

6
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO EN
CAJONES DE CIMENTACION

T E S I S

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

GABRIEL ALEJANDRE BARCENAS



México, D. F.

1987



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pág.
INTRODUCCION	1
C A P I T U L O I	
EQUIPO DE BOMBEO	4
1.1 Clasificación del Equipo de Bombeo	8
C A P I T U L O II	
EXCAVACIONES	29
2.1 Excavaciones Ademadas	29
C A P I T U L O III	
EXPANSIONES	56
3.1 Algunas Medidas para Disminuir las Expansiones ..	57
C A P I T U L O IV	
CONTROL DE FILTRACIONES	61
4.1 Métodos de Abatimiento del Nivel Freático	62
C A P I T U L O V	
DISEÑO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	74
C A P I T U L O VI	
DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS	81
6.1 Movimientos Asociados con una Excavación	81
6.2 Asentamientos Debidos del Abatimiento del Nivel Freático	82

	Pág.
6.3 Algunos Pasos para Prevenir Daños en Estructuras Vecinas	83
CONCLUSIONES	85
OBRAS CONSULTADAS	86

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

La elaboración de un buen procedimiento de construcción de la cimentación deberá considerarse como un factor importante y en ocasiones decisivo en la solución final de cimentación que se adopte.

El proceso de urbanización en nuestro país tiene su expresión más notable en el crecimiento acelerado de sus principales ciudades, Guadalajara, Monterrey y Puebla, y en el desbordado desarrollo del área metropolitana de la capital. El aumento en todas ellas, del número y la altura de los edificios, es uno de los signos más característicos de este proceso.

Por otra parte, en el área de la capital, con la puesta en servicio del metro, aparece, además, la ciudad subterránea; así empieza a dársele al subsuelo una nueva utilización urbanística a gran escala, como se le da en las principales ciudades del mundo.

La demanda de edificios altos crecerá en la medida en que se vayan densificando las áreas urbanas y en proporción al aumento del valor comercial de la tierra y al incremento del número de empleos en el sector de servicios, especialmente en la rama administrativa.

Así irán surgiendo nuevas estructuras a la era de las vías de comunicación, casi sin notarse en un principio y como en explosión unos cuantos años después.

Ante la explosión demográfica y en tremendo éxodo del campo a la ciudad que ha venido ocurriendo en las últimas décadas, surge la necesidad inmediata de edificar gran número de construcciones las cuales alberguen, tantos centros de trabajo como conjuntos habitacionales. Sin embargo, como consecuencia de la rapidez de este crecimiento, dichas edificaciones han sido construidas en muchos de los casos sin la reglamentación adecuada, con criterios erróneos en que se desprecia la supervisión y el análisis estructural, originándose así una deficiente funcionalidad en los mismos y lo que es peor, su resistencia y estabilidad no garantizan un nivel adecuado de seguridad sobre todo ante la acción de cargas accidentales, poniendo en peligro tanto las instalaciones que albergan como las vidas humanas.

Palpables ejemplos de ello, son los fracasos estructurales que, a un alto costo de vidas y cuantiosas pérdidas económicas, se presentaron ante los recientes sismos.

El interés de quien invierte en un edificio, sea privado o sea del gobierno, es utilizarlo lo antes posible. Las técnicas de diseño y de construcción han evolucionado de tal forma que se han logrado soluciones cada vez más sencillas.

llas y por lo tanto más seguras y rápidas. En México posiblemente esta evolución ha sido más notable en las estructuras -
mismas de los edificios que en las estructuras de cimentación

En los próximos años habrá que incorporar nuevas --
técnicas en la construcción de las cimentaciones, encaminar--
las a terminarlas en menor tiempo y con mayor o al menos con
igual seguridad que con las técnicas que hayan probado ser en
la actualidad las más eficientes. Se llegará también a pro--
fundidades de excavación nunca antes alcanzadas.

Las técnicas de drenaje y abatimiento del nivel ---
freático, para realizar las excavaciones en seco y sin ries--
gos de levantamiento del fondo o de deslizamiento de las paredes,
deben perfeccionarse notablemente en los próximos años,
al contar con mejores máquinas de perforación y mejores sistemas
de bombeo, para alcanzar a abatir a mayores profundidades
que en la actualidad y con más alta eficiencia.

C A P I T U L O I

EQUIPO DE BOMBEO

A. Generalidades.

Uno de los más serios problemas que con mucha frecuencia se suelen presentar en el curso de la ejecución de numerosas obras de Ingeniería Civil, y más particularmente en las hidráulicas, es el derivado de la presencia de agua en las excavaciones subterráneas y en las destinadas a alojar y/o formar parte de estructuras, especialmente en trabajos de cimentación de las mismas.

Así pues, quizá dentro del equipo auxiliar de la construcción, el más esencial sea el constituido por el encargado de bombear las excavaciones, cimentaciones, y en general, los sitios en que la presencia del agua causa entorpecimiento de las actividades de construcción. Positivamente se puede afirmar, sin lugar a dudas, que cuando no se toman las medidas necesarias y suficientes para desaguar una zona de trabajos, se estará constantemente en peligro de un serio fracaso, como lo enseña la experiencia, con las consiguientes pérdidas económicas que ello generalmente trae aparejado.

Aunque existen métodos empíricos más o menos acertados y de relativa aproximación que permiten predeterminar el

posible caudal de agua que se puede presentar en casos especiales en los que la misma tiene ocasión de fluir bajo un régimen uniforme, en la mayoría de los casos el agua se presenta intempestivamente en cantidades que pueden ser de magnitud insignificante o muy apreciable volumétricamente. Aun en los casos en que el caudal es de poca o muy poca magnitud, si el mismo fluye en forma permanente, tarde o temprano terminará por inundar la zona de los trabajos, a menos que se adopten las medidas encaminadas a evitarlo.

En el curso de la ejecución de obras, lo normal es que se requiera de grandes cantidades de agua que son empleadas en operaciones diversas tales como, fabricación de concreto, compactación de terraplenes, lavado de agregados, etc., - Ahora bien, el agua requerida por lo general es necesario tomarla de algún sitio de aprovechamiento alejado de los lugares de su utilización, por lo que para ello es necesario disponer de equipos de bombeo que cargan el agua a bordo de vehículos de transporte equipados con tanques adecuados para el caso.

Equipo de Bombeo.

La industria de fabricación de equipo de bombeo ha tenido un desarrollo de tal magnitud en los últimos 50 años, que con seguridad podemos consignar aquí que para cada problema existe una bomba comercial de capacidad y características

adecuadas; y tanto así, que es absolutamente cierto que la --
inmensa mayoría de los ingenieros ni siquiera sospechan la --
gran variedad de bombas de diversos tipos, modelos, capacida-
des, etc., de que actualmente se puede disponer.

En la selección de bombas destinadas al desagüe de
excavaciones, cimentaciones y obras similares, deberán guar--
darse ciertas reglas básicas que se señalan a continuación:

1. La bomba, bombas o batería de bombas, deberán -
tener una capacidad sobradamente suficiente para en cualquier
circunstancia ser capaces de bombear el máximo caudal que se
pueda presentar en la zona de los trabajos, manteniendo a és-
ta seca, en condiciones de que el equipo de construcción pue-
da operar sin detrimento de sus rendimientos.

2. Sabido es que los volúmenes de agua que pueden
presentarse en una zona de construcción pueden sufrir serias
variaciones, desde un máximo a un mínimo insospechados; pocas
ocasiones el bombeo para desagüe de cimentaciones se mantiene
a un régimen uniforme durante todo el período de ejecución de
la misma.

Por otra parte, en muchas obras es conveniente y --
económico suspender el bombeo durante los tiempos de inactivi-
dad, como suelen serlo las noches, los días festivos, etc; --

por lo que al reanudarse los trabajos en la jornada siguiente, en las primeras horas el equipo deberá bombear rápidamente el agua acumulada en la zona durante todo el período de receso.

3. La bomba o bombas seleccionadas, deberán ser de un tipo tal que sirva para fines múltiples, puesto que normalmente este equipo de bombeo, que suele ser en su mayoría del tipo portátil, se utiliza en muy diversas actividades.

4. La falla parcial o total del cumplimiento de sus funciones de un equipo de bombeo, puede ser causa de muy importantes fracasos constructivos, razón ésta que deberá tenerse muy en cuenta, puesto que en gran medida, toda la fuerza de construcción localizada dentro de una zona expuesta a inundaciones depende directamente de la eficiencia del equipo de bombeo; ello implica que los equipos deberán ser:

- a) Comerciales y fáciles de reparar.
- b) De funcionamiento simple que no requiera complicados mecanismos.
- c) Que siempre se cuente con las refacciones necesarias y suficientes para hacer oportunamente los reemplazos que se requieran.
- d) Las bombas destinadas a desagüe de cimentaciones y trabajos similares, NUNCA DEBERAN OPERARSE EN ESTAS ACTIVIDADES CUANDO HAYAN SOBREPASADO DE SU VIDA ECONOMICA.

- e) Fáciles de instalar, auxiliándose de los medios y dispositivos adecuados, como tuberías, mangueras, cárcamos de bombeo, etc.

5. Siempre que sea posible, resultará más seguro y económico operar con varias unidades de bombeo, aunque si --- bien, por económico deberá entenderse el concepto particular arriba señalado y de tanta importancia.

6. La operación automática del equipo de bombeo, -- no es aconsejable cuando menos en nuestro medio, por múlti--- ples razones que resultaría largo enumerar y que son obvias.

1.1 Clasificación del Equipo de Bombeo.

TIPOS DE BOMBAS. Por razones de orden metodológico, nos limitaremos aquí a discutir brevemente los tipos de bombas preferidos en los trabajos de construcciones civiles e hidráulicas los que son:

1. Bombas de desplazamiento, del tipo reciprocante.
2. Bombas centrífugas convencionales.
3. Bombas centrífugas autocebantes.
4. Bombas centrífugas verticales del tipo turbina de pozo profundo.
5. Bombas de operación neumática.

BOMBAS RECIPROCANTES. Las bombas reciprocantes operan por el movimiento de un pistón que en una carrera expulsa el agua contenida dentro del correspondiente cilindro, y en su carrera de retroceso hace que la válvula de admisión de la cámara se abra llenando nuevamente a aquél. Esto, cuando se trata de una bomba reciprocante de un solo cilindro y de simple acción.

Los fabricantes suministran bombas reciprocantes de doble acción, las que se diferencian de la consignada en el párrafo anterior, en que a ambos lados de la cabeza del pistón se encuentran cámaras formadas por sendos cilindros, por lo que una carrera de pistón que es de retroceso para un cilindro, es de avance para el opuesto; así pues, en una carrera determinada en un sentido, el pistón al avanzar, expulsa el agua contenida por el cilindro correspondiente, mientras que por el cilindro opuesto se encuentra abierta la válvula de admisión que permite su llenado; al retroceder el pistón, se expulsa el agua del segundo cilindro, llenándose el primero; esta secuencia con movimiento de tipo reciprocante se repite en forma continua.

