el constructor comprenda e interprete correctamente el proceso constructivo a seguir y no cometa errores que modifiquen e inclusive las condiciones originales del subsuelo.

El Ingeniero Constructor, deberá estudiar previamente el trabajo por ejecutar, entendiendo el criterio y razones del -- proceso constructivo y de sus correspondientes especificaciones, para que cualquier duda que tenga le sea debidamente aclarada y después no sea causa de errores.

En realidad todos los trabajos de construcción de una cimentación profunda pueden considerarse como procedimientos especiales. Sin embargo, aun dentro del alto grado de especialidad que representan estos trabajos, hay algunos cuya ejecución no es común y a los cuales hay que poner demasiado interés en su proceso constructivo.

Diseñar una cimentación con base en las suposiciones más desfavorables, es inevitablemente antieconómico. Cuando el -- proyecto permite modificaciones del diseño durante la construcción, el diseño puede realizarse con base en las condiciones más probables que en las condiciones más desfavorables. La falta de una información más real, se suple por medio de las observaciones durante la construcción y el diseño se modifica de -- acuerdo a las condiciones encontradas.

Para la construcción de las pilas (cuya sección transversal mínima es de 0.6 m), siempre se fabrican a base de concreto colado en el lugar usando como simbra el barreno previamente excavado en el subsuelo o en condiciones excepcionales un -

ademe metálico.

La estratigráfica y condiciones del agua subterránea, así como la profundidad, espesor y tipo roca, suelo duro u otro material de apoyo para las pilas, influyen en el método de construcción y en el diseño ya que la permeabilidad, el nivel freático y las propiedades del suelo determinarán la necesidad de usar ademe, lodos o bombeo y definir el método para la colocación del concreto.

La disponibilidad de áreas de trabajo, el acceso al sitio y las instalaciones que haya que proteger contra asentamientos derrumbes, ruido o cimentaciones, incluyen en la selección del método constructivo.

Las tolerancias permisibles que se especifican, influyen en la definición de los métodos constructivos, el alcance de la inspección y el control de calidad.

El comportamiento de una pila colada en el lugar está íntimamente ligado con su procedimiento constructivo.

Para describir el procedimiento constructivo de una pila es conveniente estar familiarizado con el equipo y herramientas utilizados con la forma de hacer el barreno en el subsuelo (perforación), conocer como preparar y colocar dentro del ba--

rreno el acero de refuerzo, como vaciar el concreto fresco y - finalmente como verificar la calidad del producto terminado.

En síntesis el procedimiento constructivo implica:

Formar por excavación o perforación un barreno cilíndrico vertical en el subsuelo, que sea estable (por sí mismo o con - ayuda de lodos) hasta la profundidad que deba alcanzar de - - acuerdo con el estudio de cimentación correspondiente y que - - tenga la sección transversal de forma y dimensiones acordes - - con las cargas por transmitir al subsuelo.

Para la perforación se deberán seleccionar los métodos - - constructivos que garanticen la localización precisa de la perforación para la pila, su verticalidad, que el suelo adyacente a la excavación tenga y conserve dimensiones de proyecto en to da su profundidad, evitándose en lo posible la sobreexcavación del terreno.

Es tan importante la selección apropiada del equipo de - - perforación que debe tener la capacidad suficiente para la - - obra en cuestión, así como también la selección de la herra- - mienta de ataque.

Es normal que quede un poco de material suelto en el fondo del barreno, pero debe procurarse que sea el mínimo emplean do herramientas de limpieza apropiadas.

La colocación de los lodos bentoníticos debe realizarse de acuerdo con el avance de la perforación del barreno. Para lograr un aprovechamiento máximo de la bentonita se acostumbra en algunos casos dejarla en reposo de 8 a 24 hrs., o bien dejar que la bentonita termine de hidratarse dentro de la perforación para lograr mayor obturación de posibles fugas.

La colocación de acero de refuerzo (armado y habilitado con anterioridad) debe realizarse en la forma más sencilla posible cuidando que se centre y quede despegado de las paredes para garantizar en cualquier punto el recubrimiento especificado.

El colado se inicia al depositar el concreto en el tubo "tremie" previamente obturado, cuidando que su extremo se encuentre del orden de 30 cms. arriba del fondo de la excavación.

Como es costumbre en este tipo de colados, bajo el agua o lodo bentonítico, el extremo inferior del tubo debe permanecer siempre del concreto que se va depositando, guardando una distancia de por menos 1.50 m.

El volumen depositado debe hacerse antes de hacer la extracción o desacoplar algún tramo de la tubería, para no perder la continuidad del colado. El tirante del concreto dentro de la perforación deberá verificarse constantemente, de prefe

rencia en los primeros colados o mediante la cuantificación teórica de los volúmenes vaciados del concreto.

La maquinaria y el equipo usado para la construcción de pilas, son comunmente los rotatorios, montadas sobre agua, que son generalmente mayor de tamaño y potencia, su movilidad ya dentro de la obra, es mejor sobre todo si el terreno es difícil y tiene la ventaja adicional de que eventualmente la misma grua puede usarse para las maniobras de introducción de acero y colado.

A continuación se describen brevemente algunos de los aspectos que se deben cuidar y vigilar durante la construcción de pilas.

Deberá marcarse con una estaca la localización exacta de cada una de las pilas y verificar su posición inmediatamente antes de la construcción de cada unidad. Después de terminada la instalación, la localización de cada elemento se deberá comparar con la tolerancia permisible prevista.

