



287
44

Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

**DESARROLLO DEL TEMA DE
CIMENTACIONES PARA EL CURSO DE
CONSTRUCCION II**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
V I C T O R H U G O D A M M B A R L E S

México, D.F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-183

Al Pasante señor VICTOR HUGO DAMM BARLES,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el lema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Fernando Favela Lozoya, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

DESARROLLO DEL TEMA DE CIMENTACIONES PARA
EL CURSO DE CONSTRUCCION II

- I. Operaciones fundamentales
- II. Procedimientos especiales
- III. Ejemplos de elección del procedimiento

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D. F., a 30 de octubre de 1975
EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

EVC/GSA/glt.

I N D I C E

INTRODUCCION

- A) Alcances de este trabajo.
- B) Breve relación histórica y definición de una cimentación.
- C) Clasificación.

CAPITULO I.

OPERACIONES FUNDAMENTALES.

- 1.1. Exploraciones.
- 1.2. Medios para aislar e impedir la entrada de - -
agua.
- 1.3. Excavaciones ademadas.
- 1.4. Pilotes.

CAPITULO II.

PROCEDIMIENTOS ESPECIALES.

- 2.1. Cajones.
- 2.2. Inyecciones.
- 2.3. Congelación.
- 2.4. Tratamiento de suelos expansivos.

CAPITULO III.

EJEMPLO DE ELECCION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO-
PROGRAMANDO LOS RECURSOS EN FUNCION DEL COSTO DIREC
TO,

I N T R O D U C C I O N

A) ALCANCES DE ESTE TRABAJO.

En el presente trabajo se pretende exponer los temas incluidos en el índice, desde un punto de vista de procedimiento constructivo. Siempre que se considere necesario referirse a algún principio de la Física o en especial de la Mecánica de Suelos, a fin de exponer más claramente un tema, se tratará de no profundizar en demasiado detalle.

En el desarrollo de cada uno de los temas de este trabajo, se procurará seguir la secuencia que a continuación se presenta:

1. Definición y/o descripción del método.
2. Factores que influyen en su elección.
3. Casos o ejemplos donde se aplica.
4. Procedimiento constructivo.
5. Equipo de construcción.

B) BREVE RELACION HISTORICA Y DEFINICION Y DE UNA -
CIMENTACION.

Todas las estructuras como puentes, edificios, la -
cortina de una presa, el pavimento de una carretera, etc.,
están finalmente apoyadas en los suelos. Se intuye que és-
tos, deberán reunir ciertas condiciones mínimas que asegu-
ran un comportamiento adecuado de las estructuras que en -
ellos se apoyan.

El conocimiento de las propiedades físicas de los--
suelos fue durante mucho tiempo insuficiente y sin ninguna
base teórica. El ingeniero se veía obligado entonces, a --
guiarse por su intuición y experiencia para tratar de re--
solver problemas relativos al sistema estructura-suelo. No
fue sino hasta principios de este siglo, cuando debido a -
los estudios de la Comisión Geotécnica de los Ferrocarril--
les de Suecia y de las investigaciones del Dr. Atterberg,-
que se empezaron a conocer las propiedades físicas de los-
suelos en general y la plasticidad de las arcillas en par-
ticular. Casi simultáneamente, en Alemania, el Dr. Krey em-
pezó un estudio sistemático de los suelos al corte.

Un avance de singular importancia, se debió a los -
trabajos del Dr. Karl Terzaghi, que en 1923 publicó una so-
lución matemática al problema de consolidación de las arcil

llas sujetas a presiones, mismo que fue demostrado experimentalmente, y condujo a la explicación del fenómeno de asentamientos en estratos arcillosos sumergidos. En 1925, - bajo el título de "Erdbaumechanik", publicado en alemán, - pero dedicado al American Robert College, de Estambul, el Dr. Terzaghi relacionó el resultado de sus investigaciones al problema presentado por el sistema estructura-suelo, -- con características definidas numéricamente. Ese mismo año ejerció como asesor y colaborador del US. Boureau of Pu--- blic Roads en los Estados Unidos. Desde entonces sus trabajos, junto con los de otros investigadores en diversas partes del mundo, han tenido gran influencia sobre las técnicas para resolución de problemas que presenta el sistema - estructura-suelo o problemas de cimentaciones.

Terzaghi y Peck, definen las cimentaciones como --- aquella parte de la estructura que transmite las cargas al suelo, de manera más amplia, diremos que, una cimentación - es la parte de una estructura que proporciona apoyo a la - misma, incluyendo al suelo o roca y las partes de cimentacio nes, es aquella parte de la ingeniería civil que trata sobre la evaluación de la capacidad del terreno para sopor-- tar cargas y el diseño de los elementos de transmisión de estas cargas de la estructura al terreno natural. Los métodos y equipos empleados en la estabilización de suelos y - la construcción de las cimentaciones, se fundamentan en --

los principios expuestos en la ingeniería de cimentaciones.

C) CLASIFICACION.

La clasificación de las cimentaciones se hizo necesaria, debido al problema de la poca uniformidad que presentan los suelos en cuanto a su resistencia y capacidad de carga. Al proyectarse una estructura, algunas veces no resulta conveniente cambiar su localización aún cuando el terreno es inestable. En estos casos una solución es profundizar la excavación hasta encontrar una capa resistente que pueda soportar las cargas de la estructura proyectada. Esto originó procedimientos y equipos de construcción adecuados para llegar a las capas resistentes más profundas. De aquí surge la división más general de las cimentaciones en superficiales y profundas. Aunque no existe un criterio para diferenciar claramente unas de otras, es aceptado que se considere superficial a una cimentación, cuya relación profundidad de desplante D_f entre su ancho B sea menor o igual a $3(D_f/B \leq 3)$, y profundas cuando esta relación sea mayor que 3. A su vez, las cimentaciones se subdividen, atendiendo su forma como se muestra en el siguiente cuadro sinóptico.

CIMENTACIONES

1.0 Superficiales.
($Df/B=3$)

1.1. zapatas

1.2. losas

1.3. cajones

{ 1.3.1. Totalmente compensados
1.3.2. Parcialmente compensados
1.3.3. Sobrecompensados.

2.0 Profundas

2.1. Pilotes

2.2. Pilas

2.3. Cilindros
o cajones

{ 2.1.1. Mixtos
2.1.2. Fricción o adherencia
2.1.3. De punta.
2.1.4. Especiales

A continuación se describe brevemente cada uno de estos tipos de cimentación.

1.0 Cimentaciones superficiales.- Aquellas cuya relación profundidad de desplante D_f entre su ancho B sea menor o igual a 3. Se utilizan en suelos suficientemente resistentes y de baja compresibilidad. Generalmente cuando el volumen de excavación es pequeño y libre de roca, se lleva a cabo con mano de obra. Sólo en caso de encontrar enrocamientos o boleo grande, se recurre al empleo de equipo de barrenación y explosivos.

Para volúmenes mayores de excavación como puede ocurrir en el caso de los cajones, puede resultar más conveniente en cuanto al costo-tiempo, utilizar equipo de excavación y transporte de materiales como son las palas mecánicas, cargadores frontales, retroexcavadoras, camiones de volteo, etc.

1.1. Zapatas.- Son elementos de cimentación que se emplean bajo columnas (zapatas aisladas) o bajo muros de carga (zapatas corridas). En ambos casos se trata de una prolongación del elemento estructural con la misma sección transversal y una ampliación en la base. Comúnmente se construyen de mampostería o de concreto. (Figura 0.1.).

1.2. Losas.- Son elementos de cimentación planos, - apoyados generalmente en contratrabes perimetrales y que = trabajan a flexión. Se utilizan donde se requiere reducir la presión de contacto con el terreno natural. Se construyen de concreto armado. (Figura 0.2.).

1.3. Cajones.- Los cajones de cimentación son volúmenes huecos formados por losas de cimentación y de tapa, - retícula de trabes y muros laterales de contención. Se emplean en terrenos compresibles con objeto de reducir la -- carga neta y evitar incrementar la presión de la estructura al terreno natural, que se traduce en un asentamiento - de la estructura. Se consideran tres casos:

a) Totalmente compensados: cuando el peso de material desalojado es menor al peso de la edificación.

b) Parcialmente compensados: cuando el peso del material desalojado es menor al peso de lo edificado.

c) Sobrecompensados: cuando el peso del material desalojado es mayor al peso de la edificación.

2.0. Cimentaciones Profundas.- Aquellas cuya relación profundidad de desplante D_f entre su ancho B es mayor que 3. Se recurre a este tipo de cimentación en el caso -

de encontrar estratos comprensibles cercanos a la superficie lo que obliga a apoyarse en estratos más profundos y resistentes. Los términos pilotes, cajones o pilas no tienen una clara definición que los distinga unos de otros. En general, los cajones y pilas son de mayor diámetro que los pilotes y requieren de un método particular de excavación, mientras que los pilotes se suelen hincar por golpeo.

2.1. Pilotes.- Son elementos esbeltos de sección transversal constante con el extremo inferior, terminado en punta. (Figura 0.3).

2.2. Pilas.- Similares a los pilotes, sólo que de sección transversal mayor, de menor longitud y generalmente con una ampliación en la base.

2.3. Cilindros o cajones.- Son elementos estructurales huecos de grandes dimensiones de sección transversal constante, circular o rectangular que se hunde en la tierra o en agua hasta una profundidad deseada. Son mucho más resistentes que las pilas.

Hemos descrito brevemente cada uno de los tipos de cimentación con que cuenta el Ingeniero Civil y que le permitirá dar solución a su problema de cimentación.

En el siguiente capítulo, veremos los métodos constructivos que normalmente se siguen para hacer realidad cada una de los diferentes tipos de cimentación aquí descritos.

C A P I T U L O I

OPERACIONES FUNDAMENTALES.

Con este término quedan enmarcadas aquellas operaciones y métodos constructivos que se emplean con más frecuencia en las excavaciones y construcción de cimentaciones. La elección y aplicación de un método dependerá de las condiciones particulares de cada proyecto.

Dentro de este capítulo de operaciones fundamentales, consideramos las siguientes, mismas que veremos por separado, y que son:

1. Exploraciones.
2. Medios para aislar e impedir la entrada de agua a las excavaciones.
3. Excavaciones ademadas.
4. Hincado de pilotes.

1.1. EXPLORACIONES.

En la ingeniería de cimentaciones se entiende por exploraciones a la obtención de muestras representativas del terreno donde pretendemos construir una cimentación. El análisis de estas muestras servirá para definir el procedimiento de excavación y el equipo más adecuado para cada caso particular.

El número de muestras y el presupuesto destinado a muestreo, será subjetivo de cada proyecto, pero en todos los casos se deberán de tomar en cuenta los siguientes factores:

- a. La ubicación de la obra.
- b. Seguridad de la obra.
- c. Economía de la obra.

Mediante unos ejemplos, podremos aclarar a que nos referimos con cada uno de estos factores. Así, tenemos por ejemplo: el caso de la cimentación para un edificio en una zona urbana donde disponemos de datos suficientes del subsuelo (capacidad de carga, nivel freático, etc.), bastarán unas cuantas muestras para confirmar estos datos y proceder con las excavaciones. En cambio para la cimentación de pilas de un puente en la sierra, se deberá de poner espe-

cial cuidado en cada apoyo para conocer de antemano el tipo de material del subsuelo y programar el procedimiento y equipo de excavación más adecuado.

Las exploraciones se clasifican como se muestra en el siguiente cuadro:

EXPLORACIONES

1.1.1. Métodos de Sondeo Preliminar.

A) Superficiales.

1.1.1.1. Pozo a cielo abierto con muestreo alterado o inalterado.

1.1.1.2. Muestreo con pala de postear.

B) Profundas.

1.1.1.3. Métodos de percusión y lavado.

1.1.1.4. Perforación con barrenos helicoidales.

1.1.1.5. Método de penetración estandar.

1.1.1.6. Método de penetración cónica.

1.1.1.7. Perforación en boleos y gravas.

1.1.2. Métodos de Sondeo Definitivo.

1.1.2.1. Pozo a cielo abierto con muestreo inalterado.

1.1.2.2. Método con tubo Shelby.

1.1.2.3. Métodos rotatorios para roca.

1.1.3. Métodos Geofísicos.

1.1.3.1. Método sísmico.

1.1.3.2. Método de resistencia eléctrica.

1.1.3.3. Método magnético y gravimétrico.

A continuación se hará una descripción de cada método, explicando sus alcances y limitaciones, así como el equipo empleado auxiliándose para ello mediante croquis de los mismos.

1.1.1. Métodos de Sondeo Preliminar.

Mediante estos métodos, podemos conocer a un costo relativamente bajo, el tipo de material, detectar la presencia de agua y delimitar en forma aproximada los estratos del subsuelo. Las muestras obtenidas por estos métodos en lo general no se consideran adecuados para el análisis de laboratorio por no estar suficientemente inalterados.

a) Superficiales.

1.1.1.1. Pozos a cielo abierto.- Consisten en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que pueda introducirse una persona que examine el material del suelo en su estado natural, así como también darse cuenta de las condiciones de agua existentes. Conviene llevar un registro del estado del material, conforme se va excavando, ya que la misma excavación le produce alteraciones que podrían conducir a errores de interpretación. Este tipo de sondeos es el que proporciona muestras más representativas del estado natural del suelo y dependiendo de la forma de obten-

ción de muestras inalteradas, debe de practicarse una - - -
oquedad en la pared del pozo y extraer de allí el material,
cuidando de que conserve su humedad. Para ello, se reco---
mienda envolver la muestra en un manto previamente imper--
meabilizado con brea o parafina. En cuanto a las muestras-
alteradas, se obtienen directamente del pozo poniendo cui-
dado de que no pierdan humedad.

1.1.1.2. Muestreo con pala de postear.- La pala pos-
teadora es un instrumento formado por dos placas curvas de
fierro unidas a un tubo en forma de "T". La posteadora se-
introduce en el terreno, siempre que este lo permita, a ba-
se de movimiento manual de rotación. Las muestras obteni--
das con este instrumento, aunque completamente alteradas,-
nos sirven para clasificar el material y en caso de suelos
muy plásticos, estimar su contenido de agua.

b) Profundos.

1.1.1.3. Método de percusión y lavado.- Es un proce-
dimiento rápido y económico que nos permite conocer en for-
ma aproximada la estratigrafía del subsuelo. También se u-
tiliza como auxiliar de avance rápido de otros métodos de-
perforación.

El equipo necesario incluye un trípode con poleas,-

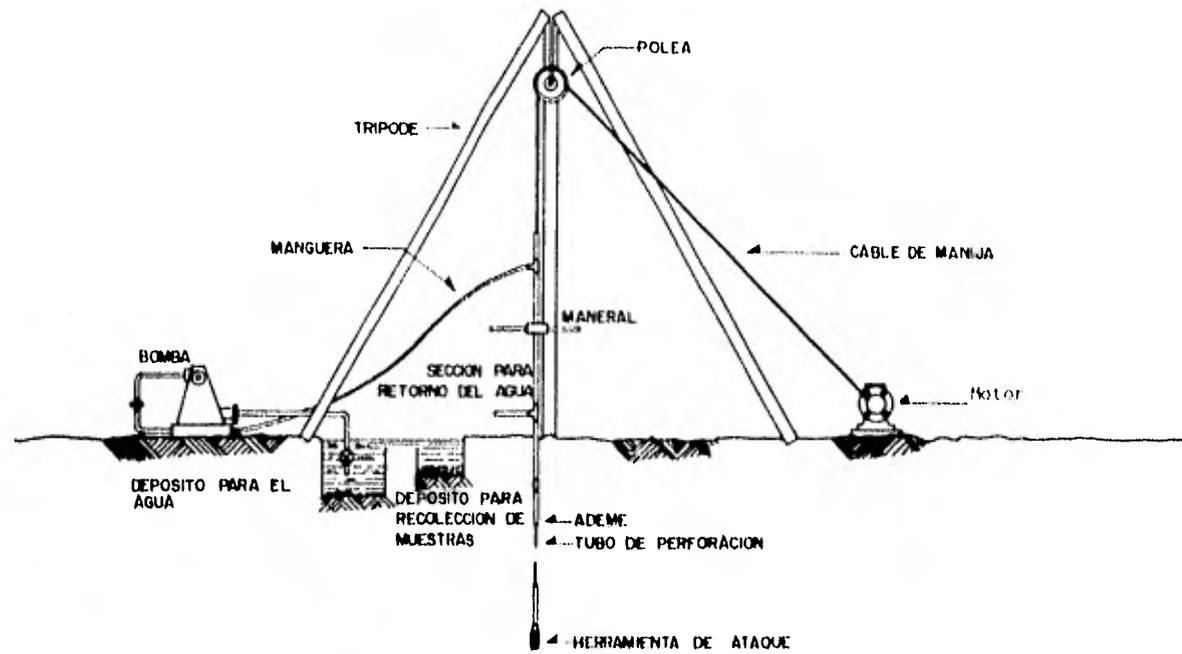
barras de perforación, un malacate y una bomba. En caso necesario un martinete de 80 a 150 Kg., tubería para ademe y una zapata dentada. (Figura 1.2.).

La perforación se logra erosionando rápidamente el suelo, mediante la acción combinada de golpes de barreno - sujeto a movimiento ascendente, descendente y de rotación, y a la presión continua del agua. La muestra se obtiene de la siguiente manera: al inyectar agua a presión a través - de los barrenos, esta forma en el fondo de la perforación - una suspensión que sube a la superficie por el espacio --- comprendido entre la tubería y las paredes del pozo; una - vez fuera se recoge en un recipiente para su análisis. Es - bastante común que las paredes del pozo necesiten ademarse, para ello, se utiliza un martinete que va hincando el ademe conforme avanza la perforación.

1.1.1.4. Sondeos con Barrenos Helicoidales o Herramienta Similar. - Este método permite un avance rápido de - las perforaciones en suelos que no contienen grava. Además tiene la ventaja de no necesitar agua.

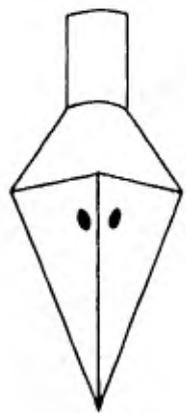
Este tipo de sondeo se utiliza para perforaciones - de 5 a 30 cms. de diámetro y hasta 30 m. de profundidad, - para lo cual se van uniendo secciones de barrenos hasta -- llegar a la profundidad requerida. La perforación se hace-

FIGURA 1,2



TESIS	
PLANO	METODO DE PERCUSION Y LAVADO
NUMERO	VICTOR HUGO DAMM B
FECHA	OCT 1979
REVISOR	

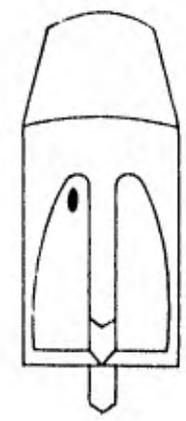
FIGURA 1.2



TREPANO DE PUNTA



TREPANO DE CINCEL



TREPANO DE CRUZ

TESIS	
PLANO	
TIPOS DE TREPANOS	
NOMBRE VICTOR HUGO DAMM B.	
FECHA:	MESES:
OCT 1979	

en forma continua mediante movimientos de rotación de los barrenos y la broca en la sección de contacto. Las muestras suben a la superficie por la espiral sin que pueda conocerse de que profundidad provienen. Para muestras arriba del nivel freático, el contenido de agua de las mismas, casi no cambia. Se pierde esta ventaja en suelos friccionantes que requieran estabilización.

1.1.1.5. Método de Penetración Estandar.- Entre los procedimientos preliminares es quizá el que mejores resultados de en la práctica, y tal vez el más utilizado en México. Nos permite conocer la compacidad de los mantos, con más acierto en los suelos puramente friccionantes* y en menor grado en los suelos plásticos (arcillas). *(grava, arena).

El equipo necesario consiste en un penetrómetro, el cual se enrosca al extremo inferior de la tubería de perforación. La prueba consiste en hacer penetrar a una distancia de 30 cms. un martinete de 65.5 Kg. (110 lb) dejándolo caer de una altura de 76 cms. Con el número de golpes necesarios para hacerlo penetrar los 30 cms, y la forma de los granos que esté formando el suelo, se puede conocer su resistencia. La interpretación es delicada, especialmente en suelos cohesivos. La rapidez con que se efectúan estos ensayos, permiten aumentar el número de sondeos y así formar

FIGURA 1,3

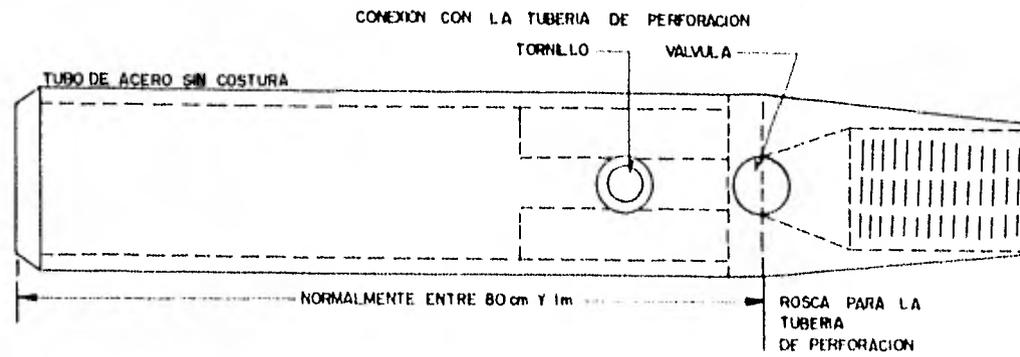


TABLA 2.3 DIMENSIONES DE LOS TUBOS SHELBY

DIAMETRO EXTERIOR	6.35cm (2½ pulg)	7.62cm (3 pulg)	8.89cm (3½ pulg)	10.16cm (4 pulg)
DIAMETRO INTERIOR	6.05cm (2¼ pulg)	7.30cm (2¾ pulg)	8.57cm (3¼ pulg)	9.85cm (3¾ pulg)

TESIS	
TITULO	TUBO DE PUNTO DELGADO SHELBY
NOMBRE	VICTOR HUGO DAMM B
FECHA	OCT 079
REVISOR	

se una idea de la estratigrafía en zonas relativamente extensas. fig. 1.3

1.1.1.6. Método de Penetración Cónica.- Esta prueba es útil en zonas donde las propiedades son conocidas de antemano y sólo se quiere verificar en un lugar determinado.

La operación consiste en hacer penetrar una punta cónica, estandar, a una profundidad de 50 cms. con velocidad constante de 5mm/seg. Se mide la presión aplicada mediante un cilindro hidráulico equipado con un manómetro Bourdon. Esta presión corresponde a la resistencia que opone el suelo. Según el procedimiento de hincado, la prueba puede ser:

- Estática si es hincado a presión.
- Dinámico si se hinca a base de golpes.

1.1.1.7. Perforaciones en Boleos y Gravas.- Los boleos son para el perforista el material más difícil de atravesar. El equipo usual en la prueba de penetración estandar, no consigue atravesar este tipo de material. Para lograrlo, es necesario usar equipo más pesado o pasar a pruebas de tipo rotatorio que se discutirán más adelante.

1.1.2. Métodos de Sondeo Definitivo.

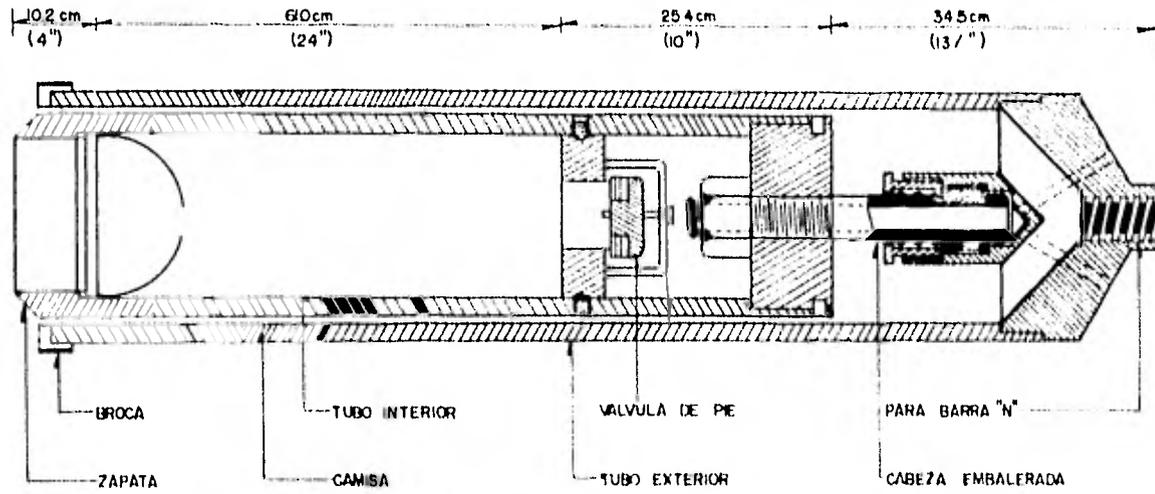
Los métodos que aquí se exponen tienen por objeto - la obtención de muestras suficientemente inalteradas del - subsuelo propias para realizar pruebas de compresibilidad - y resistencia en el laboratorio, lo mismo que muestras de - roca.