Generalmente todos estos tipos de bombas reciprocantes portátiles, vienen equipadas con su propio motor acoplado directamente a la bomba, o bien, con acoplamiento intermedio de una caja de velocidades, como se ilustra en la Fig. I El

régimen o caudal de operación de la bomba se regula haciendo variar la velocidad del motor, o cambiando el engranaje de la caja de transmisiones, ya que el gasto que rinde una bomba -- sencilla de un solo cilindro está dado por la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{\pi d^2 l n}{924} \times C ; \text{ en la que:}$$

- Q = Capacidad de la bomba expresada en galones -- por minuto.
- C = Porcentaje de fugas; su valor suele fluctuar entre 0.95 y 0.97.
- d = Diámetro del cilindro, expresado en pulgadas.
- l = Longitud de la carrera del pistón, medida en pulgadas.
- n = Número de carreras por minuto, considerándose como carrera el desplazamiento en cada sentido.

Ahora que, si se trata de una bomba de doble acción, su capacidad se duplica; y cuando se tienen varios cilindros, la capacidad se expresa por medio de la ecuación siguiente:

Sabido es que la energía requerida para la opera--- ción de cualquier bomba, si la expresamos como potencia en Ca ballos de Vapor, es igual a:

$$P = \frac{Q \times H}{75e} ; \text{ en la que:}$$

- Q = Caudal expresado en litros por segundo.

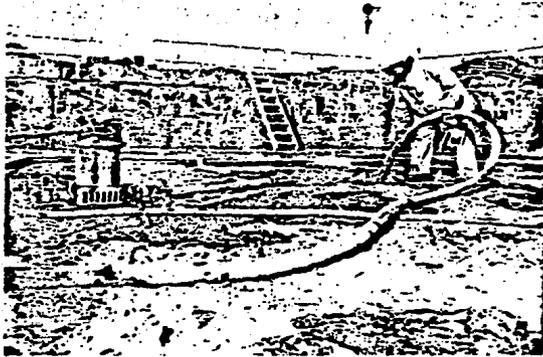


Fig. 1 Clásica vista de las excavaciones de una cimentación cuyo desagüe requiere del auxilio de equipo de bombeo. (Gardner Denver Company de México, S. A. de C. V.)

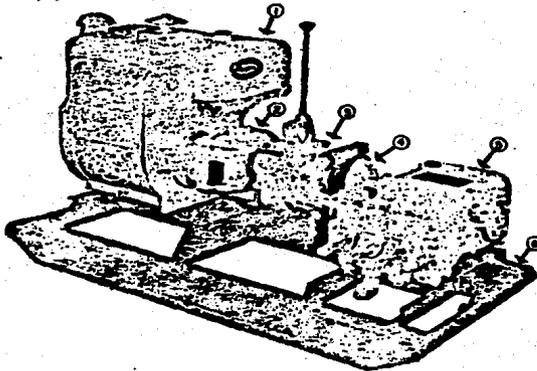


Fig. 2 Bomba recíproca de triple pistón y doble acción equipada con caja de velocidades. (Langyear de México, S. A.)

- H = Carga hidrodinámica total expresada en métodos.
- e = Eficiencia de la bomba, expresada como porcentaje, acostumbándose aplicar la eficiencia de campo, y no la teórica de laboratorio.
- 75 = Kilogrametros que integran un CV.

Por lo que respecta a la capacidad de carga de las bombas reciprocantes, depende, tanto de la potencia del motor con que se encuentren equipadas, como de la resistencia estructural de su armadura y restantes elementos que la constituyen.

Este tipo de bomba rinde un caudal de tipo pulsatorio, y en los modelos del tipo portátil tiene una capacidad bastante reducida, por lo que su empleo en desagües de cimentaciones es bastante reducido, máxime por la cada día creciente eficiencia y competencia de los otros tipos de bombas, especialmente las centrífugas que tienen grandes capacidades. Tienen sin embargo, aplicación en los trabajos de tratamientos de cimentaciones, en los que se emplean predominantemente, gracias a su elevada capacidad de carga, (fig. 2).

BOMBAS CENTRIFUGAS. Las bombas centrífugas, que han sufrido una extensa evolución, ramificándose en muy diversos sub-tipos, básicamente están formadas por una cámara o cámaras, dentro de las cuales se encuentran alojados sendos im-

pulsores que giran con un movimiento rotatorio que les es impartido por medio de la flecha concéntrica coaxial a la que están sujetos. El impulsor, o impulsores, se encuentran formados por varios álabes montados sobre la placa o placas correspondientes, según que el impulsor sea del tipo semiabierto, abierto o cerrado.

Universalmente se designa a una bomba centrífuga -- formada por el solo impulsor alojado de su correspondiente tazón o cámara de bombeo, como bomba de un solo paso. A las -- bombas constituidas por varios tazones o cámaras, que alojan cada una de ellas un impulsor, son designadas como de pasos -- múltiples.

La capacidad de las bombas centrífugas, tanto en -- caudal como en carga dependen fundamentalmente del diámetro -- del impulsor y de la velocidad de rotación de la misma, factores que matemáticamente se expresan por medio de las siguientes ecuaciones representativas de las llamadas LEYES DE AFINIDAD HIDRAULICA, que son de gran aplicación práctica:

PARA UN IMPULSOR DE DIAMETRO FIJO Y PARA UNA VELOCIDAD DE ROTACION CONSTANTE:

$$\text{Ecuación I: } Q' = N' \quad ; \quad Q'' = D'$$

$$\text{Ecuación II: } H' = N^2 \quad ; \quad H'' = D^2$$

$$\text{Ecuación III: } P = N^3 \quad ; \quad P = D^3$$

en las cuales:

Q' = Capacidad, y H' = carga a una velocidad de N' revoluciones por minuto, y con un impulsor con diámetro D' .

Q'' = Capacidad, y H'' = carga a una velocidad de N'' revoluciones por minuto y un impulsor.

La ecuación I, que es aplicable a bombas centrífugas, de flujo angular, de flujo mixto, de propela, periféricas, etc., nos indica que:

Para un diámetro constante en el impulsor de la bomba, la capacidad de bombeo (caudal unitario) es directamente proporcional a la velocidad periférica del correspondiente impulsor y que (*).

La ecuación II, que es aplicable a los mismos tipos de bombas señalados en el párrafo inmediato anterior, nos indica que:

La carga a que puede operar una bomba, es proporcional al cuadrado de la velocidad de rotación de su correspondiente impulsor y que (**).

La Ecuación III, también aplicable a los tipos de bombas antes señalados, nos indica que:

La potencia requerida por una bomba de diámetro de-

finido, resulta ser directamente proporcional al cubo de su velocidad de rotación en el correspondiente impulsor, y que -
(***)

(*) Para una velocidad de rotación constante, la capacidad de bombeo de la bomba es directamente proporcional al diámetro de su impulsor.

(**) Para una velocidad de rotación constante, la carga que puede vencer la bomba es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de su impulsor.

(***) Para una velocidad de rotación constante, la potencia requerida por la bomba es directamente proporcional al cubo del diámetro de su impulsor.

En la figura 3, se ilustra una familia de curvas típicas del rendimiento de una bomba centrífuga con impulsor de diámetro fijo, variando las velocidades de su operación. En la misma se puede apreciar el cumplimiento de las leyes de afinidad antes consignadas. No está como en la operación de bombas en el campo.

En la figura 4, aparecen varias familias de curvas típicas representativas del rendimiento de una bomba que se opera a una velocidad de rotación constante, pero en la que -

se van variando los diámetros de sus impulsores. En las familias de curvas se puede comprobar el cumplimiento de las LEYES DE AFINIDAD HIDRODINAMICA antes consignadas, las que de hecho se cumplen, tanto en pruebas de laboratorio, como en la operación de equipo en el campo.

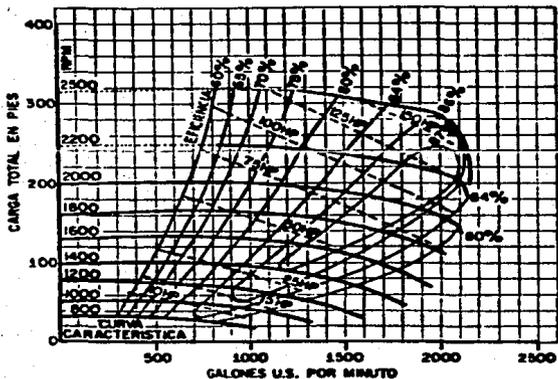


Fig. 3 Curvas típicas del rendimiento de una bomba centrífuga con impulsor de diámetro constante, en la que se hacen variar las velocidades de rotación del mismo. (Fairbanks Morse y Co.)

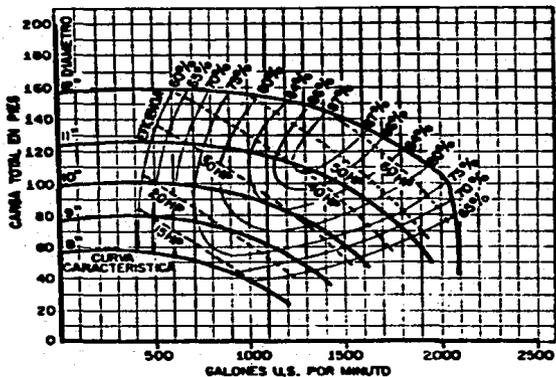


Fig. 4 Familias de curvas típicas representativas del rendimiento de una bomba centrífuga que se opera a una velocidad de rotación constante, variando los diámetros de su impulsor. (Fairbanks Morse y Co.)

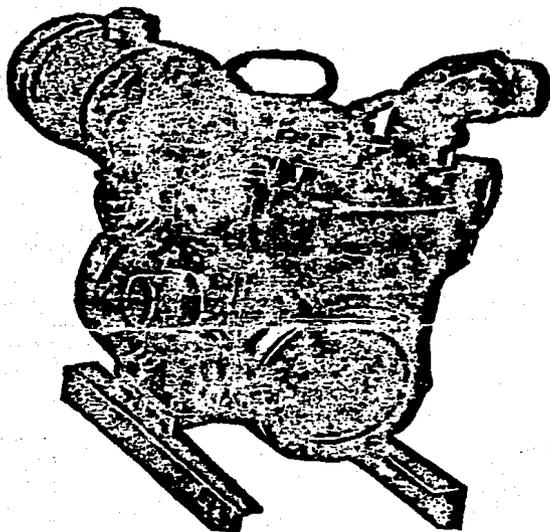


Fig. 5 Bomba centrífuga autocebante del tipo portátil empleada en trabajos de construcción. (Fairbanks Morse y Co.)

pejo del agua, ya que tienen una capacidad de succión equivalente a una atmósfera de presión, menos las pérdidas debidas a fricciones, condensación, cavitación, etc. Normalmente, -- una bomba centrífuga autocebante puede succionar, o mejor dicho, trabajar eficientemente con una carga de succión del orden de 6 a 7.50 metros, lo que positivamente constituye una ventaja, especialmente en trabajos de cimentaciones en los -- que lo general se suele trabajar con tendencia al congestiónamiento. (La carga de succión varía con la altura sobre el ni vel del mar).