Además de la información general sobre secuencia estaticográfica, tipos de suelo y su resistencia al corte, el estudio ben tonfítico previo a la construcción de las pilas deberá poder de finir los siguientes conceptos.

1) Presencia de estratos permeables de grava, arena o limo, localización y espesor de dichas capas, niveles piezométricos en tales estratos.

- Nivel piezométrico en la roca de apoyo si las pilas se plantan sobre ella.
- Presencia de obstrucciones grandes arriba del nivel de desplante y procedimiento de remoción de las mismas.

2) En los trabajos de perforación se deben anotar y cuidar los siguientes aspectos:

- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación individual, hora de inicio y terminación de la perforación, equipo utilizado, etc.
- Localización de la pila: se debe determinar con aparatos la desviación del centro de la perforación terminada con respecto al centro de proyecto.
- Verificación de que el procedimiento constructivo permita cumplir las especificaciones de proyecto.
- Que el método de colocación y posicionamiento correcto sean los correctos. Tener cuidado de mantener en forma continua el extremo inferior del tubo "Tremie" dentro del concreto. No usar tubería que tenga elementos que se atoren por dentro o por fuera.
- Observar si el acero de refuerzo está limpio y colocado en su posición correcta y si el diámetro y longitud de

varillas es el adecuado. En varillas con diámetro mayor al No. 10 las uniones deberán ser a base de soldadura.

- Cuidar el método de colocación del concreto en la pila y asegurarse de que no hay segregación de materiales, - cuando se utilizan procedimientos tales como caída desde una tolva tubería "tremie" y botes con descarga de fondo.
- Realizar pruebas en el concreto fresco tales como revenimiento y aire incluido.
- Asegurarse de que el concreto se coloca en forma continua sin interrupciones ni retrasos largos y de que dentro del ademe se mantenga una altura de concreto necesaria si es que éste seca a extraer.
- Calcular el volumen de concreto por colocar considerando un volumen excedente por concepto de porcentaje de manejo, contracción volumétrica, volumen excedente por contaminación, geometría real de la perforación. La experiencia indica que el volumen excedente debe ser del orden del 10 al 20% del volumen teórico.
- Estar pendiente de que el concreto no se contamine con el suelo debido a desprendimientos de las paredes o a extrusión.
- Verticalidad y dimensiones de la perforación a intervalos regulares. La verticalidad de la perforación no - - excederá con la permisible especificada.
- Seleccionar adecuadamente la secuencia de perforación y

colado, cuando sea necesario ejecutar varias pilas relativamente, a fin de garantizar el movimiento del equipo y la seguridad tanto de éste como de las construcciones vecinas.

- Profundidad del estrato resistente en donde se apoyará la pila.
- Calidad del lodo bentonítico, de acuerdo al proporcionamiento especificado por la dirección de la obra.
- Cuando la perforación atraviese arcillas blandas bajo el nivel freático, no debe extraerse el bote a velocidad tal que provoque sección y en consecuencia caídas. En este caso conviene cubrir el bote despacio, permitiendo el restablecimiento de la presión o dejando en el centro del bote una tubería que permita el rápido paso del lodo de perforación hacia la parte inferior del bote mientras éste sube despacio.

3) Una vez terminada y aprobada la perforación, se iniciarán los trabajos de colado, teniendo que anotar y cuidar los siguientes conceptos:

- Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación de la pila, hora de inicio y terminación del colado.
- Calidad del concreto (proporcionamiento, revenimiento, tiempo después de mezclado). Se deberán tomar cilindros de cada olla. De alguna bachada al azanar y cuan-

do menos tres de cada pila.

- Determinar la elevación del descabece y la longitud -- exacta de cada elemento.
- Verificar la localización correcta de la pila terminada.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- "Estudio de Mecánica de Suelos y Cimentaciones para el -- Complejo Industrial de Fosforados de Fertimex, S.A. en Lázaro Cárdenas, Mich."
GHI, S.C, Sondeos, S.A., Departamento de Ingeniería Civil de Fertimex.
Agosto de 1978.
- 2.- "Estudio de licuación del Subsuelo del Complejo Industrial de Fosforados de Fertimex, S.A., en Lázaro Cárdenas, Mich." Primer Informe. Alberto Jaime, Luis Montañes, - - Jorge Zavala y Enrique Santoyo; Instituto de Ingeniería - UNAM.
Agosto de 1979.
- 3.- "Estudio de Licuación del Subsuelo del Complejo Industrial de Fosforados de Fertimex, S.A., en Lázaro Cárdenas, Mich." Informe final. Alberto Jaime, Luis Montañes, - - Miguel P. Romeo y Martín Arguello; Instituto de Ingeniería, UNAM.
Diciembre de 1979.
- 4.- "Fundamentos de la Mecánica de Suelos"
Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez.
Octava reimpresión. 1982.
- 5.- "Manual de Diseño y construcción de Pilas y Pilotes"
Sociedad Mexicana de Suelos.
- 6.- Fertimex, S.A., Subgerencia de Ingeniería, Departamento - de Ingeniería Civil y Estructural (Agosto 1970).

**7.- Estudio de Licuación del Subsuelo del Complejo Industrial
de Fosforados Fertimex, S.A., Lázaro Cárdenas, Mich.**