1.1.2.1. Pozos a Cielo Abierto con Muestreo Inalterado.- Este procedimiento ya se explicó en los sondeos pre - liminares, sólo conviene hacer hincapié, en el hecho de que constituye el mejor método siempre que las condiciones per - mitan aplicarlo.

1.1.2.2. Métodos con Tubos de Pared Delgada o Tubos Shelby.- Consiste en hacer penetrar un tubo similar al de - la figura 1.3., a velocidad y presión constantes con obje - to de que la muestra sea lo más inalterado posible.

1.1.2.3. Métodos Rotativos para Foca.- Con este pro - cedimiento es posible penetrar en roca sana, donde los mé - todos anteriores fracasan. La operación consiste en hacer - una perforación a base de movimiento de rotación a la vez - que ejerciendo presión sobre el material. Esto origina --- fricciones y aumento de calor en la broca, lo cual se evi - ta inyectando agua a presión de modo continuo impulsada por

FIGURA 1,4



TESIS

PLANO	
MUESTREADOR (HUNSON)	
NUMERO VICTOR HUGO DAMM B	
FECHA	REVISO
EXE. 1975	

una bomba situada en superficie. La muestra se obtiene, utilizando un muestreador, ya estandarizado mediante la maniobra de suspender la inyección momentáneamente, o aumentando la velocidad angular lo que provoca que se llene de fragmentos de roca, el espacio comprendido entre la roca y la parte inferior del muestreador.

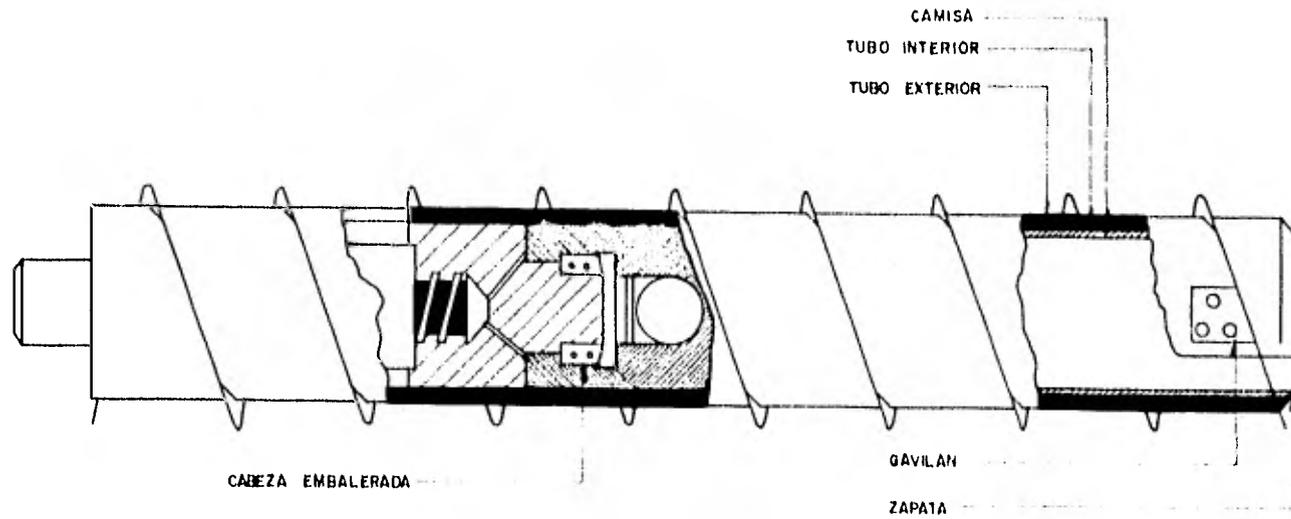
Equipo necesario: muestreadores, trípode con polea, brocas de carburo de tungsteno o de diamante, bomba de inyección de agua y tubería de perforación.

1. Muestreadores.- Son tubos de acero huecos, equipados en su interior con dispositivos especiales para la obtención de muestras inalteradas. Existen diversos tipos como los siguientes:

a. Muestreador Denison.- Consta de dos tubos concéntricos: el exterior provisto de una zapata dentada que corta el material por rotación, y el interior dotado de una camisa donde queda retenida la muestra. Su velocidad de operación varía entre 50 y 200 r.p.m.. Se le utiliza en suelos con cierta cohesión bajo el W.P. (Figura 1.4.).

b. Muestreador T.A.M.S.- (Tippets-Amnett-McCarthy-Stratton). Consta a su vez de dos tubos concéntricos: en el exterior lleva una espiral para desalojar el material y en la interior una zapata lisa y va montado sobre baleros.

FIGURA 1.5



TESIS	
PLAZA INDEPENDENCIA T. A. P. S. (TURBETA AMMETT MCARENS STRATTON)	
NOMBRE VICTOR HUGO DAMM B	
FECHA OCT 1979	REVISOR

Su velocidad de operación es del orden de 50 a 100 r.p.m.. Se utiliza en suelos duros arriba del N.F. (Figura 1.5.)'

c. Wire Line.- Este sistema consiste en emplear barras de gran diámetro que permite el paso del muestreador al mismo tiempo que sirve como ademe. Atraviesa todo tipo de materiales incluyendo roca muy sana. Hasta ahora es esencialmente usado para sondeos petrolíferos, representa una solución al problema de pérdidas de tiempo debido al montaje y desmontaje de barras de perforación que deben realizarse para cada muestreo.

1.1.3. Métodos Geofísicos.

Los métodos geofísicos, empleados comunmente en la exploración de campos petrolíferos, han sido adaptados a la ingeniería civil para determinar los parámetros físicos de los diferentes estratos del subsuelo. La información suministrada por estos métodos, aunque poco precisa, puede utilizarse para extrapolar datos obtenidos mediante sondeos mecánicos a zonas de gran extensión. Entre los más utilizados están los siguientes:

- Método sísmico.
- Método eléctrico.
- Método magnéticos y gravimétricos.
- Método radioactivo.

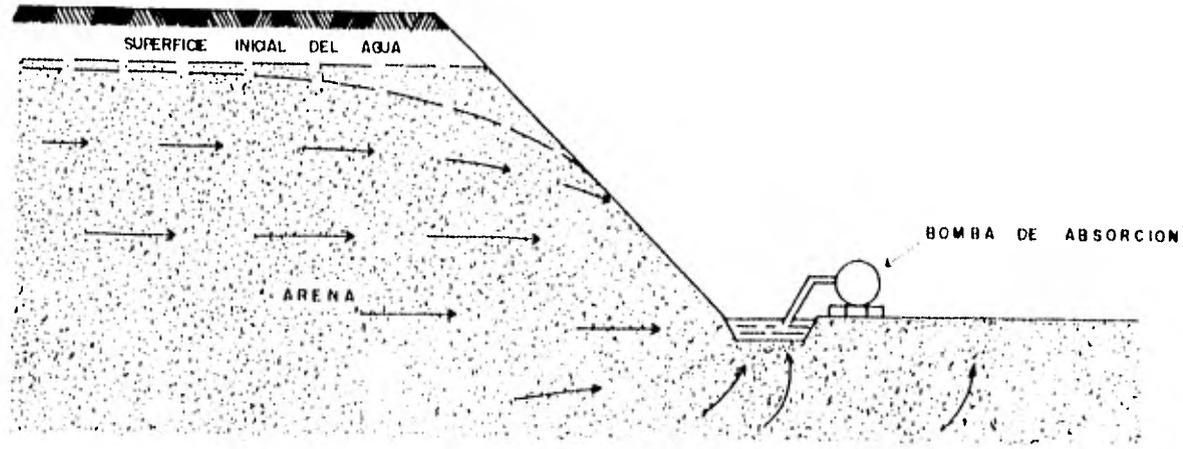
Breve descripción de los tres primeros:

1.1.3.1. Método Sísmico.- Consiste en provocar una perturbación mediante explosivos en un punto del suelo y medir el tiempo que tarda en llegar la onda longitudinal a otros puntos previamente establecidos. Para ello se utilizan sismógrafos de alta sensibilidad llamados geófonos. Relacionando tiempos y velocidades, se estiman los espesores de los estratos.

1.1.3.2. Método Eléctrico.- Se basa en la relación que existe entre la resistividad de los suelos y sus propiedades mecánicas. A mayor resistividad corresponde mayor dureza. La resistividad se mide aplicando corriente eléctrica continua a dos electrodos A y B no polarizables. Simultáneamente se mide la diferencia de potencial entre dos puntos alineados C y D con A y B. La exactitud del valor de la resistividad detectada, depende de la homogeneidad del medio.

1.1.3.3. Métodos Magnéticos y Gravimétricos.- Consisten en observar distorsiones locales en los campos magnéticos y gravimétricos de la superficie terrestre y detectar a través de esa información, la presencia de cavernas, etc.

FIGURA 1,6 A



TESIS	
PLANO	
ABATAMIENTO DE NIVEL DE DAMA	
NOMBRE VICTOR HUGO DAMM B.	
FECHA OCT 1973	REVISO

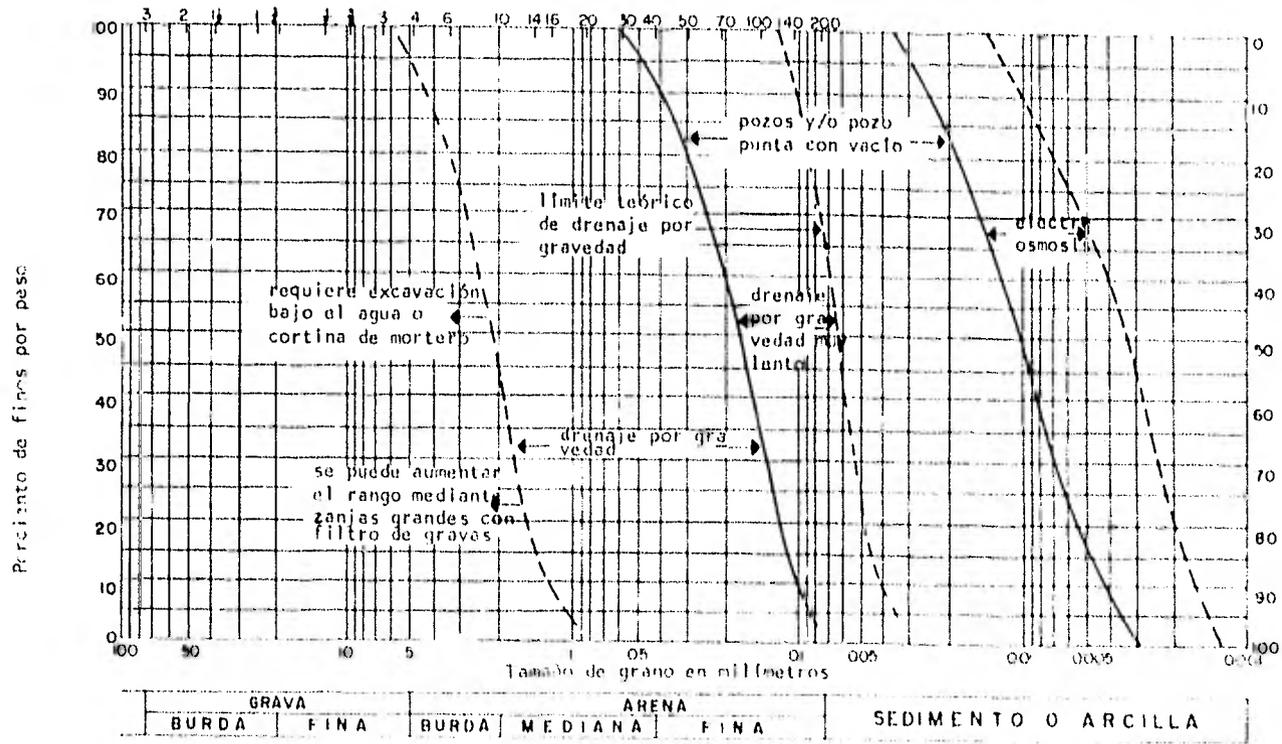
1.2. MEDIOS PARA EVITAR LA ENTRADA DE AGUA EN LAS-CIMENTACIONES.

La presencia de agua en el suelo significa una disminución de la presión efectiva y en consecuencia una disminución de la capacidad de carga del suelo, la cual puede llegar fácilmente a niveles de resistencia inadmi---bles para cimentar allí una estructura. Por lo tanto, es indispensable evitar, hasta donde nos sea posible, la presencia de agua en las cimentaciones, tanto durante la etapa de construcción como a lo largo de su vida útil. A tal efecto se han ideado procedimientos en función de la permeabilidad del suelo, que nos permitirán trabajar en seco y así garantizar la estabilidad de nuestras estructuras.

1.2.1. Excavación de Zanjas y Cárcamos.

En excavaciones pequeñas para cimentaciones superficiales a base de zapatas, puede evitarse el paso del --agua mediante zanjas perimetrales que se excavarán hasta la profundidad de desplante y que se les dará una pen---diente hasta de una esquina (ver figura 1.6. A.), donde se construirá un cárcamo para de allí bombear el agua que llega fuera del área de trabajo. En el caso de que tengamos suelos de baja permeabilidad como ocurre con suelos -formados por arenas finas o suelos limo-arenosos, se reco

FIGURA 1,6



GRAVA		ARENA			SEDIMENTO O ARCILLA
BURDA	FINA	BURDA	MEDIANA	FINA	

(clasificación del cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos)

SISTEMAS PARA AISLAR O IMPEDIR LA ENTRADA DE AGUA APLICABLE A DIFERENTES TIPOS DE SUELOS

TESIS
 TITULO: SISTEMAS APLICABLES A DIF. SUELOS
 NOMBRE: VICTOR HUGO DAMM B
 FECHA: OCT 1979 REV: 50

mienda colocar filtros a base de gravas tanto en las zanjas como en los cárcamos de bombeo.

1.2.2. Abatimiento del Nivel Freático.

Actualmente disponemos de cuatro métodos para el abatimiento del nivel freático en la vecindad de una excavación. La elección de un método, dependerá de las condiciones geológicas, características del suelo y del tamaño y forma de la excavación para cada caso en particular. El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos ha desarrollado una gráfica para cada método en función de la granulometría del suelo donde queda involucrada implícitamente su permeabilidad. (Ver Fig. 1.6.)

Los métodos son los siguientes:

- 1.2.2.1. Pozos de punta o Well Points.
- 1.2.2.2. Pozos profundos.
- 1.2.2.3. Pozos profundos con sistemas de vacío.
- 1.2.2.4. Electrosmosis.

1.2.2.1. POZOS PUNTA (WELL POINTS).- Este sistema se emplea para abatir o controlar la entrada de agua en excavaciones hechas en suelos predominantemente granulares con permeabilidad del orden de $K=10^{-2}$ cm/Seg, y donde el abatimiento requerido no sea excesivo, es decir del orden de 6.00 m.

Ya que por lo regular los pozos Punta se colocan espaciados entre sí 0.5 a 2.00 m., puede considerarse que forman un drén continuo subterráneo, permitiendo que la excavación puede llevarse a cabo sin la presencia de agua.

Por lo general los pozos punta se conectan a una tubería colocada en la superficie formada por tubos ligeros de 2" de diámetro, a través de la cual se bombea el agua -- captada por los pozos fuera de la zona de excavación mediante un bomba centrífuga.

El abatimiento del nivel freático está limitado por el vacío que pueda desarrollar la bomba, la altura de la -- bomba sobre el nivel original de aguas freáticas; y por las pérdidas de columna de agua en los pozos punta y en el sistema colector. Para una eficiencia adecuada de la operación del sistema es imprescindible que las pérdidas en los pozos punta y sistema colector sea mínimas para lo cual es preci-

so que sus dimensiones sean las adecuadas para el gasto que se pretende bombear.

Para profundidades mayores a 6.00 m, se requieren -- dos o más etapas de Pozos Punta a diferentes niveles del te rreno, es recomendable diseñar cada etapa de bombeo capaz - de bombear el gua independiente de las etapas de Pozos que se encuentren localizados a niveles superiores del circuito en cuestión. Es decir una etapa de bombeo podrá sacar el - agua que se encuentra a nivel aunque el resto de las etapas de bombeo no funcionen. Sin embargo si la línea piezométrica no puede ser confinada dentro de la pendiente de bombeo de la etapa más baja, sera necesario que funcionen si-- multáneamente etapas superiores de bombeo, para abatir el - nivel freático según se requiera.

Un Pozo consiste en un tubo perforado de aproximada-- mente 1.00 m., de longitud que evita la entrada de partícu-- las finas al tubo. En su extremo inferior lleva una cabeza punteaguda provista de una válvula de bola por donde se in-- yecta agua y presión para su instalación por medio de chi-- flón de agua.

Figura 1,7

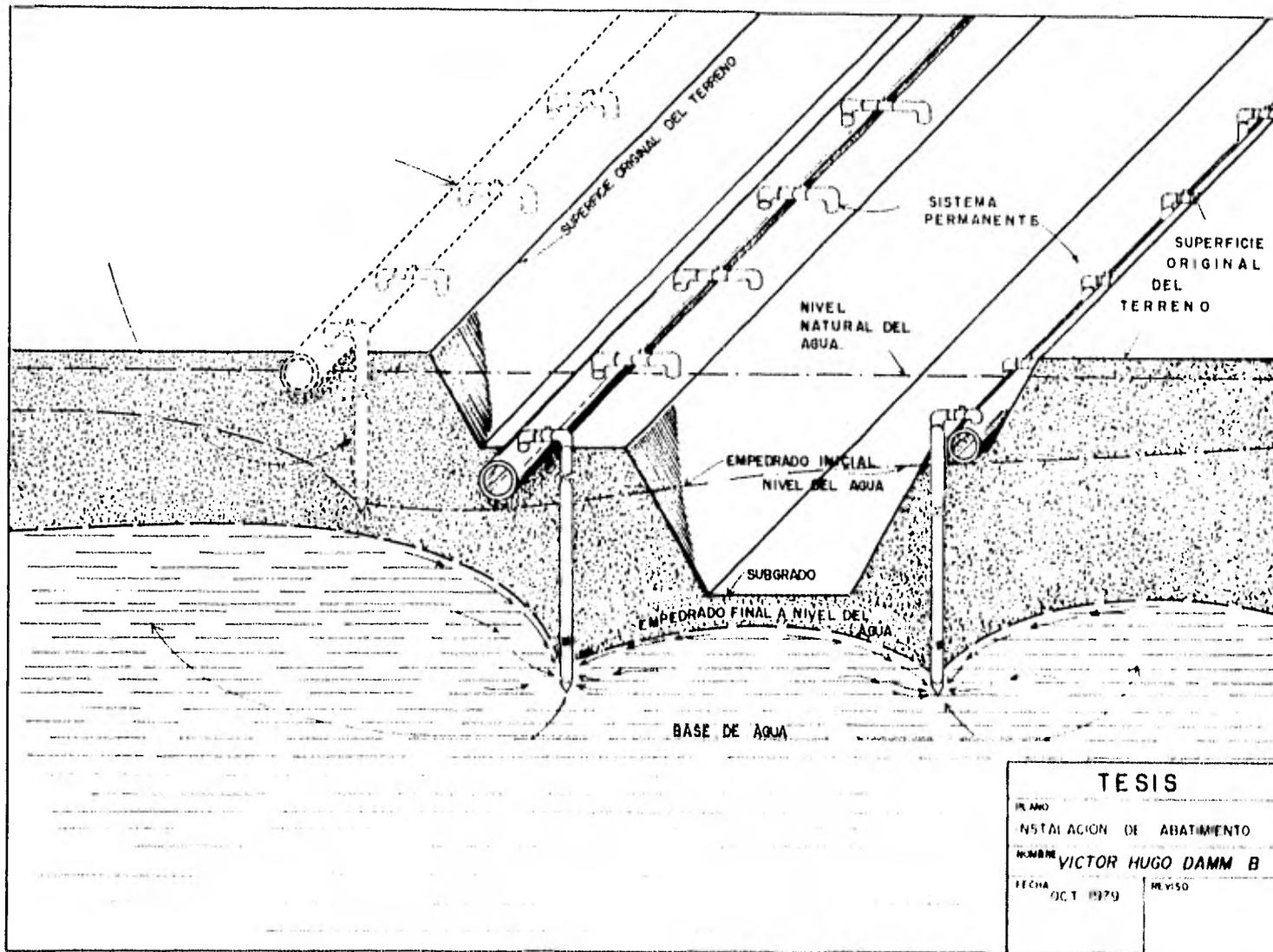
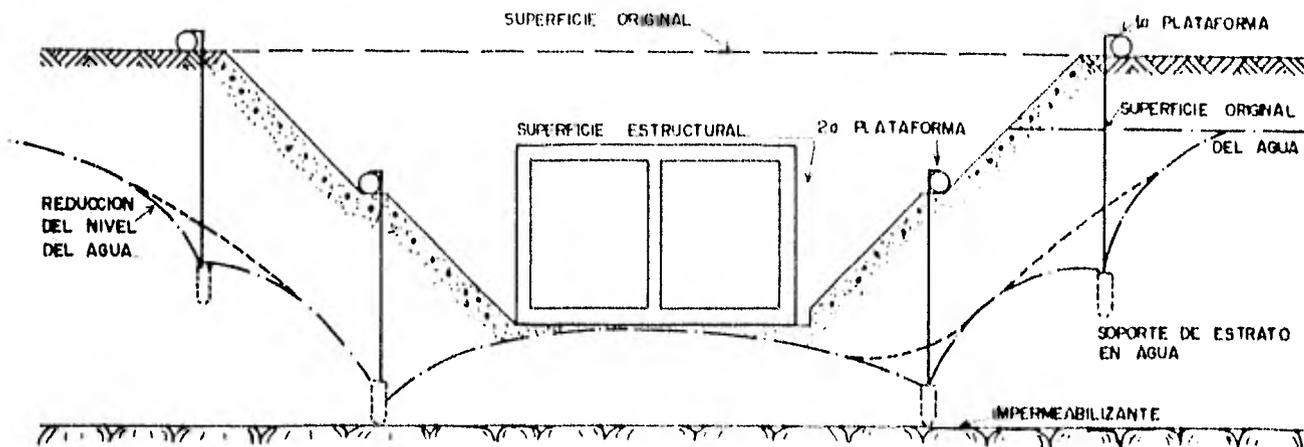


FIGURA 1.7



TESIS	
TITULO ABATIMIENTO DONDE LA EXCAVACION NO ES PROFUNDA	
AUTOR VICTOR HUGO DAMM B	
FECHA OCT 1979	REVISOR

Al crearse el vacío en la tubería de succión, se cierra la válvula evitando el paso de partículas de arena y limo.

Cada uno de estos Pozos Punta tiene una capacidad de succión de 0.5 a 1.0 lt/seg., de acuerdo, al diámetro el cual a su vez es función de la permeabilidad del suelo. Conociendo este diámetro podemos estimar el gasto " G " por metro líneal, diámetro y separación entre pozos.

Como ilustración diremos que para suelos del $K=10^2$ cm/seg., se requieren Pozos Punta del orden de 2" de diámetro con separación entre pozos de 0.5 m.

Para suelo con $K=10^3$ cm/seg., se requieren Pozos de 1 1/2" de diámetro separados entre sí 2.00 m. aproximadamente.

(VER FIGURAS 1.7)

1.2.2.2. Pozos Profundos. - Este método es conveniente utilizarlo en excavaciones muy profundas como alternativa a pozos punta escalonados, cuando las condiciones de excavación no permiten utilizar el sistema de pozos punta. - Por ejemplo, el caso de las llamadas lumbreras que pueden tener profundidades de 100.00 m. o más, con anchos hasta de 9.00 m., lo cual descarta toda posibilidad de pozos punta escalonados. Los rangos de permeabilidad permisibles son cercanos a $K = 10^{-1}$ cm/seg. Más allá de este límite, el costo de operación del equipo para conservar el abatimiento del N.F. por tiempo indefinido puede ser muy alto, lo cual justificaría el recurrir a otros procedimientos, una vez terminada la excavación, como por ejemplo la impermeabilización de suelos.

Las perforaciones tienen diámetros de 15 a 60 cm. y su profundidad depende de la profundidad de la excavación. El ademe puede consistir en una tubería para pozos rodeada por un filtro de arena y grava. La bomba de pozo profundo se coloca dentro del ademe. Suelen estar equipadas con motores del orden de 200 H.P. o mayores con capacidades que varían de 5 a 10 lt /seg, hasta más de 100 lt/seg., lo que permite el diseño de sistemas de bombeo capaces de captar casi cualquier filtración a la profundidad requerida. Conocida la permeabilidad media y la estratigrafía del depósito, se puede conocer el gasto por metro lineal a todo lo -

largo de la línea de bombeo y proponer la separación entre pozos, ya que los conos de abatimiento deberán traslaparse entre sí de 2 a 3 m. debajo de la profundidad de abatimiento deseada en la excavación.

1.2.2.3. Pozos Profundos con Sistema de Vacío.- Este método se utiliza al encontrar material de baja permeabilidad, ($K = 10^{-3}$ a 10^{-5} cm/seg), donde no se establece el flujo de agua por gravedad como en el caso anterior del pozo profundo, debido a fuerzas capilares que se lo impiden. En estas condiciones el abatimiento se logra induciendo vacío en la parte superior del pozo, previamente sellada, con un material impermeable. Se produce entonces una diferencia de presiones de la atmósfera respecto a la presión en el pozo a su alrededor, lo que incrementa el flujo de agua hacia el mismo.