En la fig. 6, se consignan especificaciones comparativas de algunos modelos de bombas centrífugas autocebantes.

BOMBAS CENTRIFUGAS VERTICALES DEL TIPO TURBINA PARA POZO PROFUNDO. Las bombas centrífugas verticales del tipo -- turbina, originalmente diseñadas y empleadas en el bombeo de pozos profundos exclusivamente, por la grande evolución que -- han tenido, han rebasado su campo original de aplicación, y -- en ciertos eventos, son de gran utilidad para bombear volúmenes muy grandes de agua, especialmente cuando se tienen que -- vencer cargas hidrodinámicas muy elevadas.

Otro tipo de bomba centrífuga vertical muy semejante a las turbinas de pozo profundo, es la del tipo propela o de flujo mixto, las que resultan más adecuadas para eventos -- en los que es necesario realizar el bombeo de caudales muy -- grandes venciendo cargas relativamente pequeñas y con amplias variaciones.

En general, todos los diversos sub-tipos de bombas centrífugas verticales, como las de pozo profundo, las de propela, las de flujo mixto, etc., tienen las particularidades -- siguientes que las hacen especialmente aptas para trabajar en obras en las que se requiere el bombeo de caudales muy grandes o venciendo elevadas cargas; aunque eventualmente ambas -- variantes conjugadas:

FIG. 6
 — ESPECIFICACIONES COMPARATIVAS DE ALGUNOS
 MODELOS DE BOMBAS CENTRIFUGAS AUTOCEBANTES *.

MODELO	DIAMETRO				H. P.	CARGA TOTAL IN- CLUYENDO FROON		CAPACIDAD EN LITROS Y GALONES POR MINUTO . ALTURA DE LA BOMBA SOBRE EL NIVEL DEL AGUA								PESO PROMEDIO DE EMBAQUE			
	SUCCION		DESCARGA			mts.	pies	3.05		4.57		6.30		7.62		mts.	pies	kilo	libras
	cms.	pulg.	cms.	pulg.				mts.	pies	mts.	pies	mts.	pies	mts.	pies				
5 1/2 M	3.81	1-1/8	3.81	1-1/8	1.5	9.10	30	200	88	303	88	272	75					40	100
						9.14	30	208	84	312	88	268	71	200	60				
						12.2	40	259	87	310	82	258	70	190	60				
						15.2	50	280	74	280	74	267	60	170	47				
						18.3	60	298	67	210	67	210	67	150	42				
21.3	70		50	151	50		50	121	50		50	121	50	121	50				
6 1/2 M	3.81	1-1/8	3.81	2	1.5	9.10	30	404	107	303	88						60	110	
						9.14	30	378	100	340	88	268	75	211	60				
						12.2	40	263	84	336	80	268	70	201	40				
						15.2	50	317	84	317	84	236	67	182	45				
						18.3	60	346	68	246	68	227	60	152	35				
21.3	70	360	60	200	60	200	60	132	30										
24.4	80	177	47	177	47	177	47	177	47	67	55								
7 M	3.81	2	3.81	2	2.0	7.62	25	433	115	379	100	352	88				61	150	
						9.14	30	424	112	367	97	344	83	346	80				
						12.2	40	380	108	338	88	304	76	227	60				
						15.2	50	332	88	288	76	227	60	180	50				
						18.3	60	332	88	195	83	144	30	102	37				
10 M	3.81	2	3.81	2	2.5	9.10	30	621	164	540	145	436	118	300	80		61	150	
						9.14	30	594	157	530	140	408	110	290	70				
						12.2	40	540	140	488	130	408	107	264	60				
						15.2	50	482	122	418	110	367	97	237	60				
						18.3	60	362	85	310	82	304	76	200	53				
21.3	70	30	70	30	70	30	70	10	60	10									
15 M	7.62	3	7.62	3	2.5	9.10	30	946	230	793	210	644	170	402	100		115	200	
						9.14	30	871	220	737	200	628	168	408	100				
						12.2	40	787	200	660	180	527	150	473	95				
						15.2	50	628	160	578	150	512	130	400	115				
						18.3	60	418	110	367	100	341	90						
21.3	70	294	76	276	73	276	73	208	70										
24.4	80																		
20 M	7.62	3	7.62	3	3.0	9.10	30	1250	320	1000	280	900	235	633	160		110	470	
						9.14	30	1173	305	1014	280	871	230	613	160				
						12.2	40	1064	276	907	240	813	220	607	150				
						15.2	50	853	230	730	210	730	180	641	145				
						18.3	60	608	160	600	130	607	110	473	125				
21.3	70	341	90	341	90	341	90	341	90	341	90								

* FAIRBANKS MORSE Y CO.

1. Los fabricantes ofrecen una línea comercial vastísima que abarca desde diámetros de 4" (cuatro pulgadas) en las del tipo turbina, hasta 36 ó 40 (treinta y seis o cuarenta) pulgadas en las de propela o flujo mixto.
2. Estas bombas, en función de sus diámetros y velocidades de rotación, tienen muy altas capacidades de operación, y cumplen las Leyes de Afinidad en forma muy aproximada, por lo que en -- una misma unidad se puede obtener un sin número de posibilidades conjugando diversos diámetros y velocidades de rotación.
3. Tienen la gran ventaja de que el cuerpo de bomba, constituido por un cuerpo de tazones que -- aloja un impulsor en cada uno de ellos, queda -- constituido por los diversos pasos que se instalan conectándose uno a continuación del otro en forma perfectamente coaxial, por lo que inte---gran una unidad muy compacta, y el límite de pasos generalmente se encuentra fuera de las máximas demandas que normalmente se presentan en -- los trabajos de desagüe de cimentaciones.
4. Cada paso tiene una capacidad de carga perfectamente definida, y de hecho, la capacidad total de la bomba resulta ser aproximadamente igual a

la capacidad de cada paso, multiplicada por el número de tazones de que se forma.

5. Los motores, que pueden ser eléctricos o de com bustión interna se pueden instalar a niveles -- considerablemente superiores al de la bomba, a la que transmiten su energía cinética por medio de dispositivos diversos, que pueden ser, según convenga a cada caso en particular: una transmisión con flecha cardánica y cabezal engranado; una transmisión con banda; transmisión directa acoplando un motor eléctrico al cabezal de la - bomba, etc.

6. Su eficiencia de campo, cuando son conveniente- mente operadas e instaladas, se puede mantener en un rango muy elevado, ya que incluso la bom- ba puede ser equipada, según más convenga, con impulsores de tipo cerrado, abierto o semiabier- to , según el agua a bombear arrastre o no con- sigo sólidos en suspensión. Los impulsores del tipo abierto son particularmente aptos para ope- rar en condiciones adversas en que el agua es - muy lodosa o lleva gran cantidad de materia en suspensión. Si bien, no son bombas inatasca-- bles.

En la figura 7, se consigna la carta de rendimiento

y eficiencia de un tazón Mod. 14HS para bomba vertical turbina, el que opcionalmente puede ser equipado con cualquiera de los cuatro impulsores representados en la misma por las curvas (A), (B), (C), y (D), los que son del tipo semiabierto. Examinando con cuidado la carta de referencia podemos apreciar que:

Aun teniendo variaciones en el caudal bombeado de magnitud muy considerable, tanto la demanda de potencia como la eficiencia de la bomba se mantienen dentro de rangos limitados, lo cual se manifiesta en la trayectoria con tendencia horizontal que tienen las curvas representativas de la demanda de potencia. Así por ejemplo; para un gasto o caudal de 1,600 galones por minuto, contra una carga de 61 pies, con el impulsor (A) se tiene una eficiencia de 80% y una demanda de potencia del orden de 32 H.P.; por otra parte, para un gasto de 2,200 galones por minuto, con el mismo impulsor y para una carga dinámica de 50 pies, se tiene una eficiencia de 83% --- aproximadamente y una demanda de potencia del orden de 34 H.P.

El tazón y su respectivo impulsor cuya eficiencia y rendimiento se consignan en la figura 7, tienen características que los hacen muy adecuados para su empleo en bombos de desagüe, ya que en estos se suelen tener importantes variaciones en los caudales.

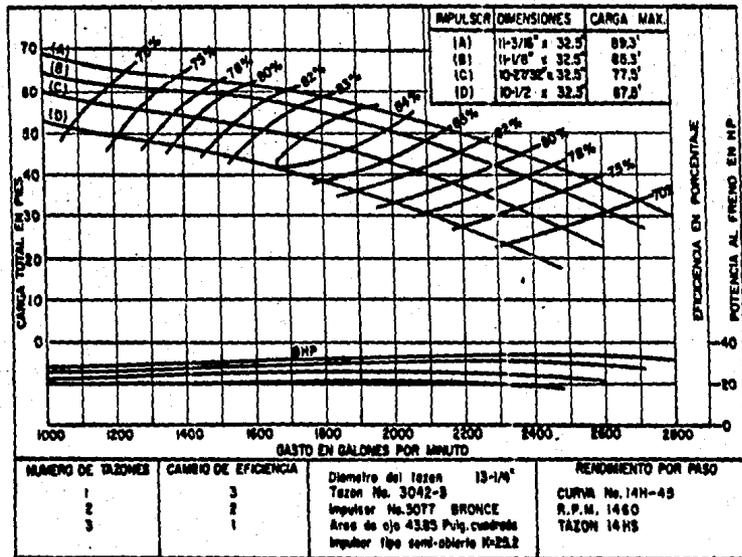


Fig. 7 Carta de rendimiento-eficiencia de un tazon Mod. 14HS de bomba vertical turbina de peso profundo. (Jocuzzi Universal, S. A.)

CARCAMOS Y DRENES PARA MOJIBO

CARCAMOS Y DRENES PARA BOMBEO. En los desagües de excavaciones y cimentaciones es una práctica generalizada --- construir sistemas de drenaje de la zona de trabajo expuesta a inundación, formados por drenes y cárcamos de bombeo. La finalidad de los drenes es recolectar el agua de los diversos sitios de la zona a desagüar, conduciéndola al cárcamo de bombeo, en el que se introduce la tubería o manguera de succión de la o las bombas encargadas de desalojarla del cárcamo.

Comúnmente los trabajos de excavación implicados -- por los drenes y cárcamos son de una insignificante magnitud comparados con los volúmenes de trabajo integrantes de la --- obra en sí.