1.2.2.4. Electrósmosis.- Este método es un recurso en excavaciones poco profundas donde la permeabilidad del material es muy baja ($K = 10^{-6}$ cm/seg) como en limos, limos arcillosos, arenas arcillosas y arcillas. Estos materiales no pueden ser drenados por gravedad, debido a su baja permeabilidad hidráulica que hace que el flujo de agua se propague muy lentamente, pudiendo repercutir en un atraso general de la obra. Para acelerar el flujo se ha recurrido al fenómeno electrosomótico, esto es que mediante

una corriente continua aplicada al suelo provoca una aceleración del flujo hacia un polo negativo debido a la carga eléctrica de los iones de hidrógeno contenidos en el agua. Si colocamos dos electrodos en el suelo y les aplicamos corriente eléctrica continua, el agua contenida en el suelo, tenderá a fluir del polo positivo (ánodo) al negativo (cátodo). Conocida esta propiedad, hacemos que el pozo funcione como cátodo, provocando el flujo de agua hacia el mismo, pudiendo luego ser extraído por bombas centrífugas instaladas en la superficie.

1.3.1. Muros Colados "In Situ".

a. Definición.

Antes de todo conviene definir el significado de la frase: "Muros colados in situ".

Cualquier muro puede ser considerado "colado in situ" si se usan determinados sistemas de ademes que permitan dicho colado, en contraposición con los muros precolados o prefabricados.

Actualmente con la anterior definición, algo abreviada, se entiende el sistema para la construcción del Muro "ICOS" o Muro "MILAN" que en definitiva considera el --

uso del método, para la excavación en zanjas o trincheras de varias dimensiones y tipos en presencia de Lodo Bentonítico* seguido del colado de un muro de concreto, (Método - inventado por el profesor Christian Veder de la Universidad de Padova, Italia, y ahora profesor de mecánica de suelos en la Universidad de Gratz, Austria), que se generalizó en todo el mundo y que puede ser definido como sigue:

"Un Muro SUBTERRANEO" colado in situ, de concreto, armado o no, o de otro material, con mezclas aislantes o flexibles.

Generalmente se usa un colado de varias características de plasticidad y/o de resistencia, según las funciones que se quiere dar a este tipo de muro.

Si se trata de una pared subterránea con funciones de simple estanque hidráulico, se puede usar una mezcla de resistencia específica comprendida entre un mínimo de 30 Kg/cm² y un máximo de 140 Kg/cm².

Si en vez del muro subterráneo, tiene que soportar cargas verticales y/u horizontales, o combinadas, además -

* Ver anexo 1.3. - A y 1.3. - B.

de prever unas parrillas de acero de refuerzo, según las -
necesidades del cálculo, se puede aumentar la resistencia-
específica del concreto hasta los 175/210 Kg/cm² o más.

Otros tipos de mezclas serán tratados y considera--
dos por separado siendo actualmente el muro de concreto de
mayor y particular interés técnico-económico.

Posibilidad de Ejecución en Relación a los Terrenos.

El conocimiento de las condiciones geológicas del -
terreno y su particular formación es extremadamente impor-
tante para decidir si es factible la construcción de un --
muro subterráneo colado "In Situ", cualquiera que sea su -
función (sea de elemento impermeabilizante como corte de -
flujos subterráneos que como elemento de contención o de -
carga).

A tal efecto es indispensable efectuar un estudio -
preliminar, para la determinación de la naturaleza del sub-
suelo,

Lo más importante para determinar el proyecto y mé-
todo de excavación, es el conocer si se trata de grava, a-
rena o si hay presencia de bolec, y de que tamaño, o de o-
tros materiales que puedan dificultar la excavación subte-
rránea,

El primer exámen del terreno efectuado por los expertos geólogos puede dar una idea de la posibilidad de excavación y de construcción del muro; mientras los datos sucesivos de las perforaciones de exploración darán la certeza sobre la posibilidad de construcción.

Dicho criterio de factibilidad tiene que ser propuesto en fase de proyecto al especialista en la materia que, en base a su experiencia y a las obras anteriormente ejecutadas, podrá expresar su juicio definitivo sobre la posibilidad o no de dicha construcción.

En efecto, si se trata de Zona con Roca firme, es de excluirse el uso del muro colado In situ a menos que no se trate de pequeñas cantidades, o simplemente para empujarse en dicha roca de fondo o lateral.

Por lo tanto, si el diafragma impermeable tiene que ser ejecutado en roca, puede ser sin duda preferible una pantalla de inyecciones.

Si en vez, el terreno presenta cantos o boleos de tamaño también considerable, mezclados con arena y grava, puede ser posible la perforación y excavación para crear elementos de muros colados In Situ.

El establecer la factibilidad de ejecución depende por lo tanto, del mejor conocimiento del terreno para ser atravesado.

Uno de los problemas que se presenta a menudo en la construcción de presas de tierra o de enrocamiento, es la posibilidad de construir un dentellón debajo del cuerpo de la misma cortina para cortar las filtraciones.

Muchas veces la distribución extratigráfica del terreno, es caracterizada por la existencia hasta una cierta profundidad por capas de material aluvial permeable y de capas subyacentes de material impermeable tales como arcillas compactas o roca firme que delimita los estribos de la boquilla del valle.

Si la capa aluvial es de pequeño espesor (o limitada a pocos metros) se prevee la excavación total del mencionado material aluvial, para apoyar el desplante de la cortina directamente sobre el terreno o roca impermeable.

Si se trata de un espesor aluvial elevado (10-15 mts, o más) se presenta la necesidad de crear un dentellón especial para alcanzar las formaciones subyacentes para garantizar la impermeabilidad del conjunto.

La existencia de capas fráticas con elevado coeficiente de permeabilidad y la profundidad del mismo manto aluvial, pueden ser dificultades a veces insuperables para la construcción de una cortina con métodos tradicionales - porqué pensar en una excavación general para prolongar el núcleo de la misma, hasta el fondo reflejaría una solución antieconómica y difícilmente realizable por el enorme bombeo y para el movimiento del material mismo.

En este caso, y si el terreno por atravesar lo permite, el muro colado In Situ constituye una solución ideal para crear una pared continua (diafragma o pantalla como se usa llamarla) perfectamente impermeable que se puede identificar como la prolongación de un dentellón que se adapta sin dificultad al perfil de la presa, pudiendo ser de hecho recta, curvilínea, quebrada, etc.

Es interesante conocer esta misma factibilidad para los terrenos en los cuales se tiene que construir un muro de cimentación para cualquier edificio, puente, obra portuaria, estructura para estacionamiento subterráneo, pasos a desnivel, metro, etc., en las cuales el muro tendrá más bien características de elemento de contención o de carga, como cimentación especial.

Escoger el método adecuado:

- Después de haber determinado con la mejor aproximación posible la naturaleza del subsuelo, se puede escoger el sistema para ejecutar:

1o. La perforación y excavación.

2o. El colado del muro.

1o. Para determinar el tipo de equipo y el método a seguir para la perforación y excavación determinaremos algunos tipos:

a) Terreno compacto con boleos y cantos:

Perforación a percusión con cinceles o equipo rotatorio con extracción del material por circulación de lodo bentónico (circulación directa o invertida). Los barrenos de guía o los tramos serán de limitada distancia entre ejes y entre sí.

Para dicho tipo de trabajo hay varios equipos, como torres de perforación a percusión con doble malacate, bombeo directo y tamís de separación del lodo bentónico, o aparatos de perforación rotaria, con circulación invertida.

b) Terrenos de mediana consistencia con grava y arena de tamaño mediano (hasta gran profundidad).

Perforación de barrenos de guía con equipos de percusión y sucesiva excavación con Almejas mecánicas (guiadas o no) siempre en presencia de lodo bentonítico.

c) Terrenos limosos o limo-arcillosos con grava y arena fina hasta zonas profundas más compactas.

Excavación directa mediante (clamshell) Almejas Mecánicas o hidráulicas con levantamiento directo del material, creando elementos de zanjas de longitudes variables entre 4 y 7 metros, con junta de unión para el colado del muro, a tramos sucesivos.

B. Proceso Constructivo del Muro Subterráneo colado "In Situ".

1o. Construcción del Brocal de Guía.

En el terraplén de trabajo, que estará siempre puesto a una cota de seguridad con referencia a los niveles de ríos o mar o para evitar otros riesgos de avenidas, se procederá al trazo y a la determinación de los niveles para la excavación y el colado del muro.

Establecido el trazo y la cota del plan de trabajo, se construirá el brocal de guía que tendrá dimensiones li-

geramente superiores, en ancho, a la del muro terminado,-- para permitir el libre paso de los cinceles de perforación y/o de las almejas de excavación.

El brocal de que se trata deberá tener dimensiones apropiadas para soportar la carga del equipo y al mismo -- tiempo evitar derrumbes de los bordes de la trinchera o de la zanja por excavarase.

A tal efecto las dimensiones de los brocales debe-- rán ser aproximadamente las indicadas en el croquis (es de-- cir: espesor de las paredes entre 10 y 20 cms., según el -- ancho de la trinchera; profundidad entre 1 mt. y 1.50 mts.-- en promedio; borde externo sobresaliente entre 70 cms. y 1 mt.).

Todos los brocales tendrán que ser en concreto arma-- mado para la mejor distribución de la carga y resistencia-- a los esfuerzos.

2o. Excavación mediante equipo especial.

La excavación se efectúa en zanjas o trincheras de-- ancho y largo determinado y en presencia de Lodo Bentoníti-- co; dicho lodo, substituye perfectamente cualquier forma -- de ademe y permite excavaciones en materiales de diferente naturaleza y profundidad (máximo actual 135 mt, en Manicoa)

gan No. 3 (Canadá) y en la "La Villita", Mich. 92 mts).

3o. Limpieza del Fondo:

Terminada la excavación, hasta la cota determinada, y por el ancho y largo establecido, se debe proceder a la limpieza del fondo, sobre todo para evitar que las arenas finas se depositen creando un falso apoyo, y peor aún, se mezclen con el concreto del colado, disminuyendo su resistencia unitaria.

Dicha limpieza se ejecuta mediante bombas sumergidas especiales que hacen circular el lodo a través de un ciclón y un separador volviendo a recircular la bentonita ya limpia.

4o. Colocación del Acero de Refuerzo:

En seguida y si es necesario, según el cálculo, se puede proceder a introducir en la zanja siempre en presencia del mismo lodo, una parrilla de acero de refuerzo.

5o. Colado del Concreto.

Se procede a continuación al colado del concreto -- que se efectúa abajo hacia arriba mediante un tubo de colado (tubo "Tremie" o tubo-embudo).

Un factor muy importante: La parte inferior de di--

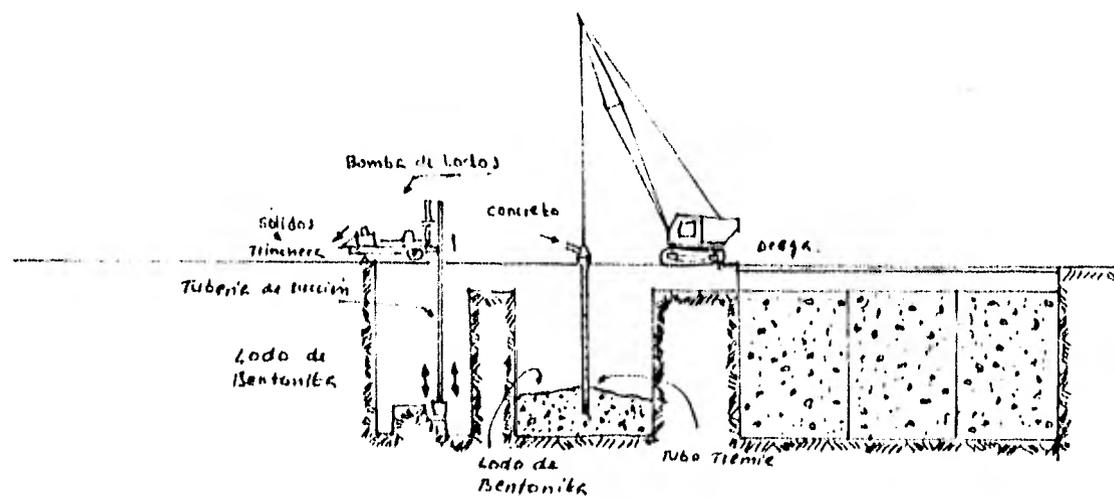
cho tubo tiene que quedar siempre sumergido en el concreto, por lo menos un metro o más, en seguida de la profundidad del colado y por lo tanto a su misma carga y presión en el fondo.

El Colado debe ser contínuo para evitar que se formen vacíos en el tubo de colado que progresivamente viene retirado cada 2.50/3.00 metros, desmontando sus tramos y recuperándolos; además el riesgo es que si se forma un vacío durante la fase de colado, se crea una junta fría y -- peor aún se pone en contacto la bentonita con el colado y el empuje desde abajo hacia arriba, difícilmente se puede repristinar, provocando atrasos y deficiencia técnica que puede obligar a vaciar y excavar todo lo colado.

Siguiendo el colado, se observa como el lodo bentonítico sube y se desborda desde el Brocal y se pierde completamente, dejando en su lugar el concreto que se está -- fraguando para formar el muro deseado.

A veces, y solamente si el lodo no es tan alterado o contaminado, se puede pensar en rebombearlo a través de un aparato especial a filtros rotativos y centrífugos para volverlo parcialmente a recuperar y enviarlos a la planta para su regeneración y nueva utilización.

CONSTRUCCION DE UN MURO CONTINUO



ANEXO 1.3.-A.

Descripción de la bentonita utilizada en la construcción de muros Milán colados "in situ" :

BENTONITA (BLANCA)

Definición: El material: Es un mineral que se define Arcilla Plástica de la familia de la MONTMORRILLONITA.

Análisis Químico:

SiO_2	=	59.36 %
Al_2O_3	=	20.68 %
CaO	=	1.99 %
Fe_2O_3	=	2.96 %
Na_2O	=	3.66 %
MgO	=	(Indeterminado)
Humedad	=	10.09 %

Propiedades físicas:

Viscosidad plástica:	5 ÷ 10 <u>c.p.s.</u>
Densidad:	1.052
Peso volumétrico:	
	(Suelto): 0.77 gr/c.c.
Peso volumétrico:	
	(Apisonado): .99 gr/c.c.

Fabricación y Regeneración del Lodo Bentonítico:

Descripción:

- = Proporcionamiento.
- = Bentonita: de 7% a 10% por 1.000 lt/agua
- = Aditivo: (Icosit-1) del 5% al 7% del peso de Bentonita- para aumentar el fenómeno del abultamiento del lodo o sea- activarlo (se puede preparar o comprar la bentonita en pol- vo ya activada, pero no es aconsejable por varias razones: Mayor costo, deficiencia de rendimiento, porcentaje fijo - de aditivo; a veces se necesita variarlo según la naturale- za del suelo y del agua en la excavación).

Se define una bentonita de buena calidad cuando con una concentración ponderal (definida como el cociente del- peso de la bentonita entre el peso del agua en un volumen- dado de lodo en por ciento) del 6% al 6.5% se obtiene una - viscosidad MARSH de 39 a 43 seg., una viscosidad plástica de 9 a 11 c.p.s. y una densidad de 1.05.

= Depuración del lodo: Durante la excavación y el colado - del muro de concreto, el lodo bentonítico sufre alteracio- nes en su constitución, por lo cual se necesita corregirlo o en extremo substituirlo.

Los percances más comunes que sufren los lodos de -

perforación son:

1. Fugas o pérdidas a través de las grietas del terreno. Cuando las fugas son grandes se puede añadir aserrín (a veces cemento).

2. Incorporación de Arcillas al lodo: lo que hace que aumente en exceso su viscosidad. Se quita recirculando el lodo (o en casos especiales añadiendo fosfato o tanato de sodio, etc.).

3. Contaminación por agua salada, yeso o cemento: - hacen flocular el lodo, puede aumentar el espesor de "Cake" y perder su poder estabilizante de las paredes. Se puede corregir con agente desfloculante (pirofosfato o exametato sódico o lingnosulfito), pero son demasiado costosos y complejo el uso, por lo cual conviene en la práctica deshechar el lodo.

4. Incorporación excesiva de arena durante la perforación y antes del colado por sedimentación en el fondo.

- Rebombear el lodo hacia la planta para limpiarlo o recircularlo.

- Mediante batería portátil de hidrociclón o desarenador para la filtración y recirculación local (en proximidad de las mismas máquinas excavadoras y antes del colado-

de concreto).

Control de calidad de los Lodos Bentoníticos.

El control de calidad de los lodos bentoníticos se puede hacer en el campo mediante un pequeño laboratorio -- portátil o instalar una recámara de 3.00 m x 3.00 m en el área de la planta de preparación o bombeo, para efectuar -- las siguientes pruebas:

1. Viscosidad plástica: (FANN) entre 5 y 25 = centipoises con Reómetro de Baroid (otros autores: entre 10 y - 35).

El indicador (o carátula del Reómetro da los esfuerzos cortantes en centipoises, por lo tanto la viscosidad plástica (Mp) en centipoises es igual al esfuerzo cortante aplicado para mantener una velocidad de 600 R.p.m. menos el esfuerzo cortante aplicado para mantener la velocidad de 300 R.p.m.

GEL-CERO: Prueba inmediata.

GEL-DIEZ minutos: Prueba después de 10 minutos.

El punto de fluencia es la prolongación de la prueba anterior, de viscosidad ya que por obtener su valor en-

lb/100 p² se resta la diferencia de las lecturas de 600 R. p.m. y 300 r.p.m. a la lectura de 300 r.p.m. y estos nos dan el punto de fluencia.

2. Densidad: Con la balanza de Baroid lectura directa de la densidad:

Entre 1.03 y 1.10 (óptimo 1.05).

3. Viscosidad: Con cono de MARSH y un cronómetro: - lectura tiempo de vaciado del cono: de 35 a 50 seg. (altadesde 25 a 45).

4. Volumen de agua libre y CAKE:

Prueba NO indispensable en el campo.

con PRENSA - FILTRO BAROID.

= cantidad agua libre que gotea en la probeta graduada: No mayor de 5m/m ni menor de 1m/m.

El CAKE debe conservar propiedad flexible y adherente y no quebradiza.

5. Contenido de arena: Con tubo medidor de contenido de arena (sand - content tube). No tiene que ser mayor de 3 %.

6. P.H. = El estado eléctrico de lodo se mide con indicadores de P.H. (papel de tornasol), debe quedar comprendidos entre 7 y 10 (preferiblemente 8).

7. Proporcionamiento: (Laboratorio) relación agua--bentonita debe ser del 5% al 8% y (7 y 10%).

ANEXO 1.3. - B.

EXPLICACION DE LA PALBRA "THIXOTROPIA".

- = Viscosidad: (plástica = No.) se mide con el reómetro de Baroid.
- = Relación entre $T/V = _ = (NP)$ con dimensión: $\text{dyn/cm}^2\text{sec}$.
 $v = at$.
- = La unidad de medida es: 1 Poise (Esfuerzos cortantes en centipises).
- = Es decir que: "Un cuerpo tiene una viscosidad de 1 poise si la velocidad de 1 cm/sec. a la distancia de 1 cm. provoca en el cuerpo la fuerza de fricción (o cortante) $_ de 1 \text{ dyn/cm}^2$."

1 Poise = $\text{dyn}\cdot\text{sec}/\text{cm}^2$ (p = pond = 1 gramo.pesc).

1 dyn = $1 \text{ g}\cdot\text{cm}/\text{sec}^2 = 1.02 \times 10^{-3} \text{ p}$.

= THIXOTROPIA: La thixotropía es una transformación reversible e isotérmica (de igual temperatura) de SOL-GEL-SOL.

Se definen sustancias thixotrópicas si su viscosidad se modifica (cambia) con el tiempo, debido a un tratamiento mecánico (con mezcladora), es decir: si la sustancia (por ejemplo: lodo bentonítico) viene mezclada, ella se presenta como un líquido, pero dejada descansar la sub

tancia se consolida.

Este proceso (procedimiento) es reversible y puede ser repetido infinidad de veces).

La thixotropía está caracterizada por dos parámetros:

1. Por la resistencia del GEL dejado en descanso -- por un tiempo indefinido (corresponde a T_0 , fig. 2).

2. Por las constantes de velocidad de consolidación.

La consolidación en general es una reacción de primer orden.

La formación del GEL se debe a la formación de una estructura (a forma de casita hecha con barajas) provocada por los esfuerzos de adherencia entre las partículas en suspensión.

La Thixotropía se mide con el (Viscosímetro) "REOMETRO DE BAROID" (Ver pruebas de viscosidad plástica) ya indicado anteriormente.

= La demostración gráfica de la Thixotropía viene indicada

por el "LÍMITE DE DESLIZAMIENTO DE BINGHAM".

Para suspensiones thixotrópicas, la línea de la relación T/V no pasa por el origen (línea de Bingham) como en la figura 1, pero está movida a la derecha.

La Intersección de línea ideal de Bingham con la abcisa da el valor llamado límite de deslizamiento de Bingham (en práctica dicha línea no e-s recta, sino ligeramente -- curva, como en la figura 2).

Por un deslizamiento ideal de Bingham vale:

$$T = T_0 \quad V = 0$$

$$T = T_0 + dV \quad V = 1/d (T - T_0) = V/T (T - T_0)$$

En donde:

V = Velocidad del movimiento al corte.

T = Esfuerzo de corte.

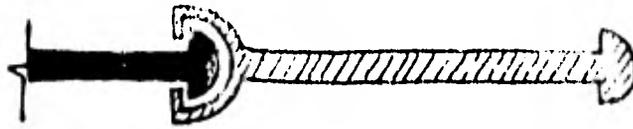
T_0 = Límite de deslizamiento de Bingham

d = Viscosidad diferencial = T/V .

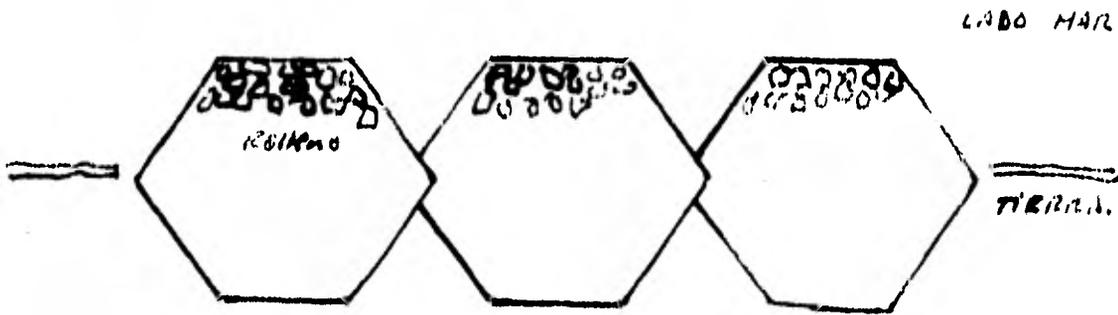
1.3.2. Tablestacas.

Pueden definirse como elementos estructurales que --
unidos entre sí, forman una pared continua cuya función pue--
de ser interceptar una corriente de agua a través del terre--
no, o bien contener el agua y el terreno en excavaciones --
que por su profundidad requieren entubación. Las tables---
tascas pueden ser de acero, concreto armado o de madera A -
continuación trataremos brevemente cada una de ellas.

a) Tablestacas de acero.- Para resistir empujes de
agua o del terreno trabajan como vigas verticales apoyadas--
en largueros y puntales (Figura 1.8), es de particular --
importancia su resistencia a la flexión, para lo cual se --
utilizan tablestacas de canto grande, por ejemplo los tipos
ZP o DP, o tablestaca en U, conocida como tablestaca Lars--
sen en Europa, siendo la más antigua. Las uniones entre --
las tablestacas de este tipo, están sobre el eje neutro de--
la pared y como los esfuerzos cortantes máximos tienen lu--
gar en el eje neutro, el tipo DP no permite la utilización--
total del ancho de la pared y actúa de manera análoga a co--
mo lo hacen dos vigas de sección rectangular superpuestas.-
Si no se impide el deslizamiento a lo largo del plano corta--
do de las dos vigas, el módulo resistente del conjunto es -
solamente igual a la suma de los módulos de las dos vigas,-



CERQUIS DE TABLETACA METÀLICA EN PLANTA.



ATRANQUES CIRCULARES O GAVIONES EN PLANTA.

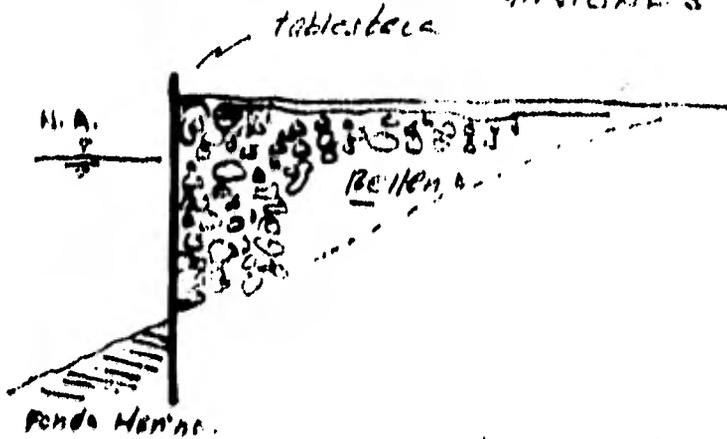


FIGURA 1.8

es decir: $2bh/b^2 = bh/2/3$; sin embargo, si se impide el deslizamiento en las uniones de las tablestacas con pasadores u otra forma, las dos vigas actúan como una viga de canto doble, cuyo módulo resistente $b(2h)^2/6 = 2bh^2/3$ es el doble que en el caso anterior.

Las tablestacas de canto pequeño como son las SP son útiles para resistir tensiones con pequeña o ninguna flexión en sentido vertical, como sucede con los tablestacados de ataguías celulares.

b) Tablestacas de concreto armado y de madera.- Las tablestacas de concreto armado o de madera no pueden calcularse satisfactoriamente para resistir ninguna tensión apreciable de enlace, por lo cual tienen que trabajar como vigas verticales independientes.

Por esta razón no son aplicables para utilizarse en ataguías celulares o estructuras similares. La unión entre tablestacas de estos materiales, constituyen siempre un problema. Para ello se han ideado algunos métodos como por ejemplo biselar la punta de la tablestaca para facilitar la unión. También es recomendable no hincar por completo las primeras tablestacas, sino hacerlo sólo parcialmente y proseguir de la misma manera con las tablestacas sucesivas hasta que queden unidas lo mejor posible.

1.4. PILOTES.

Pueden definirse como elementos estructurales cuya función es la de transmitir las cargas de la cimentación a capas más profundas del terreno. Cuando el terreno firme no está próximo a la superficie, se puede recurrir al uso de pilotes para transmitir las cargas al estrato resistente o a la masa de suelo blando.

Otros usos que se les da a los pilotes son:

- compactación de suelos muy blandos.
- estabilización de terraplenes en laderas.
- en construcción de muelles.
- en "duques de alba" donde soportan fuerzas horizontales, debido al empuje del barco.

Clasificación de los pilotes:

1. Según la forma de transmitir las cargas al terreno:

- De punta, cuando transmiten la carga a un estrato resistente a través de la punta.
- De fricción o adherencia, también conocidos como "flotantes" cuando transmiten las cargas a la ma-

- za de suelo blando desarrollando fuerzas de fricción en toda su longitud.

2. Por el tipo de material con que están hechos, -- pueden ser:

- de madera.
- de acero que puede ser tubular o de perfiles laminados.
- de concreto armado.
- de concreto preforzado.
- combinados de estos materiales.

Los pilotes de concreto armado pueden ser prefabricados o colados "in situ". Para los pilotes de concreto armado colados "in situ" se utiliza la técnica descrita en el punto 1.3.1. "muro milán colado in situ", a base del empleo de lodo bentonítico que permite mantener estable la perforación previa, y al uso del tubo tremie con el que se consigue evitar la segregación de los agregados del concreto. Dependiendo de sus dimensiones, se les da el nombre de "pilas" en lugar de pilotes. Una pila suele tener una sección transversal mayor.

3. Por su funcionamiento.

- Pilotes de sección variable,- Son comunmente de -

concreto armado y trabajan a fricción. En su extremo inferior tienen una punta metálica de acero de corta longitud que se apoya en el estrato resistente, llegando en ocasiones a penetrarlo.

- Pilotes electrometálicos.- Consisten en tubos de acero de 1" a 3" de diámetro. Una vez hincados, se les aplica una corriente eléctrica continua, funcionando entonces como cátodos, provocando el fenómeno electrosmótico en el suelo. Esto se traduce en un aumento de la presión efectiva del terreno, la cual actúa contra las paredes laterales del pilote, dándole mayor confinamiento, superior al del hincado. Este tipo de pilotes no está muy difundido.

- Pilotes de control.- Son pilotes que trabajan de punta, apoyados sobre un estrato resistente. En su extremo superior, tienen un dispositivo que se apoya en los marcos de la estructura. Se si llegaran a presentar asentamientos, estos serían absorbidos por el dispositivo, evitando que la estructura "emerja".

Existen varios tipos de dispositivos de control, pudiendo ser esta de tipo manual, neumático, hidráulico, etc.

- Pilotes con chiflón de agua.- Este sistema de -- origen holandés se emplea para hacer penetrar el pilote en suelos arenos mediante la ayuda de un chorro de agua a presión que sale por una cruceta instalada en la punta del pilote.

- Descripción del procedimiento.-

a) Fabricación.- Al fabricar los pilotes se les instala una tubería en dos tercios de su longitud aproximadamente terminada en una cruceta con dos o cuatro salidas por donde se inyecta el agua a presión. En la punta se le agrega una placa con un regatón que consiste en un perfil de -- sección H con una longitud promedio de 60 cms.

b) Hincado.- El equipo básico requerido para el hincado de este tipo de pilotes, que generalmente se utilizan en obras marítimas como muelles, duques de alba, etc., es el siguiente:

- Grúa mecánica provista de una pluma adecuada a la longitud del pilote.
- Martínete diesel con guía para ser montado en la grúa
- Bomba de alta presión.

- Chalán de capacidad suficiente para soportar la grúa, el martinete, equipo adicional como compresor, soldadora, planta de luz.

Con este equipo disponible se procede a la maniobra de hincado siguiendo el procedimiento constructivo que aquí se describe:

Primero se transporta los pilotes de la cama de fabricación al lugar donde serán hincados. Esta operación puede hacerse con la misma grúa o con una adicional.

Con la grúa principal provista del martinete se coloca en el sitio elegido al pilote conforme al proyecto y se le fija con la ayuda de una guía o si es necesario con una estructura previamente fabricada denominada escantillón con lo cual se garantiza la ubicación correcta de la pieza. En seguida se le inyecta agua a alta presión suministrada por la bomba y el pilote inicia su penetración en el terreno.

Después de esto, se le coloca el martillo y se le vuelve a inyectar agua a presión con lo cual el pilote penetra más al terreno. Por último, se procede a martillar al pilote hasta alcanzar la energía de rechazo de proyecto. Esta última operación puede realizarse con presión simultánea de agua o sin ella,

Recomendaciones para el hincado de pilotes.-

1. Una vez iniciadas las operaciones de hincado, de de continuarse sin interrupción para evitar el desarrollo de esfuerzos que requieran una mayor energía para reiniciar el hincado.
2. La separación mínima que deben tener de centro a centro, es tres veces su diámetro o lado de su sección transversal, con objeto de que cada pilote pueda desarrollar en su zona de influencia sus esfuerzos y capacidad de carga.
3. Cuidar la verticalidad mediante una guía. Se recomienda que ésta no varíe de un 2% a un 5% de su altura.
4. Para un conjunto de pilotes, conviene que el volumen de suelo desalojado por los pilotes sea mínimo, para lo cual se recomienda una perforación previa de un 10 a 15% menor al diámetro o lado nominal del pilote.
5. Es conveniente llevar un registro del número de golpes para cada pilote, ya que sirve de verificación en el caso de pilotes de punta de la energía de rechazo y en los de adherencia del grado de energía.

6. La energía de hincado debe ser la necesaria sin dañar al pilote. Esta es función del peso y altura del pilote y peso y tipo del martinete utilizado.

7. Es indispensable la colocación de madera blanda o algo similar en la cabeza del pilote que sirva para amortiguar el golpe del martinete y evitar que se dañe el pilote con los golpes del propio martinete.

Equipo para el hincado de pilotes:

Generalmente los pilotes se hacen penetrar en el terreno, mediante un martinete o martillo*. Los primeros martinetes y los más sencillos son los llamados de "caída libre" consistentes en una masa del orden de 1 a 2 tons. de peso, que se levantan por medio de un cable a una altura de 5 a 9 m. desde donde se les deja caer libremente sobre el pilote. A fin de asegurar la verticalidad del martinete y del pilote, se utiliza una guía rígida. Los martinetes de caída libre se recomiendan para hincar pilotes en lugares apartados que requieran un número reducido de estos. Posteriormente vinieron otros tipos de martillos que son:

1. El martillo de simple efecto.- Utiliza vapor o -

* Ver anexo 1,4,1.

aire comprimido actuando sobre un pistón para elevar una masa llamada ariete que cae libremente, golpeando al pilote. El peso del ariete varía de 1400 a 7000 Kg.

2. El martillo de doble efecto.- El ariete no sólo se hace subir mediante el vapor o aire comprimido, sino que también en el descenso se le aplica presión. Requiere de un ariete de menor peso que el anterior, ya que compensa la masa con velocidad en el descenso, conservando la constante cantidad de movimiento ($m_1 v_1 = m_2 v_2$).

3. El martillo diferencial.- Es un martillo de doble acción modificado, que permite levantar el ariete y acelerarlo en su carrera ascendente. Tiene un juego de pistones que levantan el ariete por la diferencia de las fuerzas de presión que actúan sobre los mismos. En este martinete se conjugan las ventajas del de acción simple y del de doble acción. Se ha reportado que con este martillo es posible hincar un pilote en la mitad del tiempo que el requerido por un consumo de vapor del 30% menor. Este martinete puede adquirirse del modelo abierto o cerrado para uso en tierra o bajo el agua.

4. Martillo Diesel.- Consiste en una unidad de hincado independiente, ya que no necesita calderas. Esta montado generalmente sobre orugas y su funcionamiento se basa

en que la explosión del diesel hace subir la masa, la cual se deja caer libremente sobre el pilote. La energía es controlada por el operador haciendo variar la potencia del motor. Este tipo de martillo es quizá el más empleado en México.

Pruebas de carga en Pilotes.

Una prueba de carga sobre un pilote consiste en incrementos de carga estática, midiendo la deflexión o asentamiento del mismo. La carga se aplica generalmente mediante gatos, bien utilizando un gran peso muerto o una viga unida a dos anclajes, trabajando a tracción para servir de reacción al gato.

Una prueba estática de carga puede realizarse por cualquiera de las siguientes razones:

1. Verificar las condiciones de hincado que se encontraran en la obra.
2. Para proporcionar información al proyectista, a fin de desarrollar criterios de hincado.
3. Para comprobar que el pilote resistirá las cargas de servicio para las que fue proyectado,

ANEXO 1.4.1.

CARACTERISTICAS DE MARTINETES PARA HINCA DE PILOTIS

Energía Nominal (m-Rg)	Marca	Tipo	Modelo	Golpes por minuto	Peso de volante en el impacto Kg.	Peso total lb.	Longitud del martillo (m)	Aire por minuto	Caldera ASME (HP)	Vapor de agua (Kg-cm ²)	tamaño del conducto (plg)	E x W Nominal ^a
Energía sobre 10,000 m-Kg.												
15.700	Super-Vulcan	Diferencial	400C	100	18.000	37.650	5.10	134.0	700	10.5	5	16.000
Energía 6,000 - 10,000 m-Kg												
8.195	Vulcan	Simple Efcto.	020	60	9.000	17.690	4.60	49.6	278	8.5	3	5.640
8.795	McKiernan-Terry	Simple Efcto.	S20	60	9.000	17.500	5.60	48.6	280	10.5	3	8.640
6.990	Super-Vulcan	Diferencial	200C	98	9.000	17.700	4.00	49.4	260	10.0	3	1.900
Energía 4,000-6,000 m-Kg.												
5.800	Vulcan	Simple Efcto.	014	60	6.350	12.970	4.90	36.3	200	7.7	3	6.060
5.200	McKiernan-Terry	Simple Efcto.	S14	60	6.350	14.300	4.50	35.7	190	7.0	3	5.750
5.000	Super-Vulcan	Diferencial	140C	103	6.350	12.700	3.75	40.4	211	9.8	3	5.640
4.500	McKiernan-Terry	Simple Efcto.	S10	55	4.500	10.000	4.30	28.3	140	5.6	2 1/2	4.500
4.500	Vulcan	Simple Efcto.	010	50	4.500	8.500	4.60	28.4	152	7.4	2 1/2	4.500
Energía 3,000 - 4,000 m-Kg.												
3.600	Vulcan	Simple Efcto.	08	50	3.600	7.600	4.60	24.9	127	5.8	2 1/2	3.600
3.600	McKiernan-Terry	Simple Efcto.	S8	55	3.600	8.200	4.40	24.0	119	5.6	2 1/2	3.600
3.300	Super-Vulcan	Diferencial	80C	111	3.600	8.100	3.45	35.2	180	8.4	2 1/2	3.400
24.450	Vulcan	Diferencial	8M	111	3.600	3.300	3.20	35.2	180	8.4	2 1/2	4.480
Energía 1,500-3,000 m-Kg b												
2.750	Union	Doble Efcto.	0	110	1.360	6.580	3.10	22.6	111	8.0	2	1.930
2.740	McKiernan-Terry	Doble Efcto.	11B3	95	2.270	6.580	3.40	25.4	126	7.5	2 1/2	2.490
2.700	Vulcan	Simple Efcto.	06	60	2.950	5.606	3.95	17.7	94	7.0	2	1.820
2.660	Super-Vulcan	Diferencial	65C	117	2.950	6.750	3.70	28.0	152	10.5	2	2.100
2.250	McKiernan-Terry	Simple Efcto.	S5	60	2.270	5.600	4.05	17.0	84	5.6	2	1.250
2.210	McKiernan-Terry	Mixto	C5	110	2.270	5.490	2.65	16.6	86	7.0	2 1/2	2.100

2.090	Super-Vulcan	Diferencial	50C	120	2.270	5.350	3.10	24.9	125	8.4	2	2.180
2.090	Vulcan	Diferencial	5M	120	2.270	5.800	2.85	24.9	125	8.4	2	2.180
2.080	Vulcan	Simple Efcto.	1	60	2.270	4.600	2.95	16.0	81	5.6	2	2.170
1.810	McKiernan-Terry	Doble Efcto.	10B3	105	1.360	4.900	2.85	21.2	104	7.0	2 1/2	1.570
1.760	Unfon	Doble Efcto.	1	125	725	4.500	2.50	17.0	---	7.0	1 1/2	1.130

Energía 1,000-1,500 m-Kg.

1.240	McKiernan-Terry	Simple Efcto.	S3	65	2.270	4.000	3.75	11.3	57	5.6	1 1/2	1.675
1.210	McKiernan-Terry	Doble Efcto.	9B3	145	725	2.175	2.50	17.0	85	7.0	2	827
1.140	Unfon	Doble Efcto.	1 1/2 A	135	680	4.170	2.55	12.7	--	7.0	1 1/2	880
1.000	Vulcan	Simple Efcto.	2	70	1.360	3.220	3.65	9.5	49	5.6	1 1/2	1.165
1.000	Super-Vulcan	Diferencial	30C	133	1.360	3.190	2.70	13.8	70	6.4	1 1/2	1.165
1.000	Vulcan	Diferencial	3M	133	1.360	3.850	2.40	13.8	70	8.4	1 1/2	1.165

Energía inferior a 1,000 m-Kg

680	Vulcan	Diferencial	DGH000	238	400	2.270	2.05	16.4	75	5.5	1 1/2	520
500	Unfon	Doble Efcto.	3	160	320	2.130	1.95	8.5	--	7.0	1 1/4	400
500	McKiernan-Terry	Doble Efcto.	7	225	360	2.270	1.85	12.7	63	7.0	1 1/2	425
62	Unfon	Doble Efcto.	6	340	45	410	1.15	2.1	--	7.0	3/4	53
53	Vulcan	Diferencial	DGH100A	303	45	355	1.25	2.1	8	4.2	1	49
49	McKiernan-Terry	Doble Efcto.	3	400	30	305	1.50	3.1	-	7.0	1	38
44	Unfon	Doble Efcto.	7A	400	36	245	1.10	2.0	--	7.0	3/4	40

Martillos Diesel

McKiernan-Terry Corp.	Delmag	Link-Belt Speeder Corp.
Modelo DE-20 = 2.210 m-Kg	Modelo No. D-5 = 1.250 m - Kg	Modelo No. 105=1.040 m-Kg
Modelo DE-30 = 3.100 m-Kg	Modelo No. D-12 = 3.150 m - Kg	Modelo No. 312=2.500 m-Kg
	Modelo No. D-22 = 5.500 m - Kg	Modelo No. 520=4.150 m-Kg

Según Carson, 1965

aE= energía nominal en m-Kg; W = peso actuante en el impacto en Kg.

C A P I T U L O I I

PROCEDIMIENTOS ESPECIALES.

2.1. CAJONES.

La palabra cajón se deriva del francés "caisse", cajón o cofre. En ingeniería civil un cajón es una estructura en forma de caja, de sección transversal redonda o rectangular, que se hunde desde la superficie en tierra o en agua, hasta una profundidad deseada.

En términos generales, se recomienda el empleo de cajones como elementos de cimentación cuando se cumplan dos condiciones simultáneas que son:

- La estructura que va a ser soportada, presenta altas concentraciones de esfuerzos.

- El estrato resistente se encuentra a una profundidad relativamente grande.

Un ejemplo de estructura donde se conjugan las dos condiciones anteriores, es el de los puentes. Se tiene una ventaja adicional al emplear cajones que consiste en el hecho casi seguro de no tener interrupciones durante la construcción - por efecto de condiciones climáticas adversas.

Factores que influyen en la elección de cajones como elementos de cimentación:

a) En construcciones sobre corrientes de agua, un factor que determina la profundidad de desplante es la socavación. En varias ocasiones, nos conduce a la elección de cimientos profundos a base de cajones.

b) Cuando en la estratigrafía del suelo de cimentación, aparecen fragmentos de roca, de tamaño mediano y grandes del orden de 25 cm., de diámetro y en porcentaje mayor a 10. En estas condiciones el empleo de pilotes se dificulta y una alternativa es el cajón que por su procedimiento constructivo, atraviesa esos estratos sin dificultad.

c) En relación con la magnitud de las cargas verticales y horizontales.

Casos donde se utilizan cajones:

a) En "Duques de Alba" que tienen por objeto absorber las fuerzas de choque de los buques. Se emplean como elementos receptores de esas fuerzas a cajones dotados con dispositivos amortiguadores que absorben parte de la honda de choque.

b) Como elementos de acceso de personal y maquinaria al frente de trabajo en túneles.

c) En el Japón, se emplean cajones circulares (cilindros) como elementos de cimentación de edificios muy altos en zonas urbanas congestionadas.

Procedimientos de construcción en cajones.

1. En tierra firme.

El procedimiento constructivo más usual es el conocido con el nombre de "Pozo Indio". Consiste esencialmente en hacer descender el cajón en el terreno de apoyo por su propio peso, conforme desde su interior, se excava el material en que penetra. La excavación del suelo se hace normalmente mediante cucharones de almeja. En determinados casos se emplea mano de obra,

Los trabajos se inician como sigue: sobre la superficie donde se va a cimentar, el apoyo se nivela a una plataforma de trabajo, donde se instala el borde de ataque, - que puede ser una cuchilla cortadora de acero estructural. Dentro de esta área perimetral, se arma el acero de refuerzo del cajón, continuando según progresa la construcción; - una vez colocada la cimbra de madera o acero perimetral, y se procede al colado del concreto. Una vez endurecido éste, se procede a extraer el material de su interior. Con el aumento de peso y la falta de terreno de apoyo, el cajón comienza a hundirse lentamente. Cuando el borde superior de la sección colada se encuentra casi a nivel del terreno, - se construye un nuevo tramo, repitiendo el proceso hasta - alcanzar la profundidad deseada.

Hay ocasiones en que no se consigue hundir el cajón aún cuando todo el material de su interior ha sido removido. La solución está en aumentar la presión de contacto -- con el terreno. Esto se consigue construyendo parte o toda la sección de cajón restante y si aún no se consigue hundirlo, puede construirse una plataforma en la parte superior para colocar sobre ella el material más pesado posible al alcance, como rieles, fierro de fundición, lingotes, etc., sin embargo esta operación puede resultar demasiado costosa. Una alternativa, siempre que no existan restricciones, es el abatimiento del nivel freático mediante-

bombeo, que como se ha mencionado equivale a una sobrecarga.

La presencia de agua en la zona de trabajo, nos obliga a diseñar y utilizar sistemas de bombeo, capaces de evitar que se nos llegue a inundar el cajón.

Debe tenerse especial cuidado en la excavación dentro de cajones, ya que existen dos factores que pueden conducir el vuelco del mismo, o al menos a inclinarlos a un grado tal, que pudiera resultar una operación muy costosa en tiempo y dinero volverlo a enderezar. Dichos factores son:

- Excavar en forma dispareja dentro del cajón.
- La presencia de obstáculos o variaciones de los estratos en cuanto a su dureza, que pudieran provocar un hundimiento disparejo.

Como caso curioso, mencionaremos la inclinación sufrida en un cajón del puente de Longhkeepsie ocurrido en el año de 1928. Debido a una excavación desnivelada, el cajón se inclinó de la vertical, 62 grados en 12 horas. Fue necesario un año de trabajo para volverlo a la vertical, quedando a 4.00 m. de su posición original, lo cual hizo necesario un rediseño del proyecto.

En determinados casos se requiere conservar lo más posible las condiciones de equilibrio existentes en terrenos limítrofes a donde se ha decidido construir un cajón. Ejemplos de estos casos los tenemos cuando se emplean cajones en la cimentación de edificios colindantes con otras estructuras importantes o en cajones que funcionan como tiros de acceso en túneles y minas. En caso de encontrar agua y llevar a cabo los trabajos de construcción con el cajón abierto al aire libre o en otras palabras, trabajar a presión atmosférica bajo el nivel freático, ocurre lo siguiente: Se produce un desequilibrio de las presiones hidrostáticas, que para equilibrarse provocan que el agua del subsuelo tienda a penetrar al interior del cajón, inundándolo. Consecuentemente se alterarán las condiciones de los terrenos limítrofes, pudiendo ocasionar desperfectos en estructuras apoyadas sobre ellos. Para evitar que esto llegue a ocurrir, se tiene el recurso de los cajones neumáticos.

El cajón neumático, consiste esencialmente en la adaptación de una cámara hermética donde se introduce aire comprimido a una presión que iguale a la correspondiente del agua del terreno. En estas condiciones, es posible el acceso de personal, material y equipo al interior del cajón. La presión es suministrada por compresores equipados con motores eléctricos o de combustión interna instalados-

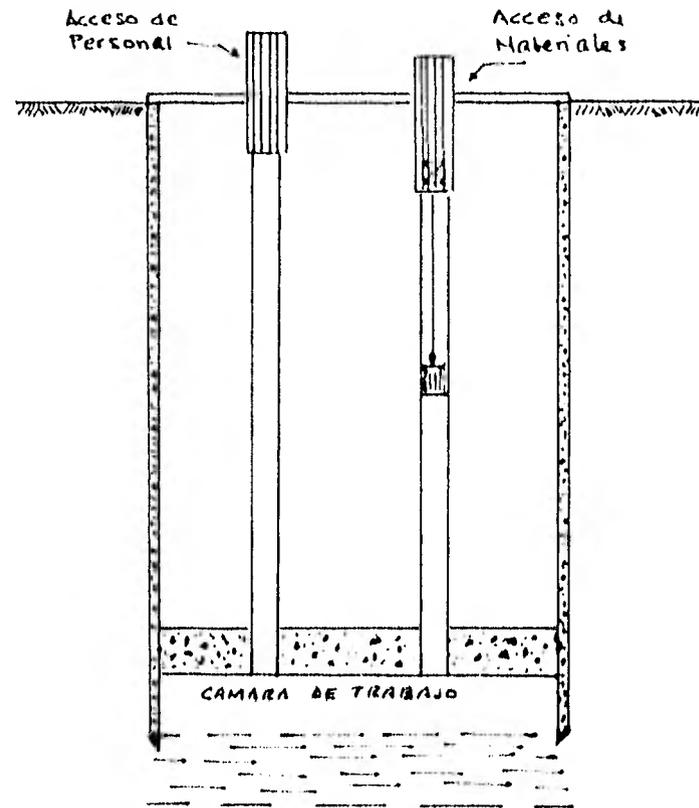
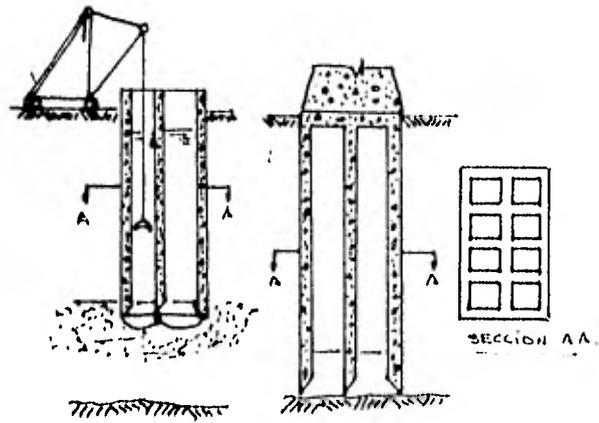
en superficie. Por razones de seguridad es recomendable tener siempre dos unidades con fuentes de energía independientes entre sí.

Se dispone de cámaras de descompresión donde se adapta al personal a las condiciones de trabajo y viceversa en forma gradual y siguiendo ciertas normas que garantizan la salud de los trabajadores. En la actualidad se recurre a este método como último recurso, debido a su alto costo. Las experiencias que se tienen al respecto indican que el empleo de cajones neumáticos resulta práctico hasta los 35 a 40 m. de profundidad. También se ha visto que el costo directo aumenta rápidamente a partir de los 12.00 m. debido a la disminución en el rendimiento de los trabajadores, ocasionado por el aumento de la presión en la cámara de trabajo.