BOMBAS NEUMATICAS. En los trabajos de desagües de excavaciones y cimentaciones se emplean dos tipos principales de bombas neumáticas, que son las de lodos, y las de sumidero.

Las bombas neumáticas, operan a base de aire comprimido por medio de un rotor, a cuyo eje se encuentra sujeto un impulsor rotatorio, generalmente del tipo semiabierto, para - que sea capaz de manejar aguas lodosas, tan comunes en este - tipo de trabajos.

BOMBAS NEUMATICAS DE SUMIDERO. Las bombas neumáticas de sumidero, son de gran versatilidad dentro del campo de actividades de desagües de excavaciones y cimentaciones, ya -

que se caracterizan principalmente por lo siguiente:

1. Son de operación totalmente automática.
2. Pueden operar en forma muy eficiente aún en condiciones adversas, requiriendo de una lámina de agua de altura muy reducida.
3. Están especialmente diseñadas para bombear agua sucia que arrastra materia en suspensión.
4. El rotor de la bomba se encuentra provisto de un gobernador que regula su velocidad en función de la carga de agua; adicionalmente, no sufre averías en el caso de operar en vacío sin agua.
5. Pueden operar completamente sumergidas, como sería el caso en un cárcamo de bombeo, ya que su motor y chumaceras quedan protegidos por la presión del aire.

Aunque las bombas neumáticas de sumidero no son precisamente de lodos, sí tienen gran capacidad para manejar eficientemente aguas muy sucias, su instalación es absolutamente sencilla, ya que basta colocarlas en el fondo de la excavación o del cárcamo de bombeo.

En la figura 8, se consignan especificaciones de algunos modelos de bombas neumáticas de sumidero.

FIG. 8.
 ESPECIFICACIONES Y RENDIMIENTOS DE ALGUNAS BOMBAS NEUMÁTICAS
 DE SUMIDERO. (Chicago Pneumatic Tool de México S. A.)

CAPACIDAD DE CARGA — Pies	DESCARGA — GALONES POR MINUTO							
	Modelo CP-30*				Modelo CP-20TP**			
	A 40 psi	A 60 psi	A 80 psi	A 100 psi	A 40 psi	A 60 psi	A 80 psi	A 100 psi
10	200	240	290	300	235	280	305	305
20	180	230	270	290	225	270	305	305
30	150	220	260	285	210	260	305	305
40	120	190	245	270	190	250	305	305
50	90	170	225	250	170	235	300	300
60	50	140	190	220	150	220	295	295
70	...	110	170	185	130	205	280	280
80	...	60	120	140	105	190	270	280
90	50	75	175	260	270
100	160	250	260
120	125	225	235
140	80	195	210
160	160	180
180	120	150
200	70	115
CONSUMO DE AIRE	110 p.e.m. a 100 psi.				200 p.e.m. a 100 psi.			
CARGA MINIMA DE AGUA.....	7/8"				7/8"			
DIÁMETRO DE LA MANGUERA.....	1"				1"			

* Un compresor de 60 p.e.m. dará los rendimientos señalados para 40 psi; uno de 125 p.e.m. para los correspondientes a 100 psi.
 ** Un compresor de 250 p.e.m. bastará para dar los rendimientos que corresponden a 100 psi.

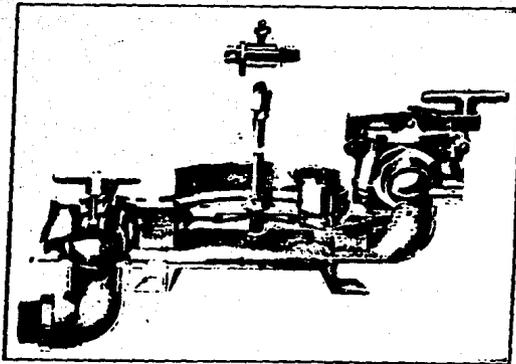


Fig. 15-1. Sección de una bomba de diafragma. (Marlow Pumps.)



Fig. 15-3. Bomba centrífuga neumática de una etapa. (Ingersoll-Rand Co.)

BOMBAS NEUMATICAS PARA LODOS. Las bombas neumáticas para lodos están diseñadas con dispositivos adecuados que les permiten bombear agua arrastrando lodo, arena, cortaduras de roca, etc., sin que ello cause un rápido o prematura desgaste de la máquina. Pueden ser operadas con o sin manguera de succión, de acuerdo con las necesidades del caso. Su capacidad límite aproximada, suele ser de una agua que contenga hasta 15% (quince por ciento) de sólidos en suspensión, por lo que en ciertos casos pueden ser utilizadas también en trabajos de inyectado a presión de lechadas de cemento, lodos de perforación u otros fluidos abrasivos semejantes. Su operación se realiza simplemente conectándose a la manguera de aire procedente de un compresor de capacidad adecuada.

Esta bomba opera a base de un sistema de eyectores, por lo que no tiene elementos rotatorios expuestos a la abrasión como en los demás tipos de bombas.

En la figura 9, se consignan especificaciones de algunos modelos de estas máquinas.

FIG. 9:
ESPECIFICACIONES DE ALGUNOS MODELOS DE BOMBAS NEUMATICAS PARA LODOS. (Chicago Pneumatic Tool de México, S. A.)

CAPACIDAD DE CARGA — Pies	CARGO — Galones por minuto	
	Modelo CP-7	Modelo CP-71
50	65	100
75	50	80
100	43	80
150	33	60
200	20	40



Fig. 10

Fig. 15-12. Instalación típica de pozos de absorción. (John W. Stang Corp.)

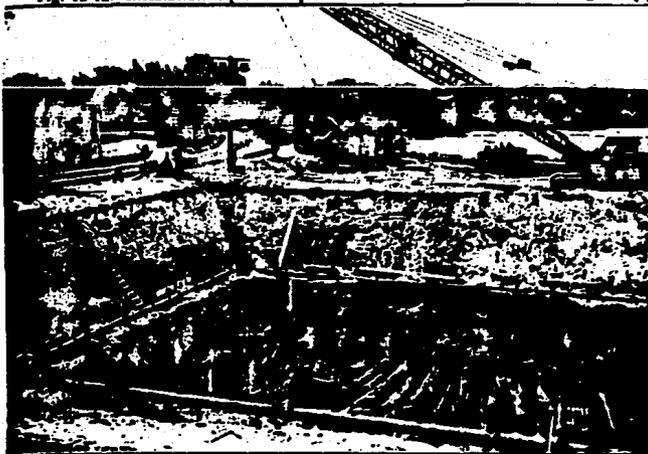


Fig. 11

Fig. 15-11. Instalación de pozos de absorción en dos etapas. (Murefrench Corp.)

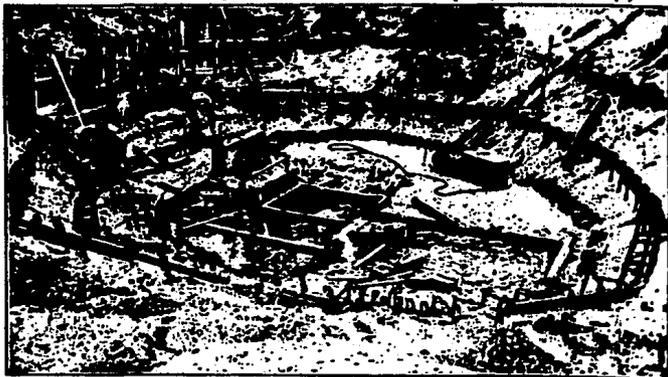


Fig. 13

Fig. 15-13. Instalación de pozos de absorción en tres etapas. (Murefrench Corp.)

C A P I T U L O I I

EXCAVACIONES

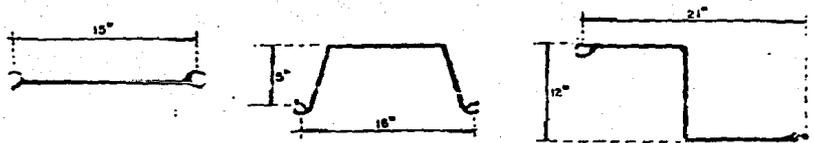
La mayoría de las estructuras que se construyen son cimentadas por debajo de la superficie del terreno, lo cual implica realizar excavaciones cuya profundidad depende del tipo de cimentación elegido.

Se considera que las vecindades donde se considera la excavación, no es suficiente para excavar con talud

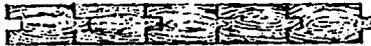
2.1 Excavaciones Ademadas.

El proyecto de muchos edificios, principalmente en áreas urbanas congestionadas, se hace de tal forma que abarca la totalidad del predio disponible o adyacente a estructuras existentes lo cual implica que, al efectuar la excavación, ésta deba realizarse verticalmente, requiriendo de un ademe o atagüía. Por lo general estos ademes son de madera, de acero, de una combinación de elementos de madera y acero o de concreto armado (tablaestacas de concreto y muros colados en sitio). En la figura Núm. 12 se muestran los diferentes tipos de ademes o atagüías más comúnmente usados.

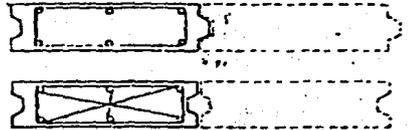
El procedimiento que se sigue en el caso de atagüías de madera, concreto (piezas prefabricadas) y acero es,



SECCIONES TÍPICAS DE TABLESTACA METÁLICAS



SECCION RECTA DE TABLESTACA DE MADERA



SECCION RECTA DE TABLESTACA DE CONCRETO REFORZADO

FIG. 12 DIFERENTES TIPOS DE ADEMÉS O ATAGUÍAS

en general, el siguiente:

En primer lugar, se procede al hincado de la atagüa siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor del fondo de la misma y tan pronto como la excavación va avanzando se van colocando contra la atagüa, puntales de acero o de madera, colocados transversalmente a la excavación y apoyados en largueros longitudinales llamados "madrinas". (Ver figura Núm. 13).

El proceso continúa hasta que la excavación llega al nivel de desplante.