En cajones grandes como el de la figura 2.1., suelen instalarse tiros de acero aproximadamente de 1.00 m. de diámetro que conectan la superficie con la cámara de trabajo en el fondo. En cajones pequeños (hasta 3.00 m. de diámetro o ancho) las paredes del mismo sirven de tiro de acceso.

2. Dos tipos de cilindros o cajones utilizados en corrientes de agua:

CONSTRUCCION CON CAJON ABIERTO



CAJON NEUMATICO

FIGURA 2. 1.

1. Tipo de cajón cerrado.

Consiste en un cilindro semejante a los neumáticos- utilizados en tierra, sólo que tienen el fondo permanente- mente cerrado. Estos cajones se fabrican en tierra, usual- mente de concreto reforzado, luego se botan y se remolcan- hasta el lugar indicado, donse se hunden hasta quedar en - su sitio. Para emplear este tipo de cajones, es necesario- que el lecho del río o mar esté constituído por material - suficientemente resitente y no se corra el riesgo de asen- tamientos considerables.

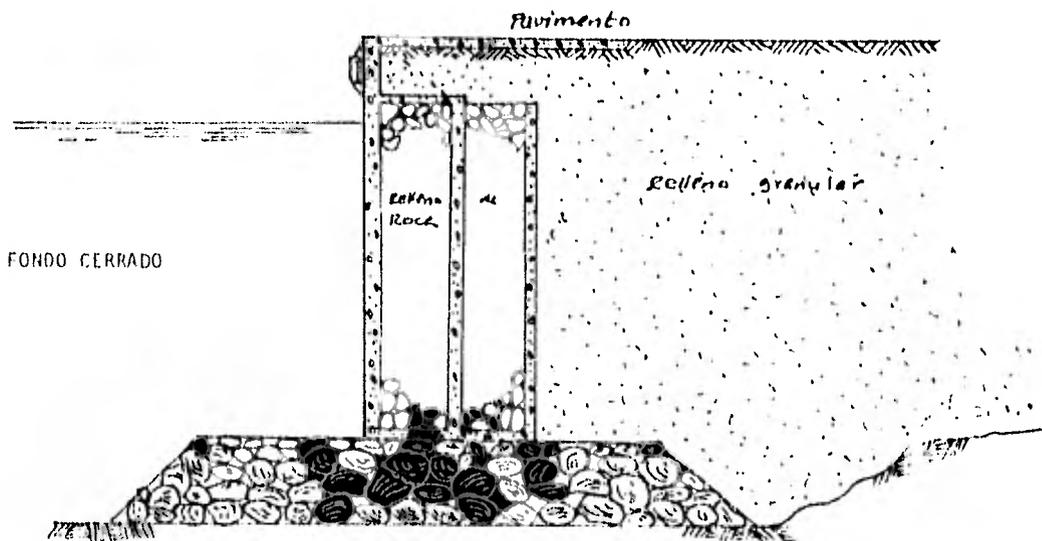
En caso de encontrar una capa superficial de suelo- blando, puede removerse mediante dragado, si su espesor no excede de unos cuantos pies.

2 . Cajón Flotante.

Es una modificación del cajón cerrado que se sopor- ta en parte por flotación y parte apoyado sobre pilotes de acero. Se mantiene el interior desaguado mediante un equi- po automático de bombeo.

Los cajones cerrados también se utilizan como rompe- olas y muros de contención marinos.

CAJON DE CONCRETO CON FONDO CERRADO



2.2. INYECCIONES.

Generalidades:

Las inyecciones en construcción tienen diferentes finalidades, dependiendo de la obra de que se trate. Así, en una presa cimentada en roca, el inyectado tendrá como objetivo principal formar una barrera efectiva al paso del agua a la vez que dar mayor resistencia al terreno de cimentación. En estructuras sobre zonas cavernosas se puede recurrir a lechadas de concreto para rellenar los huecos, siempre que ello resulte costeable.

Las actividades de inyectado en roca a diferencia de otros trabajos de construcción, no pueden quedar sujetos a un programa rígido de tiempo de realización. Cada perforación e inyección es independiente de las demás y puede requerir una hora o una semana para terminarlo sin que se pueda predecir con suficiente exactitud en cada caso.

Procedimientos de inyectado:

Se describen brevemente cuatro procedimientos de inyectado:

a) Inyección sin progresiones: Consiste en llevar la perforación hasta su profundidad total, lavado de la perforación e instalación del niple, prueba de agua sola y finalmente inyectado de lechada. Todo en una sola operación.

Es recomendable utilizar este procedimiento únicamente para perforaciones de poca profundidad en roca sana con pequeñas juntas y grietas.

b) Inyección progresiva: Se hace la perforación llevandola como una primera progresión hasta encontrar una grieta, junta o cavidad en la roca, lo cual se manifiesta con la pérdida de agua de enjuague de la perforación. Por regla general, si esto no sucede entre los 5 y 8 metros, se suspende la perforación para hacer la primera progresión. Esta consiste en lo siguiente: se efectúa el lavado de la perforación, se hace la prueba de agua y luego se inyecta la lechada con la relación agua - cemento y la presión debidas. Terminada la inyección y una vez que el cemento tenga su fraguado inicial, se limpia y lava la perforación. Para iniciar la segunda progresión, debe esperarse a que el cemento de la primera progresión haya alcanzado su fraguado final. Se instala el equipo de perforación procediendo en forma análoga.

c) Inyecciones con empaque: Se efectúa la perforación hasta la profundidad total, registrando la presencia de grietas. De acuerdo a la distribución de estos puntos, se procede al inyectado por tramos desde el fondo hacia arriba. Terminada la perforación se hace el lavado de ella antes o después de colocado el empaque o especie de camisa. A continuación se hace la prueba de agua sólo a presión, para determinar la permeabilidad del tramo y luego se procede a inyectar la lechada. En seguida se levanta el empaque hasta el extremo superior del siguiente tramo y se procede en forma análoga.

d) Inyección en serie: Este procedimiento es muy utilizado en pantallas de impermeabilización en presas. Consiste en lo siguiente: sobre las líneas de pantalla se hace una primera línea de perforaciones hasta una profundidad similar a la de una primera progresión con separaciones entre perforación a cada 10 m. la segunda línea más profunda a separaciones de 5 m. y la tercera serie hasta la profundidad total requerida para la pantalla.

Diámetro y profundidad de las perforaciones:

El costo de la perforación constituye uno de los conceptos de mayor cuantía en cualquier programa de inyectado. El diámetro y profundidad de una perforación, así

como su espaciamento y las características de la roca dan las bases para determinar el costo.

La profundidad a que deban llevarse las perforaciones para la formación de una pantalla impermeable varía en función de las características de cimentación y con la carga hidrostática a que va a quedar sujeta. A groso modo se puede afirmar que la profundidad varía entre el 30 y el 40 por ciento de la carga hidrostática en roca compacta y hasta el 70% en roca pobre.

Se prefiere el diámetro más económico que permita la entrada de la lechada sin taparse. Un límite que puede señalarse como mínimo es 1 7/16".

Materiales que se inyectan:

Los materiales adecuados para la impermeabilización y consolidación de una roca de cimentación por inyectado, deben ser suficientemente fluidos para permitir su bombeo; el tamaño de sus granos, si los tiene, debe ser muy fino para que pueda pasar bajo presión por aperturas y grietas muy pequeñas; deben formar una sustancia resistente a la compresión cuando endurece en el caso de que se busque la consolidación sin que se pierda la permeabilidad conseguida. Normalmente estas condiciones se consiguen con una lechada de cemento,

Para el inyectado de ataguías, pequeños diques, bordes y para sellar fuertes escurrimientos de agua pueden utilizarse materiales en combinación con el cemento o por separado. Estos incluyen: arcillas bentoníticas, ciertos productos químicos, asfalto, aserrín, cenizas y sílices. Lo más usual es utilizar una mezcla de cemento estandar o "Portland" modificado y agua. La lechada pura de cemento es de fácil bombeo y se adhiere a la superficie limpia de roca.

En México, lo común es utilizar lechada de cemento sin ningún otro agregado. En volúmenes muy grandes se agrega arcilla muy fina. En seguida se muestra una tabla con los litros de agua necesarios por cada saco de cemento de 50 Kg. para diferentes relaciones agua-cemento:

A/C	L.a./s.c.	A/C	L.a./s.c.
0.75	24.7	2.50	82.5
1.00	33.0	2.75	90.7
1.25	41.2	3.00	99.0
1.50	49.5	3.50	115.5
1.75	57.7	4.00	132.0
2.00	66.0	4.50	148.5
2.25	74.2	5.00	165.0

l.a. = Litros de agua.

s.c. = Sacos de cemento de 50 Kg.

Lavado:

Una perforación se lava siempre antes de inyectarla

y al terminar para remover el polvo y esquirola de roca producida durante la perforación y evitar que tape las grietas, obstruyendo el paso de la lechada. Algunas veces el lavado de la perforación tiene la finalidad de introducir en las grietas una corriente de agua capaz de remover material residual. En general las perforaciones deben quedar lo suficientemente limpias como para que pueda efectuarse la reacción de fraguado del cemento.

Presión:

Uno de los problemas más difíciles en las operaciones de inyectado, es determinar la presión con que debe inyectarse la lechada. Una presión excesivamente alta puede llegar a dislocar la roca, mientras que una baja presión puede redundar en una inyección deficiente. Desafortunadamente no existen bases para establecer fronteras de máxima y mínima presión, debido a la gran variedad del terreno. Sin embargo, disponemos de ciertas reglas elementales basadas en observaciones hechas con anterioridad, relacionando el peso específico de la roca con la profundidad sobre el plano de que se trate. La regla dice lo siguiente: la presión en libras por pulgada cuadrada (p.s.i.) no deberá ser mayor que tres veces la profundidad en metros del punto más alto del tramo que se inyecta por primera vez. Por ejemplo, si se va a inyectar una tercera proporción de 15-

a 25 m. de la presión máxima permisible será de $15 \times 3 = 45$ p.s.i.. Obviamente esta regla no funciona para el primer plano.

Proceso de inyectado:

El proceso de inyectado a través de una perforación está afectado de los siguientes factores: presión de lechada, velocidad de bombeo y viscosidad de la lechada. La debida coordinación de estos tres factores nos conduce a un inyectado efectivo. La presión variable se controla manteniendo el bombeo a una presión constante ligeramente menor que la máxima admisible. La velocidad de bombeo se mide por el número de golpes por minuto que da la bomba y este se controla por la viscosidad o se varía la relación agua-cemento de la lechada.

En la práctica, se inicia inyectando solamente agua sin cemento, para conocer si la perforación está hecha en una formación cerrada, abierta o intermedia.

Un pozo impermeable rechazará el agua o la tomará muy lentamente. El manómetro subirá de una vez hasta la presión máxima con la bomba trabajando muy lentamente, llegando hasta pararse. Se deberá mantener la presión máxima por algunos minutos para remover el material molido, pro-

ducto de la perforación que tiene que tapar las grietas finas; estas obstrucciones no se extienden muy lejos de la perforación. No debe hacerse esta operación con lechada, aunque sea muy aguada, porque la obstrucción actúa como -- filtro que deja pasar el agua solamente, deteniendo al cemento que refuerza así la barrera. La aplicación del agua debe continuarse hasta que tenga un máximo de velocidad y la primera lechada deberá ser lo más delgada que permitan las especificaciones.

Cuando el pozo es permeable no se puede tener un aumento apreciable en la presión, ni trabajando la bomba a su velocidad máxima. Al iniciar la inyección la lechada debe tener una alta relación agua-cemento, para evitar que se tapen las grietas, siempre que se consiga aumentar la presión. De no conseguirse, se inyectará lechada más espesa (relación agua-cemento de tres a dos). Si no se consigue el incremento en la presión, se procede a inyectar mortero de cemento y en casos difíciles, aumentar el diámetro de la perforación para inyectar mortero con mayor proporción de arena.

Hay dos procedimientos para fijar el final de una inyección: el primero requiere un bombeo continuo de lechada, hasta que el pozo consuma cierto volumen en un tiempo específico o una determinada presión; el segundo procedi-

miento establece que debe continuarse el bombeo hasta alcanzar el rechazo (consumo nulo) con una presión del orden del 70% de la máxima admisible.

Para el primer procedimiento la inyección se continúa según lo siguiente:

- Hasta 50 p.s.i. para menos de 30 lt. en 20 mtos.
- De 50 a 100 p.s.i. " " " " " " 15 mtos.
- De 100 a 200 p.s.i." " " " " " 10 mtos.
- Mayor de 200 p.s.i." " " " " " 5 mtos.

Equipo:

El equipo necesario para inyectado a presión consiste básicamente en lo siguiente:

1) Perforadora de percusión o rotatoria.- Dependiendo de la profundidad de la perforación y el tipo de terreno que se encuentre. Este equipo es similar al mencionado en el Capítulo I. Exploraciones.

2) Equipo de lavado.- Se debe disponer de equipo--- que permita llegar al fondo de la perforación un determinado gasto de agua o aire comprimido para que forme una corriente ascendente que despegue y arrastre el material producto de la perforación. Este equipo puede consistir en mo-

tobombas ó compresores.

3) Revolvedora.- Las de tipo convencional consisten en un tanque circular con un eje vertical u horizontal en el que gira una flecha con aspas para agitar o mezclar la mezcla líquida. Se pueden obtener comercialmente mezcladoras de alta velocidad para coloides equipadas con una pequeña bomba centrífuga que hace que la lechada circule a una alta velocidad mientras se mezcla. En una emergencia puede utilizarse la bomba centrífuga de la revolvedora para bombear la lechada a baja presión.

4) Tanque agitador.- La lechada después de mezclarla debe de estarse agitando para evitar que se asiente mientras se bombea. Esto se consigue haciendo pasar la mezcla por un agitador.

El agitador debe tener la misma capacidad de la revolvedora.

5) Bomba para lechada.- Las bombas para lechada deben ser lo suficientemente flexibles para permitir un estricto control de las presiones con un gasto variable de lechada y con un mínimo tapado de válvulas y tuberías de alimentación.

6) Tuberías de abastecimiento y manómetros.

2.3 CONGELACION

La congelación es una herramienta que puede utilizarse en aquéllas obras donde se requiere aumentar temporalmente la resistencia del terreno y reducir filtraciones.

Los métodos de congelación que se conocen en la actualidad están basados en el mismo principio que consisten en solidificar el agua presente en los poros del suelo aumentando de esa forma su estabilidad. Durante el proceso, al disminuir la temperatura, el suelo adquiere las propiedades elastoplásticas de un sólido impermeable y que no presenta vacíos.

Descripción del procedimiento:

Con objeto de enfriar el suelo lo suficiente para formar una región congelada, se realizan perforaciones en el terreno por estabilizar, donde se instalan sondas de congelación, consistentes en tubos de acero sellados en su parte inferior. Dentro de estas sondas se instalan tubos de menor diámetro abiertos en su extremo inferior, por donde se introduce el refrigerante hasta el fondo de la sonda de congelación. El fluido refrigerante asciende a lo largo del espacio comprendido entre la sonda y el tubo, cediendo su potencial frigorífico al suelo en contacto con las sondas. De esta forma, la temperatura en el medio tiende al equilibrio,

consiguiendo congelar el agua de poros.

Las sondas de congelación pueden conectarse en serie o en paralelo y el congelamiento progresivo permiten--- que aumenten su diámetro hasta unirse entre si formando una pantalla de terreno congelado. Una vez alcanzado el grado-- de congelación deseado, se reduce el flujo frigorífico para mantener un equilibrio con el flujo térmico, proveniente--- del suelo, con el cual se mantiene la zona congelada.

Los métodos de congelación empleados en la actualidad pueden dividirse en tres tipos:

- Sistema convencional de dos etapas en cascada.
- Sistema convencional de una etapa.
- Sistema criogénico

Los dos primeros utilizan sistemas de refrigeración en circuito cerrado. Siendo los requerimientos de equipo importantes y el tiempo de preparación del terreno para su--- congelación elevados, quedan descartados para congelaciones temporales.

La refrigeración mediante un fluido criogénico, por ejemplo nitrógeno líquido, tiene la ventaja de la rapidez y sencillez de equipo en comparación con los métodos anterio-

res. Como desventaja está el hecho de que el nitrógeno utilizado no se recupera. Debido al alto costo del nitrógeno, este método sólo se utiliza en casos especiales de corta duración (alrededor de 7 días)

Descripción del equipo para el sistema de congelación por medio de un fluido criogénico:

1. Almacenamiento y distribución del líquido refrigerante.-

Debe disponerse de un tanque de almacenamiento en superficie provisto de una válvula especial de salida hacia las sondas. La capacidad del tanque dependerá del volumen por congelar; es conveniente llevar a cabo el proceso de la manera más continua posible. Del tanque se lleva el flujo a las sondas a través de una tubería de cobre. Debe de tenerse especial cuidado en las juntas, debido a las bajas temperaturas. El nitrógeno líquido alcanza los 300°C y siendo más pesado que el aire, es necesario darle una pendiente a la tubería del tanque hasta las sondas. (La capacidad de los tanques es del orden de los 2000 a 3000 lts. y el diámetro de la tubería del orden de 15-30 cm) La tubería debe estar provista de un aislante térmico como por ejemplo espuma de poliuretano.

2. Sondas de congelación.-

Para formar un muro o pantalla congelado, se verá-- en cada caso particular el espesor conveniente y en base a ello se definirá el número de sondas, su diámetro y separación entre sí, así como su longitud. Con objeto de tener una idea del orden de magnitud, mencionaremos los siguientes datos:

Para congelar una pantalla de 0.40 m. de espesor se han utilizado sondas de 0.0508 m de diámetro por 6.00 m. de longitud en la congelación del suelo para la cimentación--- del edificio nuevo de la Lotería Nacional ubicado en la Av. Juárez en la ciudad de México.

3. Equipo de medición.

a) Avance del frente congelado. Para conocer la velocidad de avance del frente congelado se instalan sondas-- de medición constituidas por tubos de policloruro de vinilo de 19 mm de diámetro y 6.00 m de longitud equipadas cada una con uno o dos termopares de cobre. Las soldaduras de medición de los termopares se adhieren a pequeños discos incrustados en el terreno para registrar mejor su temperatura las soldaduras de referencia de cada termopar se colocan en un recipiente con nitrógeno líquido en ebullición libre para mantener una temperatura de referencia a 21°C . Las variaciones de la fuerza termoeléctrica de cada termopar con la-

temperatura se grafican en un registrador potenciométrico, empleándose cable de cobre para unir las soldaduras con el registrador a través de un selector rotativo de 12 posiciones.

b) Consumo de refrigerante.- Los gastos de nitrógeno se deducen de las variaciones de nivel observadas en el tanque de almacenamiento.

c) Eficiencia del sistema.

· La eficiencia del sistema está en función de;

- Funcionamiento de la válvula de salida
- Problemas de hincado de las sondas
- Obstáculos de construcción como tablestacas, troqueles, etc.

d) RECOMENDACIONES.- La aplicación de este método-- en México (Excavación para la cimentación del edificio nuevo de la Lotería Nacional, México, D.F.) demuestran que el tratamiento con nitrógeno líquido es apropiado para trabajos de emergencia a corto plazo, pero en el caso de tratamientos a largo plazo la combinación del método criogénico-- con un método convencional de refrigeración permitirá reunir las ventajas de ambos sistemas.

2.4 TRATAMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS

El fenómeno de la expansión se presenta en excavaciones hechas en determinado tipo de suelos con alto contenido de agua y escasa resistencia. Al excavar se produce una --descarga de los estratos subyacentes al quedar liberados de la presión ejercida sobre ellos por el material antes de --que éste fuera removido. La magnitud de la expansión de un suelo depende de tres factores: Las características del --suelo afectado expresadas a través de un coeficiente; tiempo que permanece la excavación abierta y área de la misma.

Las expansiones, de no tratarse en forma adecuada,-- pueden llegar a afectar nuestra construcción tempranamente-- a un grado en que se haga necesario efectuar trabajos de reparación para mantenerlas funcionales.

Como dato ilustrativo citaremos que en 1936 en la ciudad de México, José A. Cuevas reportó expansiones en el centro de una excavación hasta de 1.20 m.

Recomendaciones para disminuir las expansiones:

a) Excavación por etapas:

En ciertas construcciones como la cimentación compensada o semicompensada de un edificio, puede llevarse a cabo una excavación por etapas exponiendo en todo momento una fracción del área total a excavarse. Al alcanzar la profundidad de desplante en cada etapa, se procede a colar de inmediato la losa de cimentación. Una vez fraguado el concreto es conveniente proseguir con la construcción en esa sección y en esa forma ir sustituyendo el peso del material producto de la excavación. Al mismo tiempo se inicia la excavación de la siguiente etapa. El área de trabajo disponible y el tamaño de las excavaciones nos permitirán elegir el tipo de equipo más adecuado.

b) Disminuir el tiempo que la excavación dure abierta.

Como se mencionó, este es un factor que influye en la magnitud de las expansiones. Por lo que conviene, en el-

menor tiempo posible y una vez terminada la excavación, proceder con las siguientes etapas constructivas poniendo especial cuidado en tener a disposición los recursos necesarios.

c) Sustituir el peso del material excavado.

Es una solución adoptada en excavaciones de tipo--- permanente como los túneles muy superficiales. Un ejemplo-- es el Metro de la ciudad de México donde para sustituir el peso del material excavado se construyeron edificios sobre las estaciones.

d) Abatimiento del nivel freático.

Esta solución equivale a una sobrecarga del terreno. Los métodos para el abatimiento del nivel freático se expusieron en el capítulo 1. de OPERACIONES FUNDAMENTALES.

C A P I T U L O I I I

EJEMPLO DE ELECCION DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
PROGRAMANDO LOS RECURSOS EN FUNCION DEL COSTO DIRECTO.

III. EJEMPLO DE ELECCION DE PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PROGRAMANDO LOS RECURSOS EN FUNCION DEL COSTO DIRECTO.

Como ejemplo ilustrativo se ha elegido la construcción de un muelle marginal para la empresa de participación estatal Fertilizantes Mexicanos, S.A., el cual forma parte del área de Manejo de Sólidos, del complejo industrial de Fosforados, ubicado en Ciudad Lázaro Cárdenas, Mich.

Se hará una descripción de la estructuración y características generales del Muelle Marginal y forma un poco -- más detallada de su cimentación o infraestructura. Enseguida se presentan los análisis de precios unitarios de los -- conceptos principales de la obra, con el fin de obtener el presupuesto básico y el programa de construcción.

Como información, se anexan los siguientes planos - en copia reducida:

1. Localización del proyecto
2. distribución del Complejo Industrial de Fosforados.

3. Corte y planta del muelle (Anteproyecto).
 4. Cuantificación volumétrica.
- a) Descripción del Muelle.

Este consiste en módulos de 7.50 m. de largo por --- 25.00 m. de ancho estructurado a base de marcos que a su -- vez están formados por pilas de sección "T" y doble "T" de 25.80 m. de profundidad y un muro de contención empotrado - en el terreno. Estos tres elementos forman la infraestruc- tura y están ligados entre si por traves transversales y -- longitudinales sobre las que descansan la losa de piso y -- que en conjunto forman la superestructura del muelle.

En su primera etapa el muelle tiene una longitud de 300 m. y con la segunda etapa llega a los 508 m. de longi- tud total. Sobre las traves longitudinales se apoyan los - rieles sobre los que se instalarán equipos de carga y des- carga para barcos de hasta 60,000 ton, que consisten en una grúa de contenedores y grúa de cangilones.

- b) Procedimiento Constructivo.

En base a las condiciones del terreno mostradas en -- los perfiles estratigráficos del estudio de mecánica de gue-

los, se aprecia que el subsuelo está formado en su mayor -- parte por grava-arena y que el nivel freático está a 2.00 m de profundidad. En consecuencia se decidió el siguiente -- procedimiento constructivo.

1. Construcción de brocales de guía de 1 m. de -- profundidad a base de concreto pobre, con obje-- to de asegurar la verticalidad de la excava--- ción.
2. Excavación con almeja provista de equipo tipo- Falcones y en presencia de lodo bentonítico -- que como se explicó en el capítulo 1.3.1. ac-- túa como ademe evitando que se derrumbe el te- rreno.
3. Colocación del acero de refuerzo previamente - habilitado, uniendo cada tramo con soldadura y respetando los traslapes (60 diámetros según - especificado).
4. Colado o vaciado del concreto premezclado con- tubo tremie cuidando que esté siempre 1 m. aho gado en el concreto.
5. Demolición de Brocales
6. **Bitas** y Defensas
7. Pavimentación
8. Instalación eléctrica.

RESUMEN DEL PRESUPUESTO

CONCEPTO	IMPORTE	% C. DIRECTO	% P. VENTA	FLUJOS	%
Mano de Obra	11'582	10.86	7.59	11'582	11.09
Renta Equipo Propio	10'777	10.10	7.07	-	
Renta Equipo Ajeno	-	-	-	-	
Materiales	82'307	77.16	53.96	82'307	78.82
Sub-contratos	2'000	1.88	1.31	2'000	1.92

Directo	106'667	100.00	69.93	-	
Indirectos de Campo	8'533	8.00	5.59	8'533	8.17
Sub-total	115'200	108.00	0.08	-	
Impuestos	11'733	11.00	7.69	-	
Gastos Directos Obra	126'933	119.00	83.22	104'422	<u>100</u>
Adm. Central	14'400	13.50	9.44		
Utilidad	11'200	10.50	7.34		

Precio Venta

Presupuesto	152'533	143	100
-------------	---------	-----	-----

Alcance.- Construcción de un muelle marginal a base de pilas, contra-fuerzas, losa, pavimentación y accesorios.