El procedimiento de "MURO COLADO IN SITU" consiste en colar primero los muros perimetrales de la cimentación, dentro de zanjas excavadas con un cucharón de almeja provisto de una barra guía, estabilizando la zanja con lodo bentonítico y colando el concreto dentro de la zanja con una trompa de colado, previa colocación del acero de refuerzo. El concreto de alto revenimiento desaloja al lodo bentonítico y se forman así los muros de la cimentación de la estructura por construir. La longitud de los tableros son generalmente de 5 a 6 m., y la profundidad debe ser tal, que quede aproximadamente entre 1.50 y 2.50 m., por debajo del desplante de la excavación. Una vez fraguados los muros, se excava el prisma de tierra comprendido entre ellos, apuntalando los muros conforme avance la excavación. En la figura Núm. 14 se ilustra es

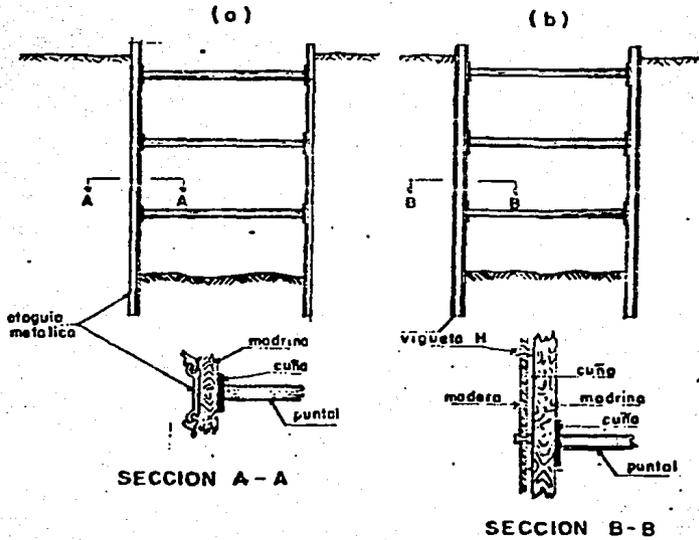
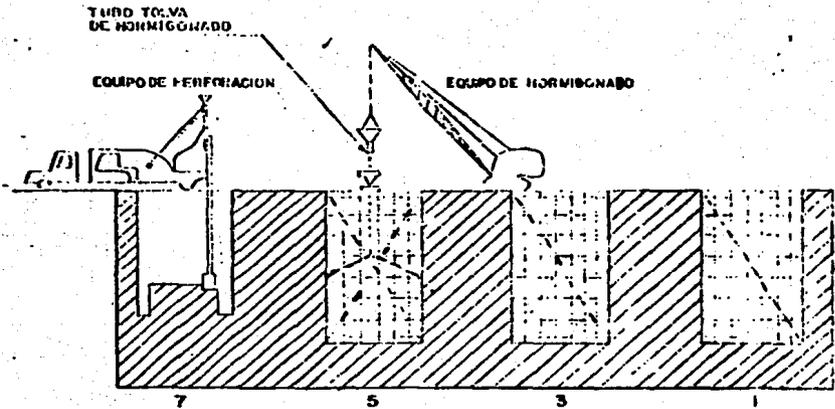
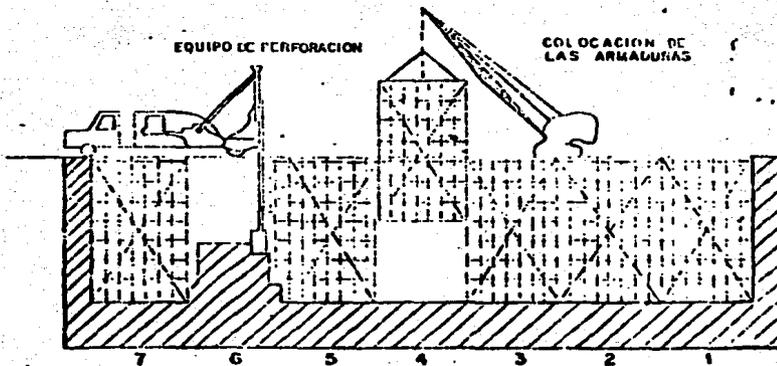


FIG. 13 SECCIONES DE ADEME EN EXCAVACIONES.



1) EJECUCION PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE IMPAR



2) EJECUCION PROGRESIVA DE LOS PANELES DE LA SERIE PAR

FIG. 14 PROCESO DE EJECUCION DE " MURO COLADO IN SITU "

te procedimiento.

Cuando el ancho de la excavación es demasiado grande para permitir el uso de puntales entre las paredes, el procedimiento que se sigue usualmente es excavar la parte central del área hasta su profundidad de desplante y colar la parte de cimentación correspondiente, de tal forma que la parte construida sirva como elemento de soporte para los puntales. Este procedimiento se indica en la figura Núm. 15.

Empujes Laterales.

En general la carga que soportarán los puntales es el dato que más debe preocuparle al Ingeniero Proyectista; para esto, será necesario conocer la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre la ataguía.

A continuación se presenta el criterio para calcular los empujes laterales que ejerce el suelo sobre la estructura de contención, sin considerar otras fuerzas.

Estados Plásticos de Esfuerzos en una Masa de Suelo o Estados de Rankine.

Consideremos el caso de una partícula de suelo localizada a una profundidad Z y no sujeta a ninguna acción excepto la de su propio peso. *fig. 16*

El esfuerzo vertical en reposo vale:

$$\sigma_{vo} = \bar{\gamma} z \quad (1)$$

Si la ley de resistencia al esfuerzo cortante está dada por:

$$s = c + \bar{\tau} \operatorname{tg} \theta$$

Podemos indicar el estado de esfuerzos del suelo en reposo en la gráfica de MOHR.

El esfuerzo horizontal en reposo puede expresarse en términos del esfuerzo vertical mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{Ho} = K_o \sigma_{vo} \quad (2)$$

$$\sigma_{Ho} = K_o \bar{\gamma} z \quad (3)$$

donde K_o se denomina coeficiente de empuje en reposo.

Empujes Activo y Pasivo de Rankine.

Si por algún mecanismo hacemos incrementar el valor del esfuerzo horizontal σ_{Ho} representado por el punto A de la figura Núm. 17, llegará un momento en que $\sigma_{Ho} = \sigma_{vo}$ (Punto B) y posteriormente $\sigma_{Ho} > \sigma_{vo}$ de tal manera que al

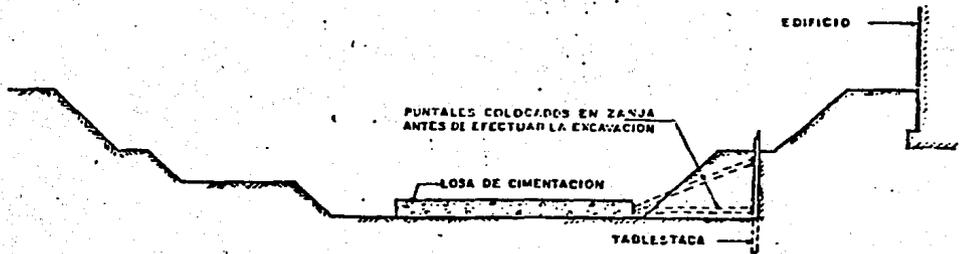


FIG. 15 APUNTALAMIENTO TÍPICO EN EXCAVACIÓN ANCHA.

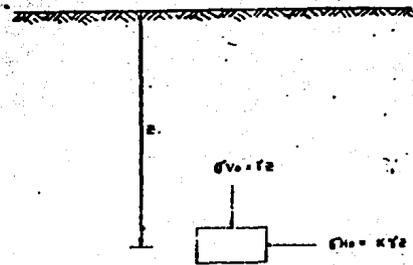


FIG. 16 ESTADO ORIGINAL DE ESFUERZOS.

canzamos el punto C que representa un estado de esfuerzos de falla, pues en este punto el círculo de MOHR se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en un estado de equilibrio plástico o estado de empuje pasivo de Rankine. Nótese que en este caso:

$$\bar{\sigma}_{H_1} > \bar{\sigma}_{H_0} > \bar{\sigma}_{V_0}$$

Si por el contrario, por algún medio hacemos que el valor del esfuerzo horizontal $\bar{\sigma}_{H_0}$ disminuya del punto A hasta el punto D en el cual el círculo de MOHR de este nuevo estado de esfuerzos se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en otro estado de equilibrio plástico o estado de empuje activo de Rankine. Nótese que en este caso:

$$\bar{\sigma}_{H_2} < \bar{\sigma}_{H_0} < \bar{\sigma}_{V_0}$$

Es sencillo demostrar matemáticamente a partir de la gráfica de MOHR, que para el estado de empuje activo y pasivo el esfuerzo horizontal vale:

$$\bar{\sigma}_{H_{\text{activo}}} = (\gamma Z + q) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \theta/2) - 2c \operatorname{ctg} (45^\circ - \theta/2) \quad (4)$$

$$\bar{\sigma}_{H_{\text{pasivo}}} = (\gamma Z + q) \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \theta/2) + 2c \operatorname{ctg} (45^\circ + \theta/2) \quad (5)$$

si llamamos:

$$N_\theta = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \theta/2) \quad (6)$$

Las expresiones 4 y 5 quedan:

$$\bar{H}_{\text{activo}} = (\gamma z + q) \frac{1}{N\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N\phi}} \quad (7)$$

$$\bar{H}_{\text{pasivo}} = (\gamma z + q) N\phi + 2c \sqrt{N\phi} \quad (8)$$

Se denominan coeficientes de empuje activo y pasivo a los siguientes valores:

$$K_{\Delta} = \frac{1}{N\phi} = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (9)$$

$$K_P = N\phi = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (10)$$

Puede observarse que los coeficientes anteriores dependen únicamente del ángulo de fricción interna del material y puede demostrarse además que:

$$K_{\Delta} - K_P = 1 \quad (11)$$

Si para un suelo con cohesión y fricción, elaboramos una gráfica empuje vs. profundidad (ecuaciones 7 y 8) --- obtenemos los siguientes diagramas. (Figura Núm. 18).

De acuerdo con los estados de equilibrio plástico - de Rankine puede observarse que el "estado de reposo" de un suelo es un estado intermedio entre el activo y el pasivo por

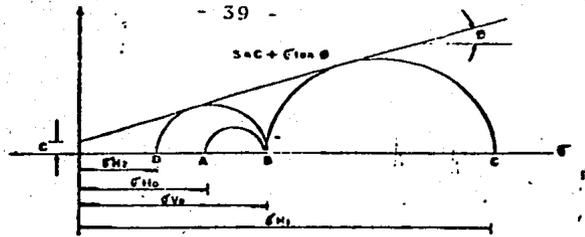
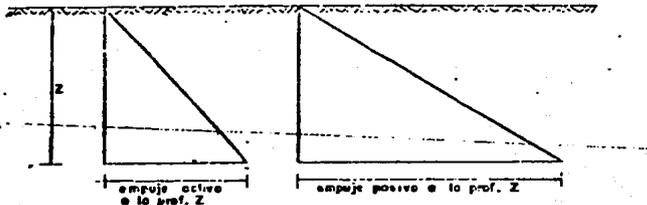


FIG. 17 DIAGRAMA DE MOHR QUE REPRESENTA LOS ESTADOS DE EMPUJE DE RANKINE.