Programa de Construcción: 10 meses.

TESIS.- VICTOR HUGO DAMM B.

PROY. NO TITULO Muelle Marginal - Tesis
 CLIENTE Fertimex
 LOCALIZACION Lázaro Cárdenas, Mich.

CANTIDAD V.D. ANOS V.D.
 COSTO V.D.
 CATEG. V.D.

PART. Y CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO		HORAS HOMBRE		EQUIPOS	MATERIALES	MANO DE OBRA	SUB. COSTO	TOTAL
			UNIDAD	TOTAL	UNIDAD	TOTAL					
1	Concreto en Infraestructura	14,320 m ³	3191	1.158	16,583	68	8,812,671	35,756,180	1,133,285	-----	45,702,136
2	Acero en Infraestructura	859.08 ton	21325	106	91,880	43	490,543	14,174,820	3,970,273	-----	18,635,636
3	Concreto en Superestructura	7,910 m ³	2461	0.075	51,415	39	457,198	16,953,740	2,059,131	-----	19,470,069
4	Acero en Superestructura	686.34 ton	21325	106	73,404	43	391,907	11,324,610	3,171,947	-----	14,888,464
5	Cimbra en Superestructura	6680 m ²	344	4.24	28,336	182	-----	1,078,419	1,224,377	-----	2,302,796
6	Suministro y colocación Bitas	10 pza	894761	.40	14	408	39,037	850,000	5,721	-----	874,758
7	Suministro y colocación defensas	15 pza	102029	3.10	46	142	87,833	1,425,000	17,612	-----	1,530,445
8	Pavimento de concreto asfáltico	7500 m ²	165				498,600	745,050		-----	1,243,650
9	Instalación Eléctrica	1 lote	2,000,000						2,000,000	-----	2,000,000
					261,678		10,777,789	82,307,219	11,582,346	2,000,000	106,667,954
							10.10	77.16%	10.86%	1.88%	100%
							Importe a costo directo =				106,667,954
							Indirectos + utilidad 43% C.O.				45,867,220
							Importe Total				152,535,174

PRESUPUESTO PARA LA CONSTRUCCION DE UN
MUELLE MARGINAL DE 300.00 m DE LARGO
POR 25.00 m DE ANCHO. -

CONCEPTO	U.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1. Elaboración y colado de concreto f'c= 250 Kg/cm ² en pilas "T" y doble "T", incluye colado en presencia de agua, materiales, equipo, excavaciones y ademas.	m ³	14,320	4,563.90	65'355,048.00
2. Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4,200 Kg/cm ² en pilas, incluye alambre de amarre, cortes, traslapos (60 diámetros) y desperdicios.	ton	860	31,036.72	26'691,579.20
3. Elaboración y colado de concreto en superestructura de muelle, comprende losa, pantalla posterior, traveses y paramento de atraque incluye aditivo, vibrado y curado.	m ²	7,910	3,519.87	27'842,171.70
4. Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4,200 Kg/cm ² en superestructura de muelle, comprende losa, pantalla posterior, traveses y paramento de atraque.	ton	690	31,036.72	21'414,646.40
5. Cimbra de contacto en superestructura incluye materiales cimbrado, descimbrado y obra falsa.	m ²	6,680	492.96	3'292,972.80
6. Suministro y colocación de bita para 100 ton, de acero de fundición ASTM-A-30, incluye elementos de fijación a base de 8 tornillos de acero, diámetro 2 1/2", tuercas y roldanas de 2 1/2", camisas de tubo de acero galvanizado de diámetro 3" ced, 40; placa de fijación de 1,25 m de diámetro y 5,08 cm, de espesor; protección anticorrosiva en elementos metálicos y limpieza final.	pza	10	127,950.00	1'279,500.00
7. Suministro y colocación de defensas SM-300 X 250, incluye: fijación y protección anticorrosiva de alambres de fijación.	pza	15	145,901.00	2'188,515.00

CONCEPTO

	U.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
8. Pavimento de concreto asfáltico incluye materiales, equipo necesario para el tardido.	m2	7,500	237.12	1'778,400.00
9. Instalación eléctrica incluye materiales, excavaciones, elementos embebidos y pruebas.	lote	1	2'000,000	2'000,000.00

TOTAL----- 152'535,174.20

RESUMEN DE ANALISIS DE COSTOS INDIRECTOS
DE OBRA.

DESCRIPCION	TOTAL
01 Personal Técnico	2'550,0
02 Personal Admvo.	1'206,3
03 Personal Compras	-----
04 Personal Control Costos	-----
05 Personal Programación	240,0
06 Personal Almacón	215,0
07 Personal Vigilancia	-----
08 Personal Operación y Mant. Eq.	330,0
09 Prueba y Entrenamiento	-----
10 Días Feriados	-----
11 Otras percepciones y viáticos	-----
12 Vacaciones	-----
13 I.M.S.S. contratado por Patrón	-----
14 Impuesto 1% Ad. al I.S.P.T.	-----
15 Gratificaciones	-----
16 Aguinaldos	-----
17 Limpieza y Mantenimiento	161,7
18 Honorarios Terceros	-----
19 Gratificación Fin de Año	-----
20 Material de Dibujo	20,0
21 Copias	50,0
22 Renta Inmuebles	450,0
23 Inst. Provisionales	275,0
24 Renta Equipo y Maquinaria	758,0
25 Rentas Eq. Oficina	140,0
26 Reparaciones Menores y Ref.	1'077,0
27 Reparaciones Mayores y Ref.	-----
28 Luz Fuerza y Agua	50,0
29 Efectos Útiles Escrit.	-----
30 Comunicaciones	300,0
31 Gastos de Viaje	100,0
32 Higiene y Seguridad	-----
33 Cuotas Sindicales	50,0
34 Fletes y Acarreos	-----
35 Rel. Pub. y At. al Cliente	100,0
36 Cont. Cal. y Pruebas	176,0
37 Herramientas Consumibles	-----
38 Herramientas Menores	-----
39 Mats. de Consumo	-----
40 Otros Impuestos y Derechos	-----
41 Seguros de Daños	-----
42 Seguros y Fianzas	-----
TOTAL	<u>8'533,0</u>

DESCRIPCION	MESES												TOTAL	COSTOS UNITARIOS			TOTAL
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		Subid.	Vlat.	Total	
01 PERSONAL TECNICO																	
Superintendente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10	60	20	80	800,0	
Jefe de Obra	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10	45	15	60	600,0	
Jefe de Frente		2	2	2	2	2	2	2	2			16	25	5	30	480,0	
Topógrafo	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		10	24	3	27	270,0	
Cadeneros	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		20	8	-	8	160,0	
Total 01																<u>2'550,0</u>	
02 PERSONAL ADMINISTRATIVO																	
Jefe Admvo.	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		10	35	10	45	450,0	
Auxiliar de Contador	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		10	15	3	18	180,0	
Oficinistas			1	1	1	1	1	1	1	1		8	9,5	-	9,5	76,3	
Tomador de Tiempo	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		20	8	-	8	160,0	
Total 02																<u>1'266,3</u>	
05 PERSONAL DE PROGRAM. Y CONTROL																	
Programador		1	1	1	1	1	1	1	1			8	25	5	30	240,0	
Total 05																<u>240,0</u>	
06 PERSONAL DE ALMACEN																	
Bodaguero	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		10	8	-	8	80,0	
Auxiliar de Almacén		1	1	1	1	1	1	1	1	1		9	15	-	15	135,0	
Total 06																<u>215,0</u>	
07 PERSONAL DE VIGILANCIA																	
Vigilantes	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		10	12	-	12	120,0	
Veladores	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		10	10	-	10	100,0	
Total 07																<u>220,0</u>	

DESCRIPCION

MESES
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12TOTAL COSTOS UNITARIOS TOTAL
Sueld. Viat. Total

DESCRIPCION	MESES	TOTAL	COSTOS UNITARIOS	TOTAL
	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12		Sueld. Viat. Total	
24 RENTA EQUIPO Y MAQUINARIA				
Camioneta Pick Up 3/4 Ton.	1 2 2 2 2 2 2 2 2 2	19	12	228.0
Camioneta 3 Ton.	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	10	17	170.0
Camión 1.5 Ton.	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	9	20	180.0
Combi	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	9	12	108.0
Equipo Comunicación (radio)	2 2 2 2 2 2 2 2 2 2	18	4	72.0
Total 24				<u>758.0</u>
25 RENTA EQUIPO OFICINA				
Maq. Escr. Carro chico				
Maq. Escr. Carro grande				
Maq. Sumadora		10	10	100.0
Maq. Calculadora				
Muebles y Escritorios				
Eq. de Ingeniería		10	4	40.0
Tránsito y Nivel				
Total 25				<u>140.0</u>
26 REPARACIONES MENORES Y REFAC. 10% Renta Equipo				
		$10'777 \times .10 = 1077$		<u>1077.0</u>
27 REPARACIONES MAYORES Y REFAC. En Renta de Equipo				
28 LUZ FLE RZA Y AGUA		10	5	<u>50.0</u>
30 COMUNICACIONES				
T elefonos				
Telex				
Correo Vallja				<u>300.0</u>

DESCRIPCION	MESES												TOTAL	COSTOS UNITARIOS			TOTAL
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		Sueld.	Viat.	Total	
31 GASTOS DE VIAJE Personal Técnico, Admvo., Obrero y Supervisión																<u>100,0</u>	
33 CUOTAS SINDICALES													10		5	<u>50,0</u>	
35 RELAC. PUBLICAS Y ATENCIONES																<u>100,0</u>	
36 CONTROL DE CALIDAD Y PRUEBAS													10		17.6	<u>176,0</u>	

Desglose e integración de factores del salario real
para jornada semanal de 48 horas

Total de percepciones por año

a) Días pagados por año

1.	Días calendario	365.25
2.	Días aguinaldo	15.00
3.	Prima vacacional (25% de 6 días)	<u>1.50</u>
		381.75

Salario Mínimo Salario Mayor
al Mínimo

b) Prestaciones

1.	Impuesto complementa- rio 1.% de <u>a</u>	3.82		3.82
2.	Infonavit 5.0% de <u>a</u>	19.08		19.08
3.	Cuota patronal IMSS 19.69% de <u>a</u>	75.16	15.84	60.85
			de <u>a</u>	
4.	Guardería IMSS 1.0% a	<u>3.82</u>		<u>3.82</u>
		101.88		187.57

Total de percepciones:

Salario mayor al mínimo $381.75 + 87.57 = 469.32$ días

Salario mínimo $381.75 + 101.88 = 483.63$ días

c) Días no laborales por año

1.	Días domingo	52
2.	Días festivos por ley	7
3.	Días de vacaciones	6
4.	Días festivos tradicionales	5
5.	Días por enfermedad	3
6.	Días perdidos por mal tiempo	<u>10</u>
		83 días

Días efectivos: $a - c = 365,25 - 83 = \underline{282,25 \text{ días}}$

Factores desalario real para jornada normal de 48 horas por semana

Salario mayor al mínimo $469,32 \div 282,25 = \underline{1,6628}$

Salario mínimo $483,63 \div 282,25 = \underline{1,7135}$

Factor de tiempo extra para jornada de 57 horas por semana.

Horas extra por semana = $57,48 - 48 = 9$ horas/semana

Factor = $9 \times 2 / 6 \times 8 \times 1,1794 = 0,4422$ (5 , Mayor al mínimo)

Factor = $9 \times 2 / 6 \times 8 \times 1,2169 = 0,4563$ (5 Mímino).

Salario mayor al mínimo $1,6628 + 0,4422 = \underline{2,1050}$

Salario mínimo $1,7135 + 0,4563 = \underline{2,1698}$

RELACION DE PERSONAL

CATEGORIA	S.BASE	FACTOR S.REAL	S.REAL	VIATICOS	S.TOTAL
Obrero General	150	1.71	256.00	----	257
Ayudante	190	1.66	315.40	----	316
Oficial Albañil	219	1.66	363.54	----	424
Oficial Fierro	211	1.66	350.26	60	411
Oficial Carpintero	204	1.66	338.64	60	399
Obrero					
Especializado	534	1.66	886.44	90	977
Operador de Grúa	600	1.66	996.00	90	1086
Operador de					
equipo mayor	550	1.66	913.00	90	1003
Chofer equipo					
pesado	550	1.66	913.00	90	1003
Chofer camión					
volteo	230	1.66	381.80	60	442
Cabo	350	1.66	581.00	90	671
Manoabrta	250	1.66	415.00	60	475
Operador equipo					
menor	250	1.66	415.00	60	475

Cuadrillas tipoCuadrilla No. 1.- Excavaciones y limpiezas.

0.10	sobrestante	=	\$ ---
1.00	cabo	=	671
<u>20.00</u>	peones \$ 257 X 20	=	<u>5140</u>
21X8=	168 h.h.		\$ 5811 / jor.
H.H.=	$\frac{5811}{168}$	=	\$ 34.59

Cuadrilla No. 2.- Colado de concreto en infraestructura.

0.01	sobrestante	\$	-----
0.25	cabo \$ 671 X 0.25		167.75
1.00	obrero especializado		977.00
<u>2.00</u>	ayudantes \$ 316X2.0		<u>632.00</u>
3.25 X 8 =	26 h.h.		\$ 1776.75 / jor.
H.H.=	$\frac{1776.75}{26}$	=	\$ 68.34

Cuadrilla No. 3.- Colado de concreto en superestructura.

0.07	sobrestante	\$	-----
0.70	cabo \$ 671 X 0.70		469.70
2.00	albañil 424 X 2.0		798.00
2.00	carpintero 399 X 2.0		798.00
<u>10.00</u>	peones 257 X 10		<u>2570.00</u>
14.70 X 8 =	117.64 h.h.		\$ 4685.70 / jor.
H.H.=	$\frac{4685.70}{117.70}$	=	\$ 39.84

Cuadrilla No. 4.- Acero de refuerzo.

0.035	sobrestante		\$	-----
0.35	cabo	\$ 671 X 0.35		234.85
1.00	fierrero			411.00
2.00	ayudantes	316 X 2		632.00
4.00	peón	316 X 4		<u>1264.00</u>
7.35 X 8 = 58.85 h.h.			\$	2541.85 / jor.

$$\text{H.H.} = \frac{2541.85}{58.80} = \$ 43.23$$

Cuadrilla No. 5.- Cimbra.

0.01	sobrestante		\$	-----
0.10	cabo	\$ 671 X 0.10		67.10
1.00	carpintero			399.00
1.00	ayudante			<u>316.00</u>
2.1 X 8 = 16.80 h.h.			\$	782.10 / jor

$$\text{H.H.} = \frac{782.10}{16.80} = \$ 46.55$$

Cuadrilla No. 6.- Especiales

0.01	sobrestante		\$	-----
0.10	cabo			67.10
1.00	of. especialista			475.00
1.00	ayudante			<u>316.00</u>
2.1 X 8 = 16.8 h.h.			\$	858.10 / jor.

$$\text{H.H.} = \frac{858.10}{16.8} = \$ 51.07$$

RELACION DE MATERIALES

1) Cementos	ton	\$ 2180.00
2) Grava	m ³	550.00
3) Arena	m ³	350.00
4) Agua	m ³	30.00
5) Cemento blanco	ton	6000.00
6) Bentonita	m ³	1120.00
7) Material para relleno	m ³	10.00
8) Clavo	kg	22.00
9) Alambre recocido	kg	20.00
10) Varilla corrugada	fy =	14000.00
11) Fest-air	lt	12.32
12) Curafert	lt	9.33

COSTOS BASICOS PARA CONCRETOS1.- Concreto f'c=250 kg/cm²

cimento	ton	\$2180X0.03X0.388	19 m m 871.22	1.03X0.340	38 m m 763.44
grava	m ³	550X1.08X0.630	374.22	1.08X0.740	439.56
arena	m ³	350X1.08X0.535	202.23	1.08X0.505	190.89
agua	m ³	30X1.30X0.202	<u>7.88</u>	1.30X0.117	<u>6.90</u>
			\$ 1,455.55		\$ 1,400.00

2.- Concreto f'c=150 kg/cm²

cimento	ton	\$2180X1.03X0.306	687.09	1.03X0.268	601.77
grava	m ³	550X1.08X0.630	374.22	1.08X0.740	439.50
arena	m ³	350X1.08X0.580	219.24	1.08X0.540	204.12
agua	m ³	30X1.30X0.202	<u>7.88</u>	1.30X0.177	<u>6.90</u>
			\$ 1,288.43		\$ 1,252.35

3.- Concreto f'c=100 kg/cm²

cimento	ton	\$2180 1.03X0.262		1.03X0.230	516.44
grava	m ³	550 1.08X0.630		1.08X0.740	371.63
arena	m ³	350 1.08X0.605		1.08X0.560	211.68
agua	m ³	30 1.30X0.202		1.30X0.177	<u>6.90</u>
					\$ 1,106.65

DESGLOCE DEL PRECIO DEL CEMENTO TIPO I PUESTO EN OBRA.

UNIDAD = ton.

1.- Precio oficial consultado en Cementos Anáhuac	\$ 1,500.00 / ton.
2.- Cargo por empacado en fábrica. Se considera el 50% al volúmen por usar : 0.50 X \$ 79.54.	\$ 39.77 / ton.
3.- Flete México, D. F., a Lázaro Cárdenas Mich. Tarifa a 800 km., clase 3a.	\$ 555.10 / ton.
4.- Descarga en Obra Cuadrilla Mol.- \$ 5811.- / jor. Cargo = $\frac{\$ 5811}{110.75 \text{ ton}} \times 0.50$	\$ 25.13 / ton.
Costo en Obra	\$ 2,180.02 / ton.

Nota.- El porcentaje de mermas y desperdicios se consideran en los análisis de precios unitarios correspondiente.

COSTOS BASICOS

CB-) Suministro, y fabricación de
concreto f'c = 250 kg/cm² con
agregado máximo de 19 mm., incluye
vibrado y curado.

a) Materiales

Concreto 250 kg/cm² (19 mm) = 1.03 X \$ 1455.55 = \$ 1499.22
Curafest = 1.50 lt X \$ 9.35 =
\$ 1,513.25 / m³

b) Fabricación y transporte del concreto

Planta dosificadora de

15 m³ / hr. = 1 X \$ 744.24 = \$ 744.24

Camión revolvedor de 5 m³ = 2 X \$ 643.56 = \$ 1187.12

Cargador frontal W-4 = 1 X \$ 200.73 = \$ 200.73
\$ 2232.09/hr.

Cargo = $\frac{8 \times 2,232.09}{34} \frac{\$/hr.}{m^3}$ = \$ 525.20/m³.

$\frac{34}{8} = 4.25$

COSTO DIRECTO = \$ 2038.45

CB-2) Suministro y fabricación de lodo bentonítico para estabilización de excavación de pilas (m³).

a) Materiales

Lodo bentonítico = \$ 110 X = \$ 1,120.00

Aditivo = 5% X \$ 3500 / ton = \$ 175.00

\$ 1,295.00

Rendimiento por metro lineal = 170 lts / m.

\$ 1,295 X 0.170 = \$ 220.15

220.15 X 1,129 = \$ 264.18

COSTO DIRECTO = \$ 264.18

CB-3) Construcción de brocales de guía de concreto f'c = 150 kg / cm².

Cuantificación :

5.30 X 40 = 112.00 212.00 X 12.80 X 0.80 = 2178.88 m³

3.60 X 41 = 147.60 147.60 X 25.80 X 0.80 = 3046.40 m³

0.40 X 41 = 426.40 426.40 X 25.80 X 0.80 = 8800.89 m³

\$ 14018.23 m³

$\frac{14.018.23 \text{ m}^3}{786 \text{ m}} = 17.83 \text{ m}^3 / \text{m.}$

Materiales

$$\text{Concreto f'c} = 150 \text{ kg / cm}^2 = 1 \times 1,288.43 = \$ 1,280.43$$

$$\text{Acero } 1 \text{ g} = 27.67 \times 12.97 = \underline{358.88}$$

$$\$ 1,647.31 / \text{m}^3$$

$$\text{Costo directo } \frac{1,647.31}{17.83} =$$

$$\text{COSTO DIRECTO} = \underline{\underline{\$ 92.39 / \text{m}^3}}$$

COSTO DE HORA MAQUINA

MAQUINA	Excavadora de Almeja con equipo tipo Falcone 108B	OBRA	Muelle Marginal Indust.
MODELO		LOCALIDAD	Lazaro Cardenas, Mich
MOTOR	POTENCIA	H.P.	FECHA
			HOJA 1/1

CARGOS	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
1- FIJOS			
DEPRECIACION	$D = \frac{Vg - Vr}{Ve}$	$D = \frac{\$1'850.000 - \$185.000}{12000 \text{ hr}}$	\$ 137.75
INVERSION	$I = \frac{(Va + Vr)}{2 \text{ ho}}$	$I = \frac{\$1'850.000 + \$185.000}{2 \times 2400 \text{ hr}} \times 8.18$	\$ 76.31
SEGUROS	$S = \frac{(Va + Vr)s}{2 \text{ ho}}$	$S = \frac{\$1'850.000 + \$185.000}{2 \times 2400 \text{ hr}} \times 0.07$	\$ 8.47
ALMACENAJE	$A = K_0 D$	$A = 0.02 \times \$138.75/\text{hr}$	\$ 2.77
MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 1.5 \times \$138.75/\text{hr}$	\$ 208.12
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ 434.42
2- POR CONSUMOS			
COMBUSTIBLES	$E = c P_c$	$E = \text{H.P.} \times \text{ } \times \$ / \text{lt}$	\$
LUBRICANTES	$L = a PL$	$L = \text{H.P.} \times \text{ } \times \$ / \text{lt}$	\$ 11.68
LLANTAS	$LL = \frac{VJL}{H}$	$LL = \$ / \text{hr}$	\$
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ 446.10
3- POR OPERACION			
OPERACION	$O = \frac{S_0}{H}$	$O = \frac{\$529.60}{8 \text{ hr}}$	\$ 66.20
SUMA DE OPERACION POR HORA			\$ 66.20
COSTO TOTAL HORA MAQUINA ACTIVA			\$ 512.30
COSTO TOTAL HORA MAQUINA OCIOSA			\$

COSTO DE HORA MAQUINA

MAQUINA	Grúa Link Belt	OBRA	Muelle Marginal
MODEL	LS-118 B	LOCALIDAD	Lázaro Cárdenas, Mich.
MOTOR	Diesel POTENCIA 120	H.P. FECHA	HOJA 1/1

CARGOS	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
1- FIJOS			
DEPRECIACION	$D = \frac{V_o - V_r}{V_e}$	$D = \$ \frac{6,200,000 - 930,000}{10,000}$	\$ 527.00
INTERES	$I = \frac{(V_o + V_r) i}{2 h o}$	$I = \$ \frac{6,200,000 + 930,000}{2 \times 2,000} \times 0.22$	\$ 392.15
SEGUROS	$S = \frac{(V_o + V_r) s}{2 h o}$	$S = \$ \frac{6,200,000 + 930,000}{2 \times 2,000} \times 0.02$	\$ 35.65
ALMACENAJE	$A = K o D$	$A = 0.05 \times \$ 500 / hr$	\$ 25.00
MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 1. \times \$ 500 / hr$	\$ 500.00
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ 1,479.80
2- POR CONSUMOS			
COMBUSTIBLES	$E = c P c$	$E = 120 \text{ H.P.} \times 0.12 \times \$ 1.20 / lit$	\$ 17.28
LUBRICANTES	$L = o P L$	$L = 120 \text{ H.P.} \times 0.004 \times \$ 25 / lit$	\$ 12.00
LLANTAS	$LL = \frac{V L L}{H}$	$LL = \$$	\$
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ 29.28
3- POR OPERACION			
OPERACION	$O = \frac{S o}{H}$	$O = \$ \frac{1,086 + 840.95}{2,000} / hr$	\$ 271.72
SUMA DE OPERACION POR HORA			\$
COSTO TOTAL HORA MAQUINA ACTIVA			\$ 1,780
COSTO TOTAL HORA MAQUINA OCIOSA			\$

COSTO DE HORA MAQUINA

MAQUINA : Compresor Portátil	OBRA : Muelle Marginal
MODELO : 250 P.C.M.	LOCALIDAD: Lázaro Cárdenas, Mich.
MOTOR : POTENCIA 104	H.P. FECHA : HOJA 1/1