EMPUJE ACTIVO

$$E_a = (\gamma Z + q) \gamma_0^2 (45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \gamma_0 (45 - \frac{\phi}{2})$$

EMPUJE PASIVO

$$E_p = (\gamma Z + q) \gamma_0^2 (45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \gamma_0 (45 + \frac{\phi}{2})$$

FIG. 18 EMPUJES ACTIVO Y PASIVO.

lo que podemos escribir que:

$$K\Delta < K_o < K_p$$

Altura Crítica.

Si observamos la expresión 4 puede suceder que el -
valos de \sqrt{H} resulte negativo si el segundo sumando es mayor
que el primero. A medida que Z aumenta, dicha expresión se -
convierte en positiva cuando el segundo es menor que el prime
ro.

Lo anterior significa que para valores negativos de
la expresión 4, el suelo no sólo empuja, sino que presenta --
tensiones en su interior que lo hacen permanecer estable con
una pared vertical debido a su resistencia al corte.

En la siguiente figura puede ilustrarse esta condi-
ción: Fig. 19

A la profundidad h_c las áreas de empuje positivo y
negativo se igualan y el suelo no empuja, por lo que a este -
valor de h_c se le denomina "altura crítica" y puede interpre-
tarse como la profundidad a la cual el suelo puede permanecer
estable en corte vertical sin soporte lateral debido a su re-
sistencia al corte.

Si valuamos a partir de la expresión 4 el empuje to

tal a una profundidad Z cualquiera, tenemos:

$$E = \int_0^Z \gamma H \text{ activo } dz = \frac{z^2}{2} \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) - 2cz \text{tg}(45^\circ - \phi/2) \quad (12)$$

De acuerdo con la definición de altura crítica si -

$E = 0$, $Z = HC$, entonces:

$$0 = \frac{HC^2}{2} \text{TAN}^2 (45^\circ - \phi/2) - 2CHC \text{TAN} (45^\circ - \phi/2)$$

Despejando el valor de HC:

$$HC = \frac{4C}{\gamma} \frac{1}{\text{TAN} (45^\circ - \phi/2)} \quad (14)$$

Que es la expresión que proporciona la altura crítica para un suelo cohesivo-friccionante.

Si el suelo únicamente tiene cohesión, la altura crítica vale:

$$HC = \frac{4C}{\gamma} \quad (15)$$

En la práctica el valor de la altura crítica suele ser menor que el dado por la expresión 15.

En la expresión 14 puede observarse que un suelo puramente friccionante ($C = 0$) no soporta las paredes verticales sin soporte lateral.

Cargas sobre Puntales.

La magnitud y distribución de los empujes depende no sólo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de la estructura de contención en general.

Conforme la excavación avanza, la rigidez proporcionada por los puntales ya colocados, impide desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de los puntales. Por otra parte, bajo el efecto del empuje, el ademe en las zonas inferiores gira hacia adentro de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, cuanto mayor sea la profundidad de excavación.

Este tipo de deformación es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de empuje de tierra no son aplicables y, por lo tanto, para calcular el empuje en este tipo de estructuras, es necesario recurrir a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales.

A este respecto, Terzaghi y Peck, en base a medicio

nes efectuadas en el campo, propusieron para diseño una envolvente sencilla de forma trapecial, útil para ser aplicada en cualquier tipo de excavaciones ademadas. En la figura Núm. - 20 se muestran dichas envolventes.

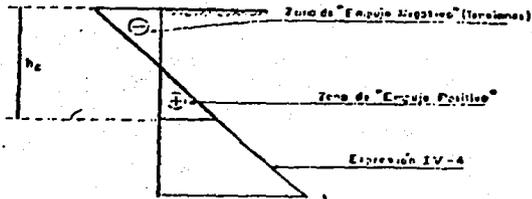
Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha desarrollado un procedimiento simplificado el cual ignora los efectos de continuidad de la atagúa convirtiendo el problema en estáticamente determinado. Las cargas de los puntales se obtienen calculando las reacciones de varias vigas independientes según se muestra en la figura Núm. 21.

Otra manera de calcular la carga sobre los puntales, es considerando la atagúa como una viga continua, tal como - se muestra en una forma burda en la figura Núm. 22.

Falla de Fondo.

Uno de los aspectos que es importante de considerar en el estudio de estabilidad de excavaciones ademadas en arcilla, es el de la posible falla de fondo de las mismas.

Se ha observado en multitud de excavaciones profundas realizadas en arcilla blanda sin las debidas precauciones, que al rebasar cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, los bufamientos hasta entonces normales se incrementan - considerablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la exca-



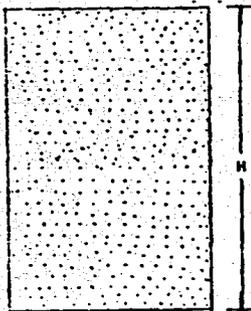
ALTURA CRÍTICA

$$h_c = \frac{4c}{\gamma (45 - \phi/2)}$$

$\phi = 0$
 Si $\phi = 0$
 $h_c = \frac{4c}{\gamma}$

FIG. 19 ALTURA CRÍTICA.

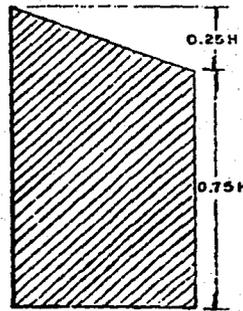
ARENAS



$0.65 K_A \gamma H$
 $K_A = \tan^2 (45 - \phi/2)$

(a)

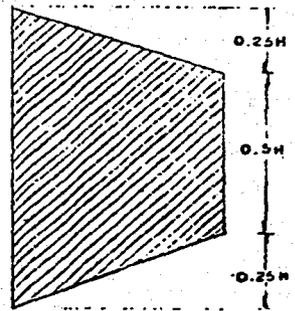
ARCILLAS MEDIAS A SUAVES.



$1.0 K_A \gamma H$
 $K_A = 1 - m \frac{2c}{\gamma H}$
 $m = 1.0$

(b)

ARCILLAS DURAS O FIRMES

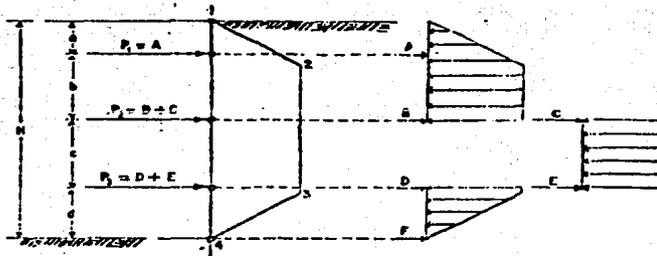


$0.8 \frac{c}{\gamma H}$
 $0.4 \frac{c}{\gamma H}$

(c)

DIAGRAMA DE PRESIONES APARENTES PARA DISEÑO Y REVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

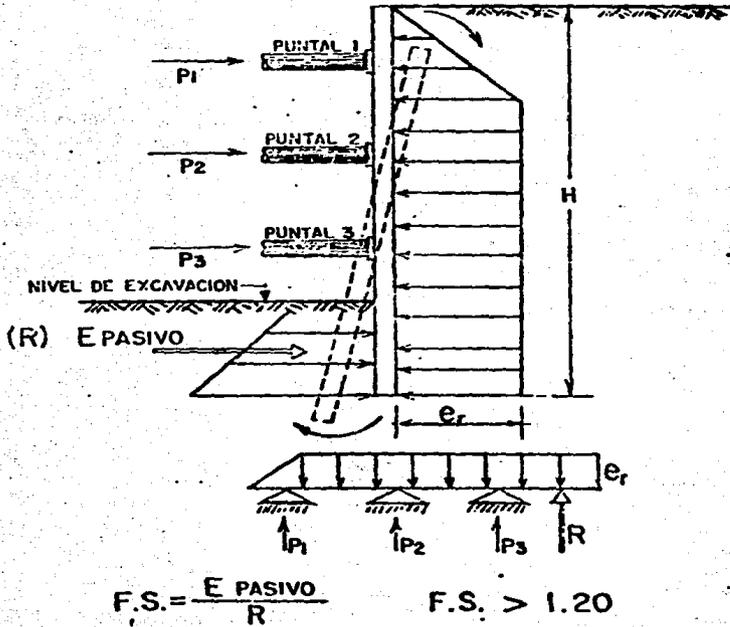
FIG. 20



CALCULO DE LA CARGA DE LOS PUNTALES P EN UNA EXCAVACION ADEMADA

FIG. 21

FIG. 22 ANALISIS DE FALLA POR PATEO PARA ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN RIGIDAS.



vación tendiendo a cerrarla. Esto ocasiona que se levante el fondo de la excavación y, además, acarrea deformaciones de toda la zona de excavación y asentamientos considerables de sus vecindades en cuestión de horas.

Las consecuencias que se derivan de ello pueden ser desastrosas si a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma, existen estructuras.

En general, todos los criterios que existen sobre el análisis de falla por el fondo de la excavación, consideran el problema como un problema equivalente al de capacidad de carga, en el que el material que subyace a la excavación debe tener la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos que produce en el fondo, la presión vertical no equilibrada al nivel de la excavación, debido al peso de los bloques de suelo que la limitan a uno y otro lado.

Al igual que en el problema de capacidad de carga, los valores menores del F.S., corresponden a una excavación infinitamente larga respecto a su ancho y los mayores a una excavación cuadrada.

La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad D_F está dada, según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = C N_C + \gamma D_F$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud q , el valor de q_C pasa a ser:

$$q_C = C NC + \gamma D_F + q$$

En el segundo miembro de la ecuación anterior, el término $C NC$ representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término $\gamma D_F + q$ representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas que hubiere. En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente, la resistencia a lo largo de la superficie de falla, $C NC$, se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por el efecto de la presión $\gamma D_F + q$. (Ver figura Núm. 23).

Es evidente que, en el instante de falla de fondo se tendría que:

$$CNC = \gamma DF + q$$

y un factor de seguridad contra falla de fondo quedaría expresado por:

$$F.S. = \frac{CNC}{\gamma DF + q}$$

donde NC varía con la relación $\frac{D}{B}$ y $\frac{B}{L}$, en el que D es la

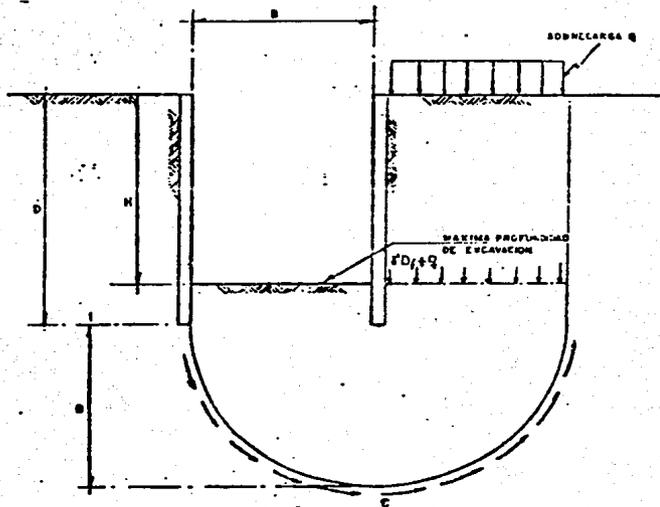


FIG. 23 MECANISMO DE FALLA DE FONDO EN EXCAVACIONES EN ARCILLA.

profundidad de desplante de la estructura de contención; B, es el ancho de la excavación y L, es la longitud de avance de la misma. En la figura Núm. 24, aparecen los valores obtenidos por Skempton para NC .

En la práctica, un valor de 1.5 para el F.S. parece ser suficiente en todos los casos, pues por comparación con resultados obtenidos en fallas reales, la aproximación de los cálculos resulta ser del orden de 20%.

Como se puede observar en la gráfica, en NC sólo aparece para los casos de excavaciones largas y cuadradas o circulares; por lo tanto, para excavaciones rectangulares ($L > B$) el NC_R , será:

$$NC_R = (0.84 + 0.16 \left(\frac{B}{L}\right) NC_C)$$

donde, NC_C es el factor para excavaciones cuadradas o circulares. En la figura Núm. 25, se puede observar el concepto antes mencionado.

En ocasiones, debajo del fondo de la excavación y a relativamente poca profundidad existe un estrato paralelo a la superficie del fondo de la excavación o casi paralelo; cuya resistencia es muy alta. En estos casos el análisis de la falla de fondo se realiza en un ancho parcial, tal como se indica en la figura Núm. 26.

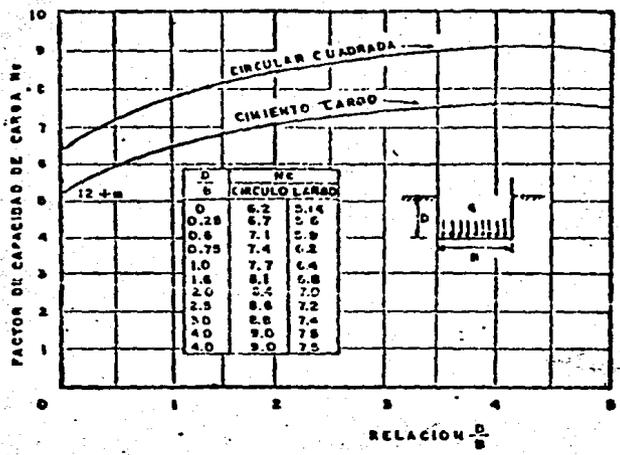
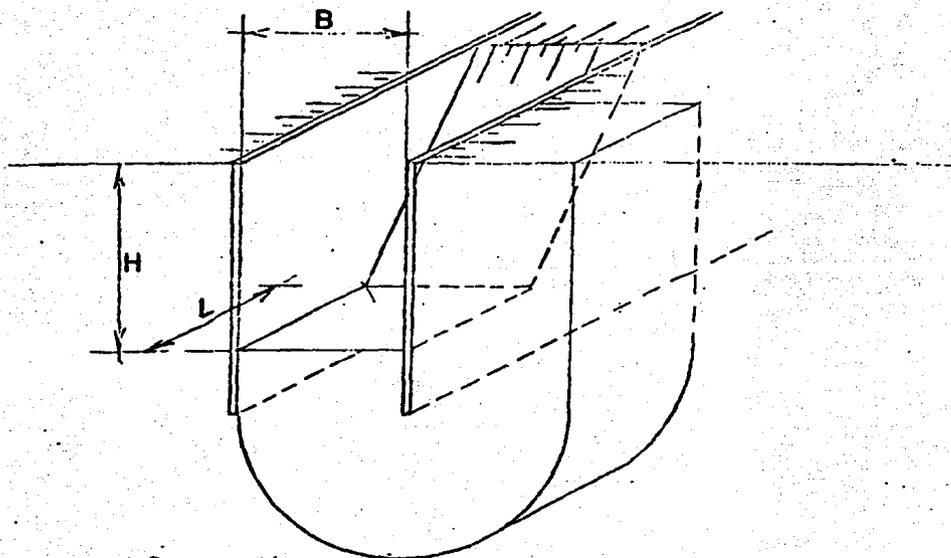


Fig 24

FIG. 25 FALLA DE FONDO



EXCAVACION CUADRADA $B = L$ N_{cC} es máximo .

EXCAVACION RECTANGULAR $L > B$ $N_{cR} = \left[0.84 + 0.16 \left(\frac{B}{L} \right) \right] N_{cC}$

EXCAVACION LARGA $L > 5B$ N_{cL} es mínimo .

FALLA DE FONDO EN UN ANCHO PARCIAL

$$N_c = \left\{ \left(\frac{D}{B_1} \cdot \frac{B_1}{L} \right) \right\}$$

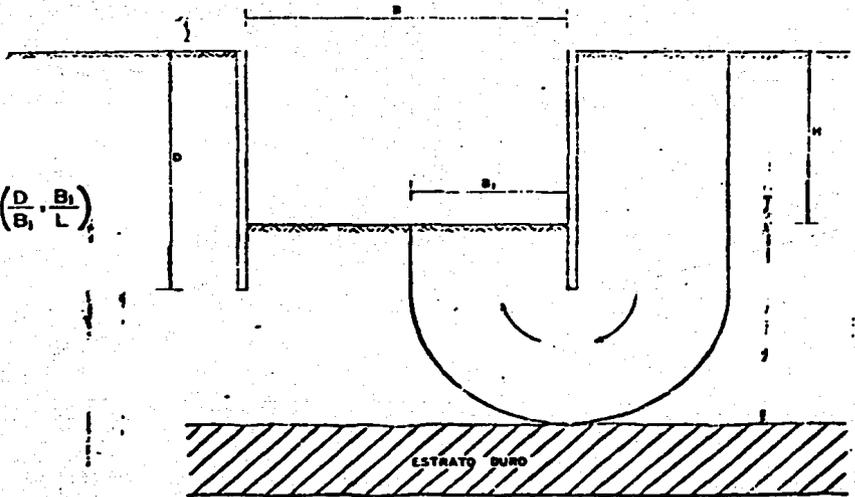


FIG. 26

Número de Estabilidad.

Este número " N_e " fue propuesto por PECK y mide el estado de esfuerzos en que se encuentra el suelo del fondo de la excavación. Cuando N_e es mayor que 4 ó 5, el suelo del fondo de la excavación se plastifica y la falla del fondo está latente, produciéndose grandes deformaciones en la superficie. Cuando N_e es menor de 4, el estado de esfuerzos de la masa del suelo del fondo de la excavación se comporta elásticamente, no hay riesgo de una falla del fondo y las deformaciones en la superficie se mantienen dentro de límites aceptables. El valor de N_e se define como se indica en la figura - Núm. 27.

Es importante considerar la influencia que tiene el flujo de agua hacia el interior de la excavación en la estabilidad de la misma, el cual, de no controlarse, crea en el fondo de la excavación fuerzas de filtración ascendentes que tienden a favorecer la falla.

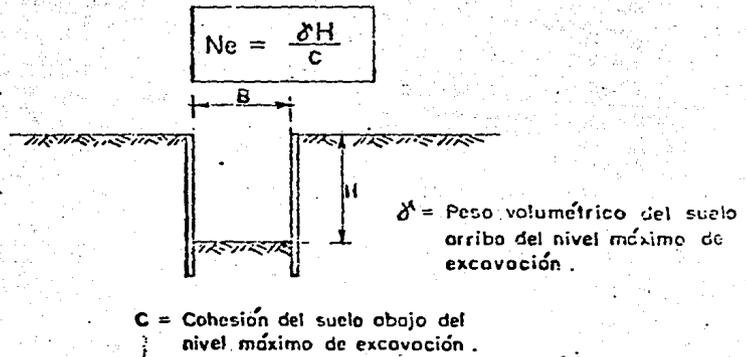


FIG. 27 NÚMERO DE ESTABILIDAD.

C A P I T U L O I I I

EXPANSIONES

La remoción de tierra durante una excavación produce una descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta; tal descarga, si la excavación se realiza en materiales arcillosos, se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma, cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, del coeficiente de expansibilidad del suelo y del tiempo que la excavación dure abierta.

El fenómeno de expansión durante la excavación presenta dos etapas: la primera, una expansión relativamente rápida que se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación y que parece ser un fenómeno de tipo elástico y, - la segunda, más lenta, que va acompañada por un incremento en el contenido de agua de la arcilla y es un proceso que se prolonga con el tiempo, debido a lo cual, es importante mantener el menor tiempo posible la excavación abierta.

Expansiones Inmediatas.

Como se mencionó anteriormente, las expansiones inmediatas que se presentan durante una excavación están en función del área excavada, de la profundidad y del tiempo que la excavación esté abierta; por lo tanto, estas expansiones pue-

den ser valuadas de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\text{Exp.} = qB \left(\frac{1 - \mu^2}{E} \right) IW$$

donde:

q = Descarga por excavación.

B = Ancho de la excavación.

L = Longitud de la excavación.

μ = Módulo de Poisson del suelo (para arcillas -- $\mu = 0.4$ a 0.5 y en arenas $\mu = 0.20$ a 0.35).

E = Módulo de elasticidad obtenido en prueba de -
compresión triaxial rápida.

IW = Factor de influencia que depende de la geome-
tría, cuyos valores se indican en la figura -
Núm. 29.

3.1 Algunas Medidas para Disminuir las Expansiones.

A continuación se indican algunas medidas que han -
comprobado su valor práctico para disminuir expansiones, movi-
mientos que posteriormente se traducirían en asentamientos de
la estructura.

$$\text{Exp.} = qB \left(\frac{1 - \mu^2}{L} \right) iw'$$

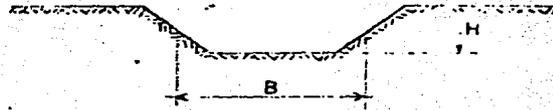


FIG. 28 EXPANSIONES INMEDIATAS.

DONDE: q , ES LA DESCARGA POR EXCAVACIÓN; B , ANCHO DE LA EXCAVACIÓN; L , ES LA LONGITUD DE LA EXCAVACIÓN; μ , ES EL MÓDULO DE POISSON DEL SUELO (PARA ARCILLAS $\mu = 0.4$)

VALORES DE IW
PÁRA EXPANSIONES INMEDIATAS

FORMA DE LA EXCAVACION	Iw
Cuadrada	1.12
Rectangular	
L/B	
1.5	1.36
2.0	1.53
5.0	2.10
10.0	2.54
100.0	4.01

Fig. Núm. 29 Valores de IW.

A) Excavación por Etapas.