CARGOS	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
1- FIJOS			
DEPRECIACION	$D = \frac{V_o - V_r}{V_e}$	$D = \$ \frac{894,000 - 89,400}{6,000 \text{ hr}}$	\$ 134.10
INVERSION	$I = \frac{(V_o + V_r) i}{2 h_o}$	$I = \$ \frac{894,000 + 89,400}{2 \times 2,000 \text{ hr}} \times 0.22$	\$ 54.09
SEGUROS	$S = \frac{(V_o + V_r) s}{2 h_o}$	$S = \$ \frac{894,000 + 89,400}{2 \times 2,000 \text{ hr}} \times 0.02$	\$ 4.92
ALMACENAJE	$A = K_o D$	$A = 0.05 \times \$ 134.10 / \text{hr}$	\$ 6.71
MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 1.00 \times \$ 134.10 / \text{hr}$	\$ 134.10
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ 333.92
2- POR CONSUMOS			
COMBUSTIBLES	$E = c P_c$	$E = 104 \text{ H.P.} \times 0.12 \times \$ 1.20 / \text{lit}$	\$ 14.98
LUBRICANTES	$L = o P_L$	$L = 104 \text{ H.P.} \times 0.004 \times \$ 25 / \text{lit}$	\$ 10.40
LLANTAS	$L.L. = \frac{V.H.}{H}$	$L.L. = \$ \dots / \text{hr}$	\$
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ 25.38
3- POR OPERACION			
OPERACION	$O = \frac{S_o}{H}$	$O = \$ \frac{288}{2,000 \text{ hr}} \times 282$	\$ 40.61
SUMA DE OPERACION POR HORA			\$ 40.61
COSTO TOTAL HORA MAQUINA ACTIVA			\$ 399.91
COSTO TOTAL HORA MAQUINA OCIOSA			\$

COSTO DE HORA MAQUINA

MAQUINA : Pistola Rompedora	OBRA : Muelle Marginal
MODELO : TEX-41	LOCALIDAD: Lázaro Cárdenas, Mich.
MOTOR : POTENCIA	H.P. FECHA HOJA 1/1

CARGOS	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
I- FIJOS			
DEPRECIACION	$D = \frac{V_c - V_r}{V_c}$	$D = \frac{\$ 52,000 - \$ 6,000}{\$ 52,000}$	\$ 8,67
INVERSION	$I = \frac{(V_c + V_r) i}{2 h_o}$	$I = \frac{(\$ 52,000 + \$ 6,000) \times 0,22}{2 \times 2,000}$	\$ 2,86
SEGUROS	$S = \frac{(V_c + V_r) s}{2 h_o}$	$S = \frac{(\$ 52,000 + \$ 6,000) \times 0,07}{2 \times 2,000}$	\$ 0,26
ALMACENAJE	$A = K_u D$	$A = 0,05 \times \$ 8,67 / hr$	\$ 0,43
MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 1,00 \times \$ 8,67 / hr$	\$ 8,67
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ 20,89
Z- POR CONSUMOS			
COMPUESTOS	$E = c P_c$	$E = H.P. \times \dots / hr$	\$
LUBRICANTES	$L = o P_L$	$L = H.P. \times \dots / hr$	\$
LEVANTAS	$L.L. = \frac{V.H.}{H}$	$L.L. = \frac{\$ 5,900}{1,000}$	\$ 5,90
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ 5,90
O- POR OPERACION			
OPERACION	$O = \frac{S_o}{H}$	$O = \frac{\$ 600 + 288}{2,000}$	\$ 125,21
SUMA DE OPERACION POR HORA			\$ 125,21
COSTO TOTAL HORA MAQUINA ACTIVA			\$ 152,00
COSTO TOTAL HORA MAQUINA OCIOSA			\$

COSTO DE HORA MAQUINA

MAQUINA :	Soldadora	OBRA :	Muelle Marginal
MODELLO :	300 Amp	LOCALIDAD:	Lázaro Cárdenas, Mich.
MOTOR :	POTENCIA	HEC. FICHA	HOJA
	16		1/1

CARGOS	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
I- FIJOS			
DEPRECIACION	$D = \frac{V_o - V_r}{V_c}$	$D = \$ \frac{282,000}{6,000} = \$ \text{ hr}$	\$ 47.00
INTERES	$I = \frac{(V_o + V_r) i}{2 h a}$	$I = \$ \frac{282,000}{2 \times 2,000} \times 0.22 = \$ \text{ hr}$	\$ 15.57
IMPUESTOS	$S = \frac{(V_o + V_r) s}{2 h a}$	$S = \$ \frac{282,000}{2 \times 2,000} \times 0.02 = \$ \text{ hr}$	\$ 1.41
ALMACENAJE	$A = K_a D$	$A = 0.05 \times \$ 47 / \text{hr}$	\$ 2.35
MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 1.00 \times \$ 47 / \text{hr}$	\$ 47.00
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ 113.27
II- POR CONSUMOS			
COMBUSTIBLES	$E = c P c$	$E = 16 \text{ H.P.} \times 0.12 \times \$ 1.20 / \text{hr}$	\$ 2.30
LUBRICANTES	$L = a P L$	$L = 16 \text{ H.P.} \times 0.004 \times \$ 25 / \text{hr}$	\$ 1.60
LLANTAS	$LL = \frac{V H}{H}$	$LL = \$ \text{ hr}$	\$
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ 3.90
III- POR OPERACION			
OPERACION	$O = \frac{S c}{H}$	$O = \$ / \text{hr}$	\$
SUMA DE OPERACION POR HORA			\$
COSTO TOTAL HORA MAQUINA ACTIVA			\$ 117.17
COSTO TOTAL HORA MAQUINA OCIOSA			\$

COSTO DE HORA MAQUINA

MAQUINA : Vibrador p/Concreto	OBRA : Muelle Marginal
MODELO : EX-3	LOCALIDAD: Lázaro Cárdenas, Mich.
MOTOR : POTENCIA 3 H.P.	FECHA : HOJA 1/1

CARGOS	FORMULA	CALCULO	COSTO HORARIO
1- FIJOS			
DEPRECIACION	$D = \frac{V_o - V_r}{V_e}$	$D = \frac{\$ 30,000}{6,000 \text{ hr}} = \$ 5.00$	\$ 5.00
INVERSION	$I = \frac{(V_o + V_r) i}{2 \text{ ho}}$	$I = \frac{\$ 30,000 \times 0.22}{2 \times 1,200 \text{ hr}} = \$ 2.75$	\$ 2.75
SEGUROS	$S = \frac{(V_o + V_r) s}{2 \text{ ho}}$	$S = \frac{\$ 30,000 \times 0.02}{2 \times 1,200 \text{ hr}} = \$ 0.25$	\$ 0.25
ALMACENAJE	$A = K_o D$	$A = 0.05 \times \$ 5.00 / \text{hr} = \$ 0.25$	\$ 0.25
MANTENIMIENTO	$T = Q D$	$T = 1.00 \times \$ 5.00 / \text{hr} = \$ 5.00$	\$ 5.00
SUMA CARGOS FIJOS POR HORA			\$ 13.25
2- POR CONSUMOS			
COMBUSTIBLES	$E = c P_o$	$E = 3 \text{ H.P.} \times 0.12 \times \$ 3.0 / \text{hr} = \$ 1.08$	\$ 1.08
LUBRICANTES	$L = o P_L$	$L = 3 \text{ H.P.} \times 0.004 \times \$ 25.0 / \text{hr} = \$ 0.30$	\$ 0.30
LLANTAS	$L.L. = \frac{V.L.}{H}$	$L.L. = \frac{\$ 288}{1,200 \text{ hr}} = \$ 0.24$	\$ 0.24
SUMA CONSUMOS POR HORA			\$ 1.38
3- POR OPERACION			
OPERACION	$O = \frac{S_o}{H}$	$O = \frac{\$ 288}{1,200 \text{ hr}} = \$ 0.24$	\$ 0.24
SUMA DE OPERACION POR HORA			\$ 67.68
COSTO TOTAL HORA MAQUINA ACTIVA			\$ 82.31
COSTO TOTAL HORA MAQUINA OCIOSA			\$

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : Muelle Marginal FECHA
 LOCALIZACION: Lázaro Cárdenas UNIDAD: m3
 CONCEPTO : 1. Elaboración y colado de concreto f'c=250 kg/cm² en pilas y muros colados en el sitio, incluye excavación previa y brocal de guía. HOJA

C. O. N. C. E. P. T. O	CANT.	UMD.	C O S T O	IMPORTE
Materiales				
Concreto premez. f'c=250 kg/cm ² CB-1	1.05	m3	2038.45	2,140.37
Brocales de guía CB-3	1	m3	264.18	264.18
Lodo bentonítico y aditivo	1	m3	92.39	92.39
TOTAL MATERIALES:				\$ 2,496.94
Mano de obra				
Cuadrilla No. 2.-26 h.h.	1	jor	1776.75	1,776.75
Rendimiento=22.45 m3/jor				
1776.75 ÷ 22.45				\$ 79.84
TOTAL MANO DE OBRA:				
Equipo				
Almeja mecánica con Falcone	1	hr.	512.30	512.30
Grúa Lih-Belt 118 B	0.25	hr.	1780.00	445.00
Revolvedora sobre camión de 5m ³ (154,000)	1	hr.	770	770.00
				1,727.30
1727 \$/m. x 8 hrs/jor = \$ 615.41/m3				
22.45 m3/jor				
Rendimiento=22.45 m3/8 hrs. = 2.8 m3/hr.				
TOTAL EQUIPO:				\$ 615.41
COSTO DIRECTO:				\$ 3,191.49
INDIRECTO Y UTILIDAD 43%:				\$ 1,372.41
PRECIO UNITARIO:				\$ 4,563.90
TOTAL:				\$ 4,563.90

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : Muelle Marginal

FECHA

LOCALIZACIÓN: Lázaro Cárdenas

UNIDAD: m³

CONCEPTO : 3. Elaboración y colado de concreto f'c=250 kg/cm² en trabes y losas de superestructura del muelle, con incluyente de aire.

HOJA

C. O. N. C. I. P. I. O	CANT.	UMD.	C O S I O	IMPORTE
Materiales				
Concreto premezclado (costo básico No. 1)	1.05	m ³	2,038.45	2,140.37
Fest-air	0.24	lt	12.32	2.96
				2,143.33
Mano de obra				
Cuadrilla No. 3 117.60 hb=1 jor.	1	jor	4,685.70	4,685.70
Rendimiento=18 m ³ = 18 m ³ = 2.25 m ³ jor , hr hr				
$\frac{4885.70}{18} = 260.32$				260.32
Equipo				
(El equipo de fabricación incluye en el costo básico No. 1 y está considerado en los materiales).				
Vibrador \$ 69.28/hr + 2 m ³ /hr	0.5	m ³	69.28	34.99
Herramientas 3% de M.O.	3.0	?	260.32	7.81
Artesas, etc. \$ 15/m ³	1	m ³	15.00	15.00
Cargo = \$ 92.09/hr				57.80
COSTO DIRECTO:				\$ 2,461.45
INDIRECTO Y UTILIDAD 4%:				\$ 1,058.42
PRECIO UNITARIO:				\$ 3,519.87
TOTAL:			\$	\$ 3,519.87

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

O B R A : Muelle Marginal FECHA
 LOCALIZACIÓN: Lázaro Cárdenas UNIDAD: m2
 CONCEPTO : 4. Suministro y colocación de cimbra de contacto en su-
 perestructura del muelle, que comprende traveses, losas y
 cabezales. Incluye habilitación, colocado de firmas, celotex, obra falsa y des-
 cimbra. HOJA

C. O. N. C. E. P. T. O	CANT.	UNID.	C O S T O	IMPORTE
Materiales				
Madera 6.33 P.T./m2	6.44	P.T.	14.50	93.38
Clavo	0.312	kg	22.00	6.86
Alambre	0.150	kg	20.00	3.00
Diesel	1.05	lt	1.20	1.26
Concrete f'c=150 kg/cm2 0.85 m3/m2 x 1.03 x 0.05 m3	0.04	m3	1,252.35	50.09
Celotex 1.03 x 0.05 m x 27.05				
TOTAL MATERIALES:				\$ 155.94
Mano de obra				
a) Habilitado de cimbra: cuadrilla No. 5 \$ 782.10 carga = \$ 782.10/jor. 0.672 hh 25 m2/jor. m2	1	m2	31.28	31.28
b) Cimbra y descimbra carga = \$ 782.10/jor 2.8 hh 6 m2/jor. m2	1	m2	130.35	130.35
c) Colocación de plantilla. Cuadrilla No. 7 0.560 hh m2 carga = \$ 748.10/jor. x 0.85 m2/m2 de 33 m2/jor cimbra	1	m2	21.19	21.19
d) Colocación de celotex Cuadrilla No. 7 0.210 hh m2 carga = \$ 748.10/jor x 0.05 m/m2 80 m/jor suma = 4.242 hh m2	1	m2	0.47	0.47
TOTAL MANO DE OBRA:				\$ 183.29
(4.242 hh x 66.80 = 283.36 hh) m2				
TOTAL :				

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : Muelle Marginal FECHA
LOCALIZACIÓN: Lázaro Cárdenas UNIDAD: Pza.
CONCEPTO : 5. Suministro y colocación de Bitas tipo para 100 ton, según planos, incl. placa de asiento, pernos de 2"Ø, tuerca, rondana, protección anticorrosiva y todos los trabajos neces. para dejar la bita en posición. HOJA

C. O. N. C E P T. O	CANT.	UNID.	C O S T O	IMPORTE
Materiales				
Bitas con accesorios	1	pza.	85,000.00	85,000.00
TOTAL MATERIALES:				\$ 85,000.00
Mano de obra				
0.20 cabo \$ 671=\$ 134.20				
2.00 maniohristas \$ 475=\$950.00				
2.00 ayudantes \$ 316=\$ 632.00				
4.20 h.h. \$ 1716.20/jor				
Costo hh= 1716.20 = 408.61				
4.20				
Rendimiento 3 pzas/jor.				
Carpe = \$ 1716.20/jor	1	pza.		572.06
3 pzas/jor				
TOTAL MANO DE OBRA:				\$ 572.06
Equipo				
Grúa 45 tone \$ 1463.80/hr x 8 hr/jor.	1	pza.		\$ 3,903.68
3 pzas./jor				
TOTAL EQUIPO:				\$ 3,903.68
COSTO DIRECTO:				\$ 89,476.00
INDIRECTO Y UTILIDAD 4.5%:				\$ 38,675.00
PRECIO UNITARIO:				\$ 127,950.00
TOTAL :			\$	127,950.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : Huelle Marginal FECHA
 LOCALIZACION: Lázaro Cárdenas UNIDAD: pza.
 CONCEPTO : 6. Suministro y re colocación de defensas tipo H-3000 Mit-
subishi incluyendo accesorios. HOJA

C O N C E P T O	CANT.	UNID.	C O S T O	IMPORTE
Materiales				
Defensa de 3,00 m H-3000 incluyendo accesorios	1	pza.	95,000.00	95,000.00
TOTAL MATERIALES:				\$ 95,000.00
Mano de obra				
6.2 cabo \$ 671 = 134.20				
2. maniobristas \$ 475 = 959.00				
4. ayudantes \$ 316 = 1264.00				
6.2 h.h. \$ 2348.20				
costo h.h. = 2348.20 = \$ 378.74				
b.2				
cargo = \$ 2348.20/jor =	1	pza		1,174.10
2 pzas/jor				
TOTAL MANO DE OBRA:				\$ 1,174.10
Equipo				
Grúa 45 ton, \$ 1463.88/hr				
cargo = 1463.88 x 8 =	1	pza		5,855.52
2 pzas/jor				
TOTAL EQUIPO:				\$ 5,855.52
COSTO DIRECTO:				\$ 102,029.00
INDIRECTO Y UTILIDAD 4%:				\$ 43,872.00
PRECIO UNITARIO:				\$ 145,901.00
TOTAL :				\$ 145,901.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

OBRA : Muelle Marginal
LOCALIZACIÓN: Lázaro Cárdenas
CONCEPTO : 7. Pavimento de concreto asfáltico de 7.00 cm. de espesor. Incluye tendido, compactación, riego de impregnación, liga y sello final de gravilla de tamaño de 1/4".

FECHA

UNIDAD: m2

HOJA

C O N C E P T O	CANT.	UNID.	C O S T O	IMPORTE
Grava 3/4" @ 90% x 1.00 x 1.30 x 550 x 0.07	1	m2	45.05	45.05
Material fino 10% x 1.00 x 1.30 x \$ 350 x 0.07	1	m2	3.19	3.19
Asfalto FR-3 (mezcla)=11% lts x 1.30 x \$ 350 x 0.07	1	m2	36.63	36.63
Asfalto FM-1 (riego)= 1.50 lts x \$ 3.50	1	m2	5.25	5.25
Asfalto FR-3 (riego lig)=0.52 lts x 3.50	1	m2	1.82	1.82
Asfalto FR-3 (riego sello)= 0.52 lts x 3.50	1	m2	1.82	1.82
Asfalto grueso (sello)=0.012 m3 x \$ 465/m3	1	m2	5.58	5.58
TOTAL MATERIALES:				\$ 99.34
Equipo				
1) Mezclado y homogeneizado				
Motoconf. = \$ 714.04 x 1.30 x 8 x 0.07 30 m3/jor	1	m2	17.33	17.33
Petrolizadora = \$ 450 x 1.30 x 8 x 0.07 30 m3/jor	1	m2	10.92	10.92
2) Tendido				
Motoconf. = 714.04 x 1.30 x 8 x 0.07 30 m3/jor	1	m2	17.33	17.33
3) Compactado				
Dir. Factor CA-25= \$ 553.62 x 1.30 x 0.07 x 30 m3/jor	1	m2	13.42	13.42
4) Extendido material de sello				
cuadrilla No. 1 = \$ 5811.00 Cargo 5811 = 7.26 800 m2/jor	1	m2	7.26	7.26
TOTAL:				\$

PROGRAMA DE CONSTRUCCION

CONCEPTO	U.	CANT.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1. Concreto en Infraestructura	m ³	14,320				XXXXXXXXXXXX								
2. Acero en Infraestructura	ton	860				XXXXXXXXXXXX								
3. Concreto en Superestructura	m ³	7,910						XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX						
4. Acero en Superestructura	ton	690						XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX						
5. Cimbra contacto superestr.	m ²	6,680						XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX						
6. Colocación de bitas	pza	10											X	
7. Colocación de defensas	pza	15											X	
8. Pavimento asfáltico	m ²	7,500												XXX
9. Instalación eléctrica	lote	1												XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX

PROGRAMA DE MATERIALES

CONCEPTO	U	CANTIDAD	- MES-									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.Cemento puzolánico	ton	8,900		2869	2880	3990	3990	3990	1130	1130	1130	1130
2.Grava 3/4" (19mm)	ton	15,120	680	2000	2000	3000	3000	3000	700	700	700	700
3.Arena fina	ton	12,850	600	1650	2300	2300	2300	2300	950	950	650	650
4.Varilla corrugada	ton	1 782	151	151	226	226	226	226	226	226	226	226
5.Alambre recocido	Kg	35,000	3020	3020	4520	4520	4520	4520	4520	4520	4520	4520
6.Madera	P.T	42,300				10500	10500	10500	10500	300		
7.Bitas	Pza	10								10		
8.Defensas	Pza	15								15		
9.Bentaníta	lt	60,000		20,000	20,000	20,000						
PRODUCCION												
DE CONCRETO	m ³	22,250		7,150	7,200	9975	9975	9975	2825	2825	2825	2825

PROGRAMA DE EQUIPO

<u>CONCEPTO</u>	<u>MES</u>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Total eq-mes
1. Planta dosificadora 15 m ³ /hr			2	2	2	2	2	1	1	1	1			14
2. Traxcavo bobcat w-4		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			10
3. Revolvedora sobre camión 5 m ³			4	4	4	4	4	2	2	2	2			25
4. Grúa Linkbelt GOT L5-118			2	2	2	2	2	2	2	2	2			18
5. Almeja tipo Falcón			2	2	3	3	3	3	3	3	3			24
6. Grúa Hidráulica 35 tons		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			10
7. Compresor 250 PCM		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			10
8. Pistolas neumáticas		3	3	3	3	3	3	3	3	3	3			30
9. Vibradores de gasolina		4	4	4	4	4	4	4	4	4	4			40
10. Bomba de traspaleo 6" Ø		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1			10
11. Equipo de corta		1	1	2	2	3	3	3	3	3	3			24
12. Bomba de lodos		1	1	1	2	2	2	2	2	2	2			17

PROGRAMA DE PERSONAL

CONCEPTO	H-H	MESES										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1 Concreto en Infraestructura	16,583		3,316	3,316	3,316	3,316	3,319					
2 Acero en Infraestructura	91,880	15,277	15,277	15,277	15,277	15,286	15,286					
3 Concreto en Superestructura	51,415				7,345	7,345	7,345	7,345	7,345	7,345	7,345	7,345
4 Acero en Superestructura	73,404			4,944	9,780	9,780	9,780	9,780	9,780	9,780	9,780	9,780
5 Cimbra de Contacto	28,336				4,048	4,048	4,048	4,048	4,048	4,048	4,048	4,048
6 Bitas	14											14
7 Defensas	46											46
8 Pavimento de Concreto	-----											
9 Instalación Eléctrica	-----											
H-H PDR MES :		15,277	18,593	23,537	39,766	39,775	39,778	21,173	21,173	21,173	21,173	21,273
H-H ACUMULADAS:		15,277	33,870	57,407	97,173	136,948	176,726	197,899	219,072	240,245	261,478	

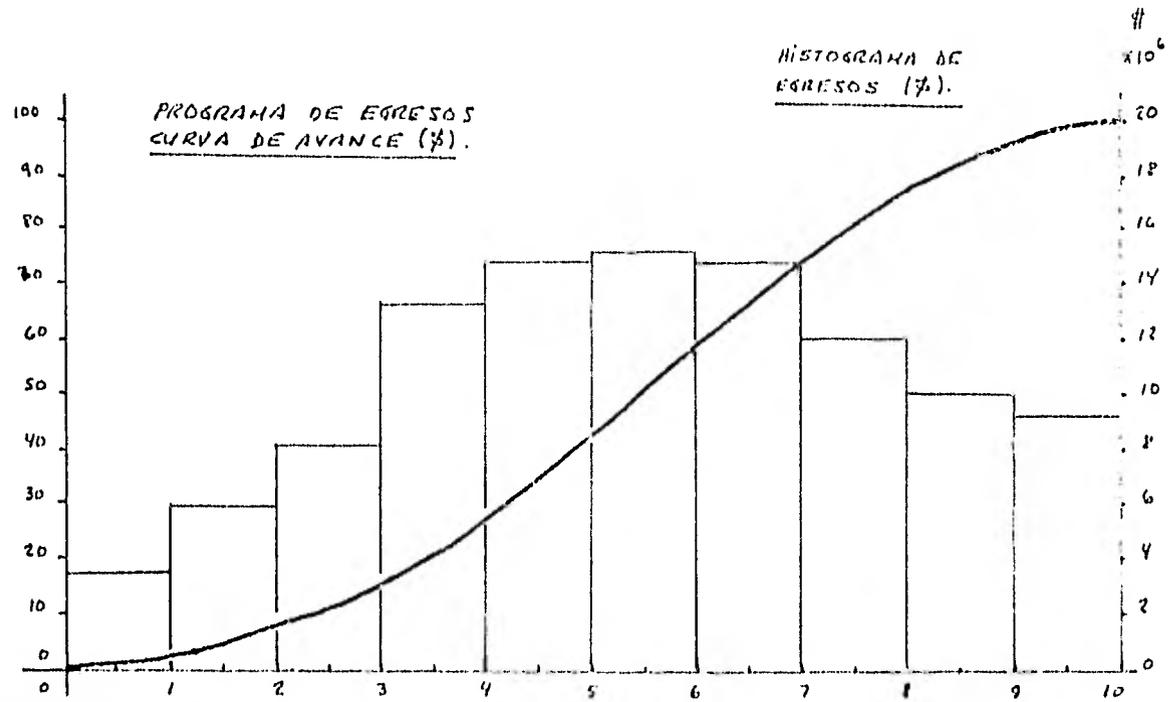
PROGRAMA DE INGRESOS.

CONCEPTO	U	CANT.	P. U.	IMPORTE	M E S												
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
1. Concepto de ingraest.	m ³	14,320	4,563.90	65'355.048.00		13'071	13'071	13'071	13'071	13'071							
2. Acero en infraes.	ton	860	31,036.72	26'691.579.20	4'448.6	4'448.6	4'448.6	4'448.6	4'448.6	4'448.6	6'599.2						
3. Concreto en superest.	m ³	7,910	3,519.87	27'842,171.70				3'977.4	3'977.4	3'977.4	3'977.4	3'977.4	3'977.4	3'977.4	3'977.4	3'997.8	
4. Acero en superest.	ton	690	31,036.72	21'414,646.40			2'676.8	2'676.8	2'676.8	2'676.8	2'676.8	2'676.8	2'676.8	2'676.8	2'676.8	2'677.0	
5. Ambil en superst.	m ²	6,680	492.96	3'292,972.80			470.4	470.4	470.4	470.4	470.4	470.4	470.4	470.4	470.4	490.5	
6. Colocación de Bitas	Pza	10	127,950.00	1'279,500.00			182.7	182.7	182.7	182.7	182.7	182.7	182.7	182.7	182.7	183.3	
7. Colocación de defensas	Pza	15	145,901.00						1'094.2							1'094.2	
8. Pavimento asfáltico	m ²	7,500	237.12	1'778,400.00												1'788.4	
9. Instalación eléctrica	lote		12'000,000.00	2'000,000.00			350	350	350	350	350	350	350	125	125		
T O T A L					4'448.6	17'519.6	20'196.4	25'176.9	25'071.7	27'071.3	7'657.3	7'657.3	7'432.3	10'316.2			
ACUMULADO POR M E S					4'448.6	21'968.2	42'164.6	67'341.5	92'518.4	119'590.1	127'247.4	134'904.7	142'332.0	152'653.2			

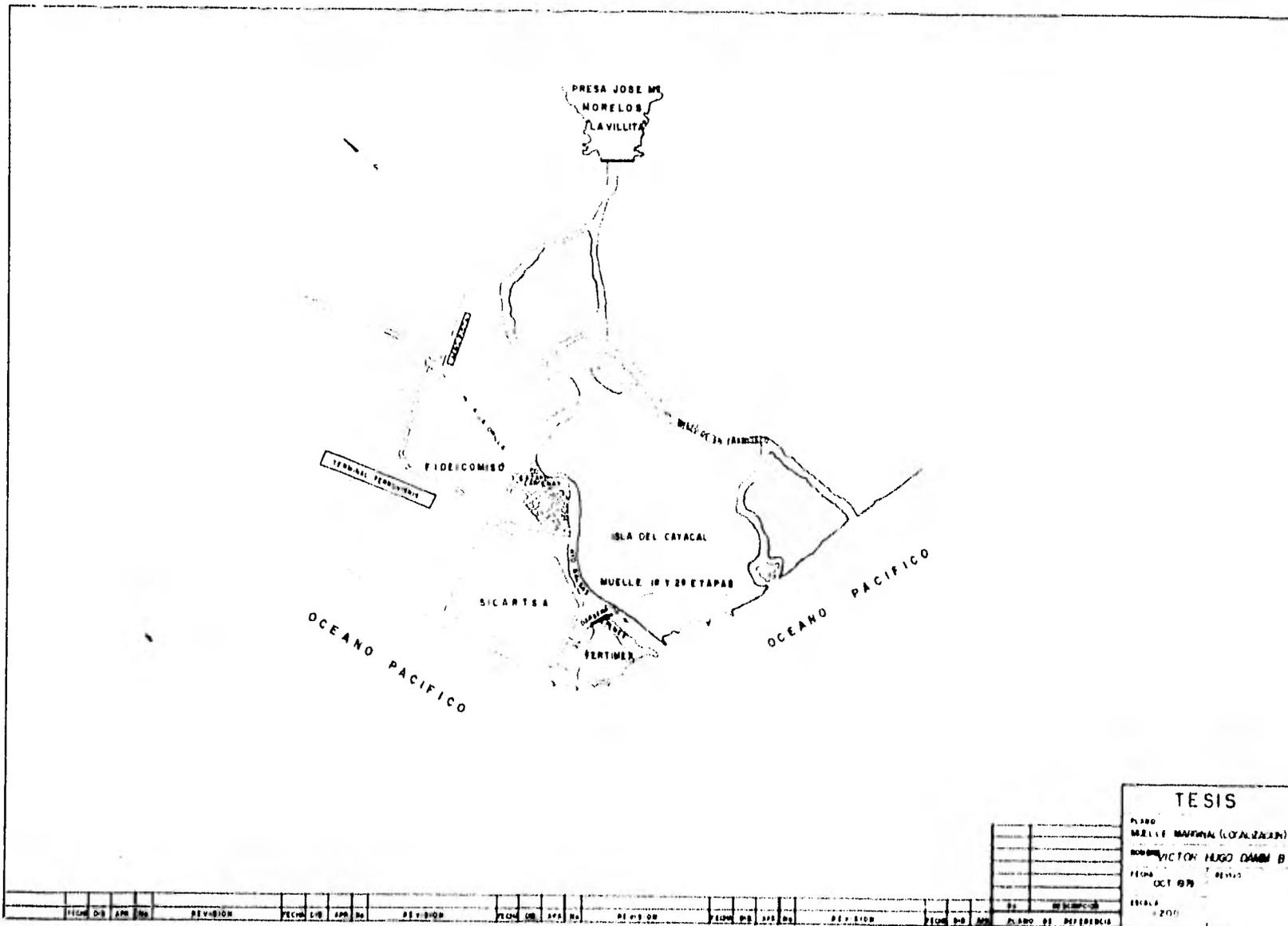
1
2
3
4

PROGRAMA DE EGRESOS

	Cento (Miles \$)	M E S									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1. Mano de Obra	11'582.3	678.2	823.5	1'042	1'761.3	1'761.6	1'761.8	937.7	937.7	937.7	940.4
2. Renta de Eq propio	10'777.7	1'077.7	1'077.7	1'077.7	1'077.7	1'077.7	1'077.7	1'077.7	1'077.7	1'077.7	1'077.7
3. Renta de Eq Rentado	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4. Materiales	82'307.0	2'000	4'000	6'000	10'000	12'000	12'000	12'000	10'000	9'000	6'308
5. Subcontratos	2'000				500		500				1'000
		3'755.9	5'901.1	8'120.1	8'130.1	14'839.3	15'339.5	14'015.4	12'015.4	10'015.4	9'325
	106'667	3'755.9	9'657.10	17'777.2	31'116.2	45'955.5	61'295.0	75'310.4	87'325.8	97'341.2	106'667



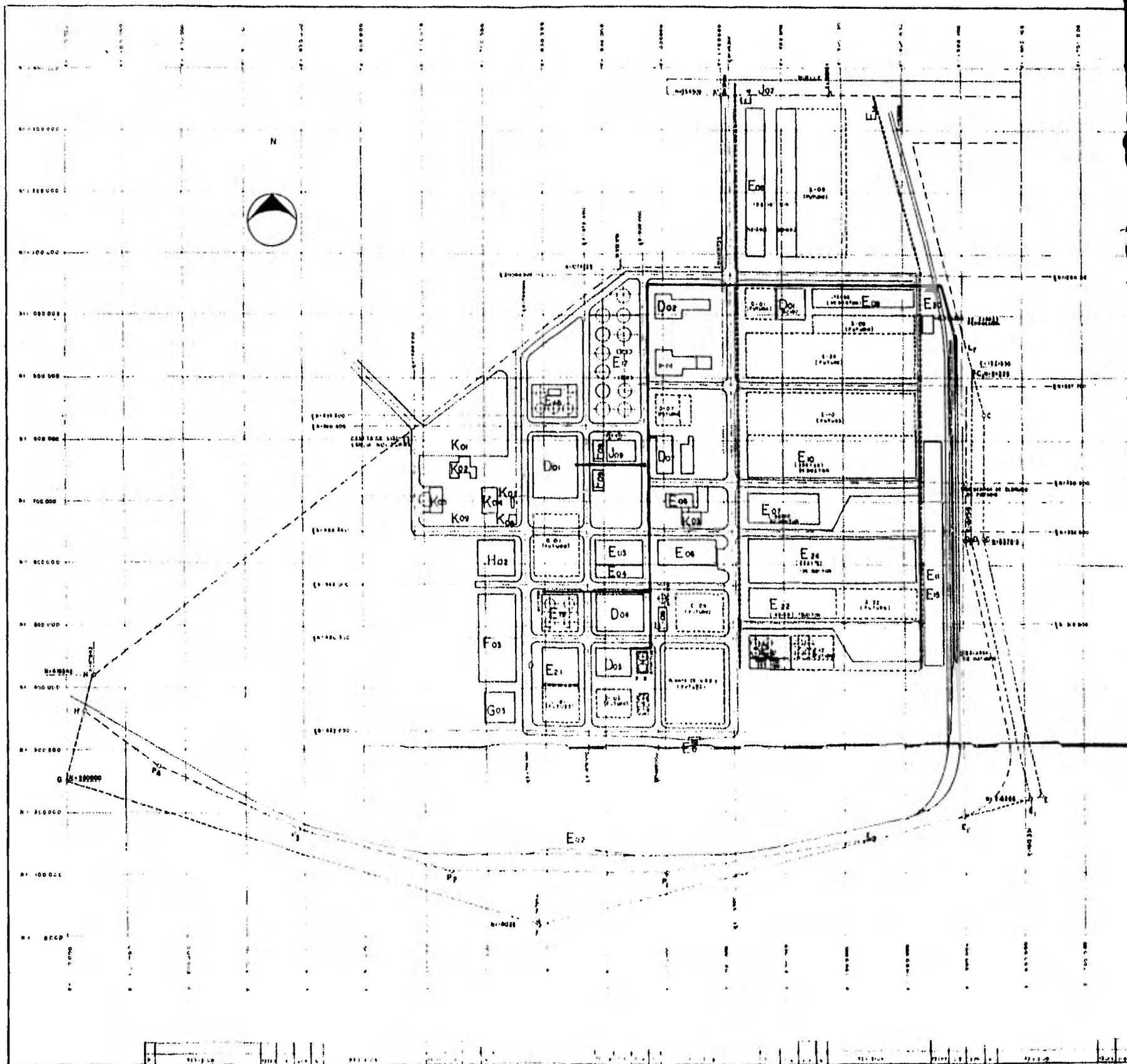
PROGRO.	Parcial Acum.	3'757.7	5'941.2	8'120.1	11'339	14'837.3	15'337.5	11'015.4	12'015.4	10'034.4	9'325
REAL	Parcial Acum.	3'757.7	9'657.1	17'177.2	31'116.7	45'955.5	61'295.6	75'780.4	87'325.7	97'341.2	106'667

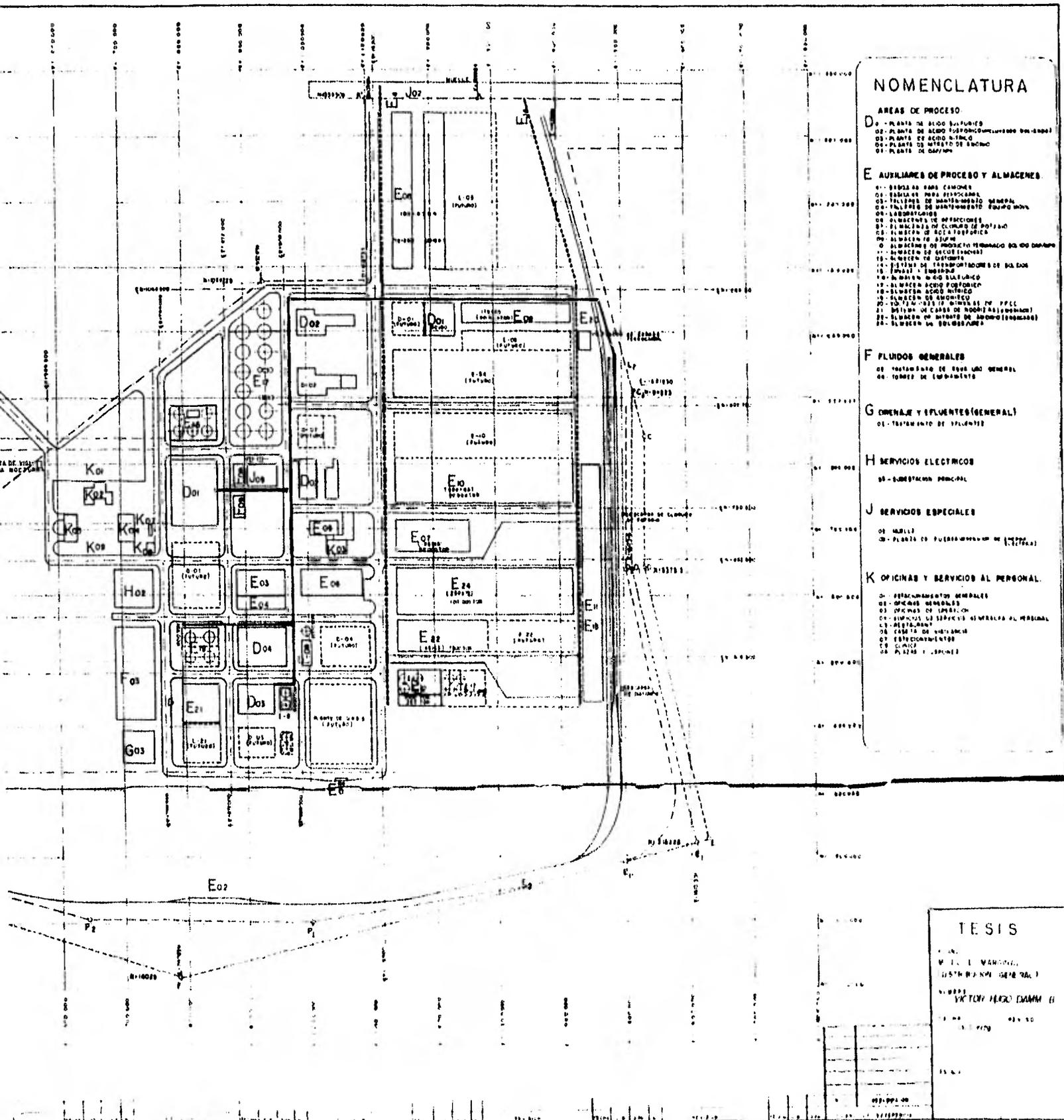


TESIS

PLANO
 MUELLE MARINA (LOCALIZACION)
 AUTOR VICTOR HUGO GARCIA B.
 FECHA OCT 1979
 ESCALA 1:200

PLANO DE	REV. 01	REV. 02	REV. 03	REV. 04	REV. 05	REV. 06	REV. 07	REV. 08	REV. 09	REV. 10	REV. 11	REV. 12	REV. 13	REV. 14	REV. 15	REV. 16	REV. 17	REV. 18	REV. 19	REV. 20	REV. 21	REV. 22	REV. 23	REV. 24	REV. 25	REV. 26	REV. 27	REV. 28	REV. 29	REV. 30	REV. 31	REV. 32	REV. 33	REV. 34	REV. 35	REV. 36	REV. 37	REV. 38	REV. 39	REV. 40	REV. 41	REV. 42	REV. 43	REV. 44	REV. 45	REV. 46	REV. 47	REV. 48	REV. 49	REV. 50	REV. 51	REV. 52	REV. 53	REV. 54	REV. 55	REV. 56	REV. 57	REV. 58	REV. 59	REV. 60	REV. 61	REV. 62	REV. 63	REV. 64	REV. 65	REV. 66	REV. 67	REV. 68	REV. 69	REV. 70	REV. 71	REV. 72	REV. 73	REV. 74	REV. 75	REV. 76	REV. 77	REV. 78	REV. 79	REV. 80	REV. 81	REV. 82	REV. 83	REV. 84	REV. 85	REV. 86	REV. 87	REV. 88	REV. 89	REV. 90	REV. 91	REV. 92	REV. 93	REV. 94	REV. 95	REV. 96	REV. 97	REV. 98	REV. 99	REV. 100
----------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	----------





NOMENCLATURA

ÁREAS DE PROCESO

- D** - PLANTA DE ALCO SULFURADO
 01 - PLANTA DE ALCO SULFURADO GENERAL
 02 - PLANTA DE ALCO SULFURADO
 03 - PLANTA DE ALCO SULFURADO
 04 - PLANTA DE ALCO SULFURADO
 05 - PLANTA DE ALCO SULFURADO

AUXILIARES DE PROCESO Y ALMACENES

- 01 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 02 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 03 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 04 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 05 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 06 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 07 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 08 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 09 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 10 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 11 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 12 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 13 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 14 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 15 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 16 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 17 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 18 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 19 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 20 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 21 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 22 - BARRIO DE ALCO SULFURADO
 23 - BARRIO DE ALCO SULFURADO

FLUIDOS GENERALES

- 01 - TRATAMIENTO DE AGUA LIMPIA GENERAL
 02 - TRATAMIENTO DE AGUA LIMPIA

AGUAS Y EFLUENTES (GENERAL)

- 01 - TRATAMIENTO DE EFUENTES

SERVICIOS ELECTRICOS

- 01 - SUBESTACION PRINCIPAL

SERVICIOS ESPECIALES

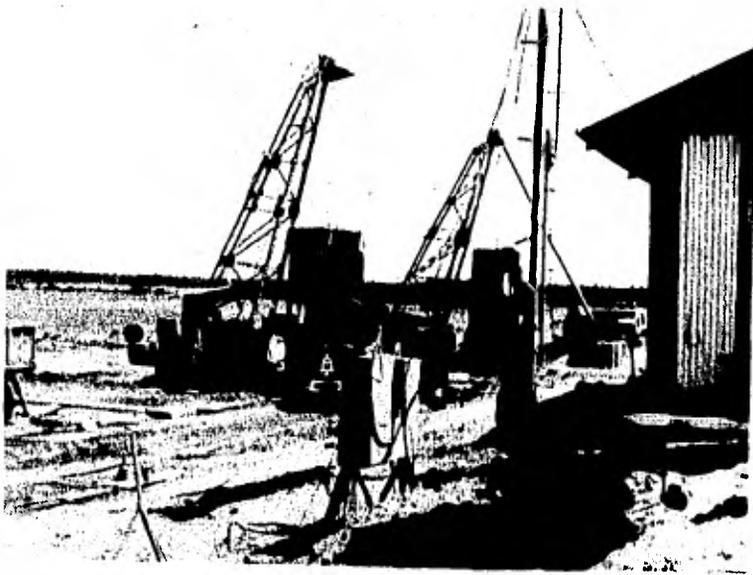
- 01 - BARRIO
 02 - PLANTA DE ALCO SULFURADO (ALCO)

OFICINAS Y SERVICIOS AL PERSONAL

- 01 - OFICINAS GENERALES
 02 - OFICINAS GENERALES
 03 - OFICINAS GENERALES
 04 - OFICINAS GENERALES
 05 - OFICINAS GENERALES
 06 - OFICINAS GENERALES
 07 - OFICINAS GENERALES
 08 - OFICINAS GENERALES
 09 - OFICINAS GENERALES
 10 - OFICINAS GENERALES

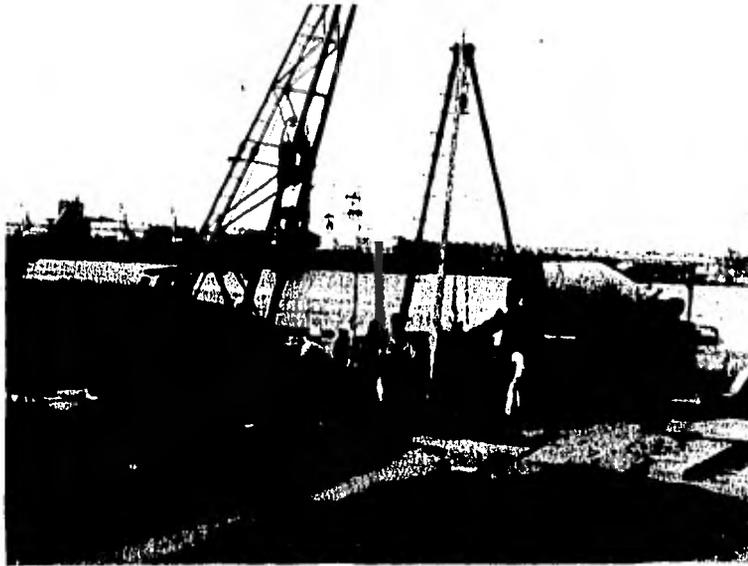
TESIS

ELABORADO POR:
 M. L. E. MARQUEL
 DISEÑO GENERAL
 VICTOR HUGO DAMM II



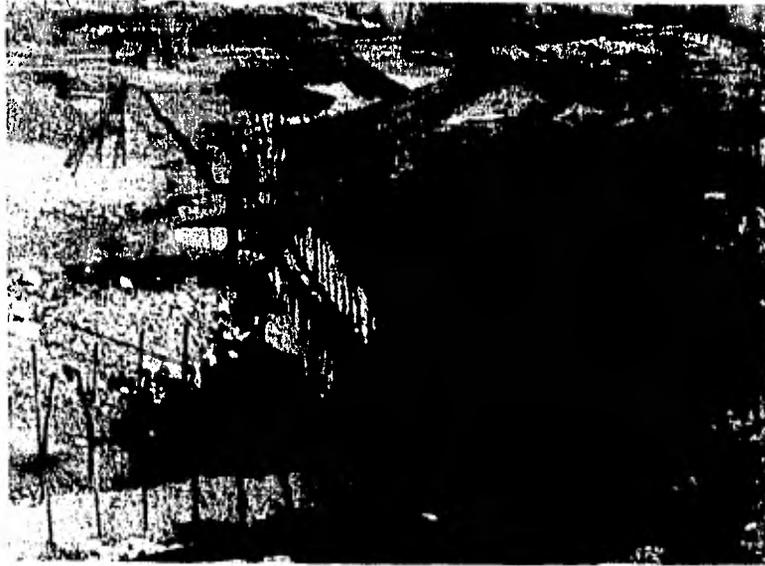
PROCESO DE EXCAVACION
PARA LAS PILAS DEL --
MUELLE INDUSTRIAL.





ASPECTOS DEL COLADO EN LAS PILAS DEL MUELLE
INDUSTRIAL

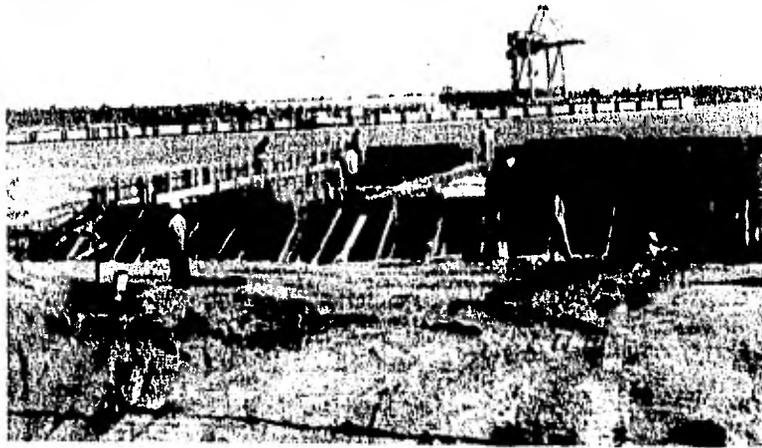




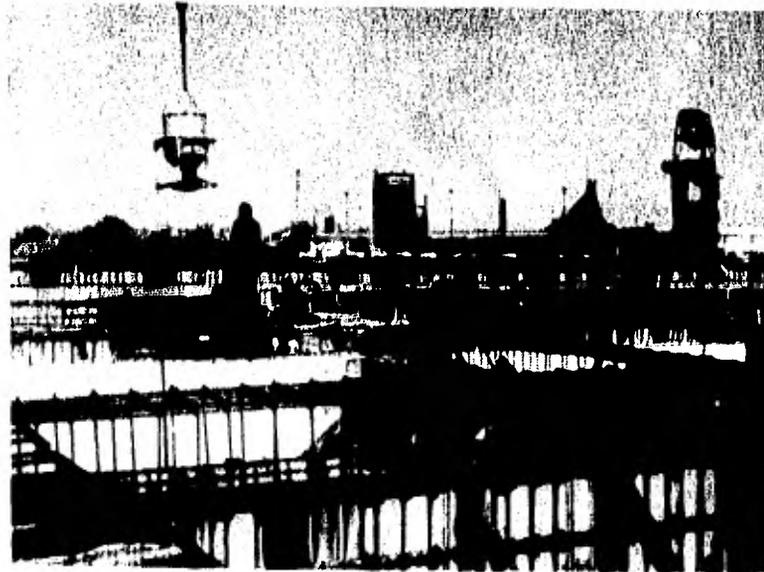
PILA Y MURO COLADOS EN EL MUELLE INDUSTRIAL



EXCAVADORAS DE PILAS Y MURO EN EL MUELLE INDUSTRIAL



ASPECTOS DE LA CONSTRUCCION DE LOS CONTRAFUERTE'S DEL MUELLE INDUSTRIAL

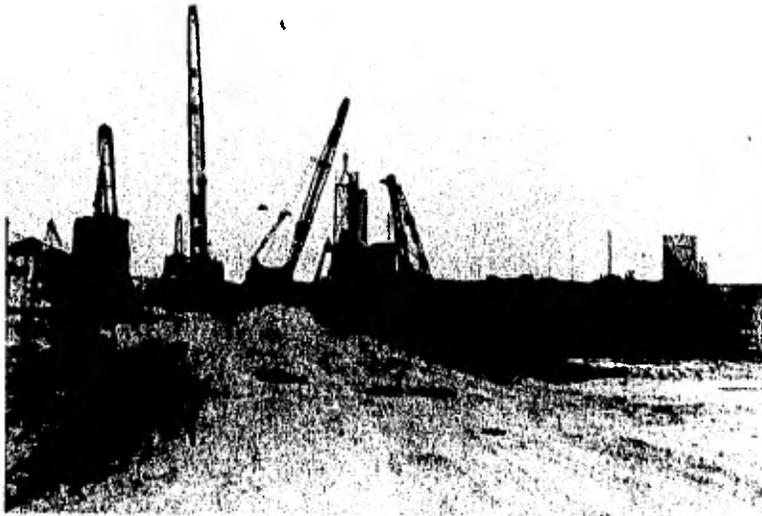




PLANTA DE CONCRETO



ACERO DE REFUERZO PARA UNA PILA DEL MUELLE INDUSTRIAL.



ASPECTOS GENERALES DE LA OBRA.

B I B L I O G R A F I A

- Mecánica de Suelos Juárez Badillo/ A. Rico
- Mecánica de Suelos Tzebotarioff
- Cimentaciones Superficiales Centro de Educación Contínua Facultad de Ingeniería U.N.A.M.
- Cimentaciones Profundas Centro de Educación Contínua Facultad de Ingeniería U.N.A.M.
- Port. Engineering and-
Construction Practices Pert Brum
- Foundation Engineering G. Leonards
- Bases y Normas para la
Contratación de Obras-
Públicas Secretaría de Programación
y Presupuesto
- Costos en Edificación Suárez Salazar