La realización de una excavación por etapas disminuye importantemente el valor de las expansiones debido a que, como se vió anteriormente, las dimensiones del área excavada influyen grandemente en la magnitud de las expansiones.

B) Abatimiento del Nivel Freático.

Otro factor que contribuye importantemente a contro

lar las expansiones durante la excavación cuando ésta se realiza bajo el nivel freático, es el abatimiento del mismo, debido a que el bombeo de agua induce al subsuelo una sobrecarga, al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado. Esta sobrecarga contrarresta la descarga que sufre la excavación debido a la remoción del suelo.

C) Disminución del Tiempo que Dure Abierta la Excavación.

Es importante recalcar, que otro de los factores -- que influyen en el valor de las expansiones es el tiempo que la excavación dure abierta; por lo que es importante que una vez que se llegue a la profundidad de desplante se proceda de inmediato al colado de la losa de cimentación en el mínimo -- tiempo posible. Esto puede disminuir grandemente el valor de las expansiones totales.

C A P I T U L O I V

CONTROL DE FILTRACIONES

Cuando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un abatimiento de dicho nivel por debajo de la profundidad de desplante.

El abatimiento de nivel freático es necesario por las siguientes razones:

- a) Intercepta al flujo de agua que se presenta en taludes y fondo de la excavación manteniendo la excavación seca.
- b) En el caso de excavaciones con taludes, incrementa la estabilidad de estos.
- c) En el caso de excavaciones ademadas, favorece el factor de seguridad contra falla de fondo por las razones expuestas en el capítulo correspondiente.
- d) En el caso de excavaciones en materiales arcillosos de alta compresibilidad bajo carga y alta expansibilidad al descargarlos, el abatimiento del nivel freático auxilia el control de las

expansiones que se producen durante la excavación según se explicó en el capítulo anterior. Al disminuir las expansiones a su valor mínimo posible, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subyace a la excavación no disminuya grandemente conservando los F. S. que se tienen contra la estabilidad de la excavación.

4.1 Métodos de Abatimiento del Nivel Freático.

El nivel freático puede abatirse empleando métodos, cuya elección depende del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geológicas y de las características del suelo. Para lograr un abatimiento efectivo es de fundamental importancia que el sistema esté bien diseñado, instalado y operado. En la figura Núm. 30, se presenta en una gráfica el sistema de abatimiento que es recomendable utilizar, en función de la granulometría del suelo en el que se desea realizar el abatimiento.

A) Zanjas y Cárcamos.

En excavaciones pequeñas y en algunos tipos de suelos (densos o cementados) es a veces posible permitir flujo de agua en los taludes para colectarlos en zanjas que reconozcan a cárcamos de los cuales, el agua puede extraerse por medio de bombas autocebantes, según se ilustra en la figura 31.

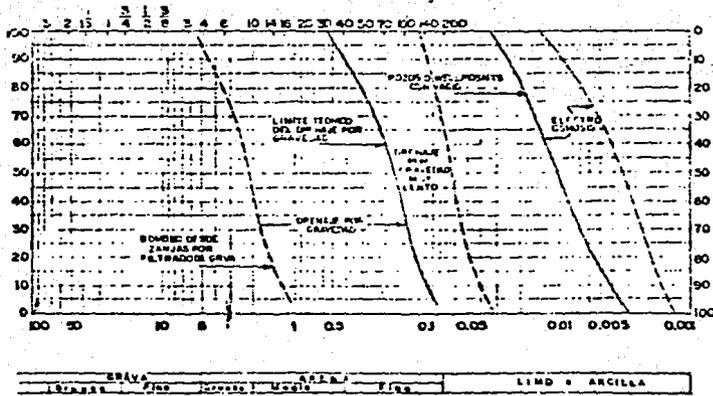


FIG. 30 SISTEMA DE ABATIMIENTO APLICABLE A DIFERENTES SUELOS.

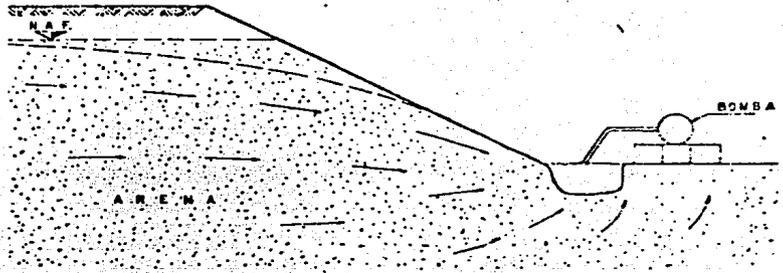


FIG. 31 ABATIMIENTO DEL N.F. UTILIZANDO ZANJAS Y CARCAMOS

En ocasiones, es necesario colocar filtros tanto en las zanjas como en los cárcamos, con objeto de prevenir arrastres de material, principalmente cuando el suelo contiene lentes de arena fina o limo arenoso.

B) Pozos Punta (Well Points).

El nivel freático en materiales granulares puede ser abatido por medio de pozos punta (Well Points) a profundidades hasta de aproximadamente 5 m. Un pozo punta es un tubo perforado de aproximadamente 1 m. de longitud y 1½" de diámetro cubierto por una malla cilíndrica con objeto de no permitir la entrada de partículas finas. En el fondo del tubo, lleva insertada la cabeza, la cual permite instalar el pozo por medio de chifloneo, sin necesidad de maniobras de hincado.

Para abatir en nivel los pozos se colocan en una línea espaciados de 1.00 a 2.00 m. entre sí y conectados a una tubería principal en la superficie del terreno, la cual es conectada a la bomba de succión. En la figura Núm. 32 se muestra una instalación típica de este sistema.

Si la profundidad de la excavación es mayor de 5 m. bajo el nivel freático se requieren varias etapas de pozos punta, las cuales se van instalando conforme avanza la excavación. En la figura Núm. 33 se muestra un sistema múltiple de pozos punta.

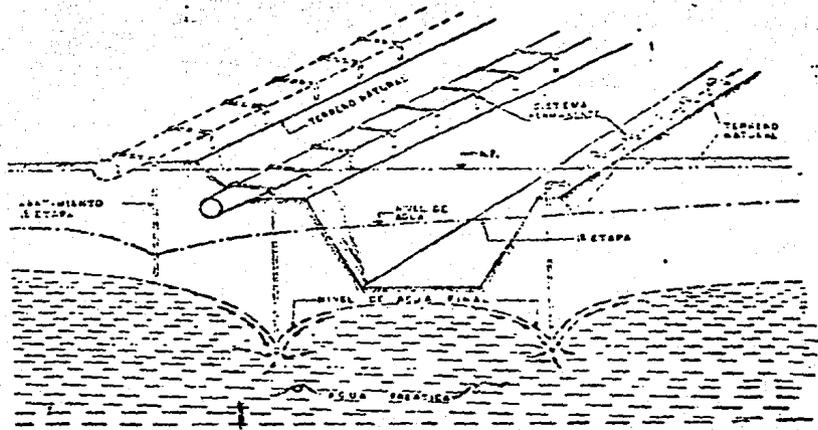


FIG. 32 INSTALACION TIPICA DE UN SISTEMA DE ABATIMIENTO CON PEZOS PUNTA

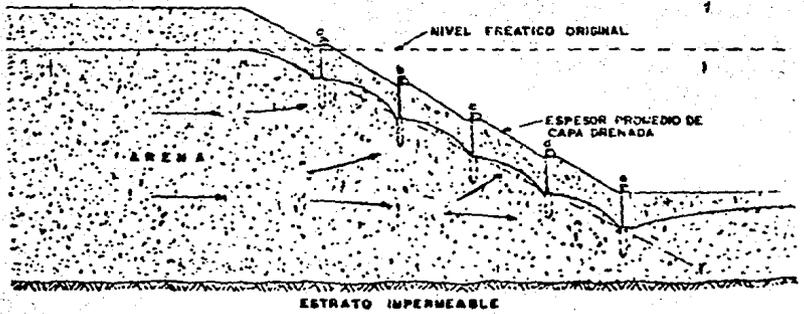


FIG. 33 SISTEMA MULTIPLE DE POZOS PUNTA EN EXCAVACIÓN A CIELO ABIERTO.

C) Bombeo Profundo.

Para excavaciones muy profundas en materiales permeables, un sistema de pozos profundos de gran diámetro, equipados con bombas de pozo profundo, puede ser más seguro y económico para abatir el nivel freático que el sistema de pozos punta. En la figura Núm. 34 se muestra un esquema típico de este tipo de sistema de abatimiento.

Cada pozo de bombeo consta de los siguientes elementos; Perforación, ademe, filtro y bombas de pozo profundo.

El diámetro de la perforación de los pozos varía entre 15 y 60 cm. y su profundidad depende de la profundidad de excavación; en su interior se coloca un ademe ranurado de diámetro tal que deje un espacio entre las paredes del pozo y las del ademe para colocar un filtro; para evitar que el filtro pase al interior del ademe, si las ranuras del mismo son grandes, se coloca una malla alrededor de éste, de tal manera que cubra perfectamente las ranuras. Dentro del ademe se coloca la bomba de pozo profundo.

D) Pozos con Sistema de Vacío.

Cuando la permeabilidad del suelo en el cual se desea abatir el nivel freático es baja ($K = 10^{-3}$ a 10^{-5} cm/secg), el abatimiento no puede hacerse simplemente por los métodos -

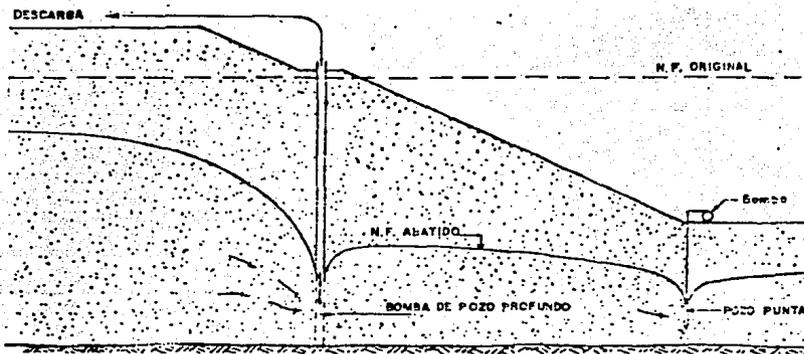


FIG. 34 BOMBEO CON POZOS PROFUNDOS

de bombeo por gravedad debido a que las fuerzas capilares evitan el flujo de agua en los huecos del suelo. En estos casos, el abatimiento tiene que realizarse induciendo vacío en los pozos de bombeo.

Este sistema consiste en pozos construidos como se menciona en el inciso anterior, pero sellando la parte superior con un material impermeable constituido por arcilla o bentonita. El bombeo se hace con un equipo capaz de mantener un vacío en el pozo y en el filtro que lo rodea. Esto produce una diferencia entre la presión atmosférica y la presión alrededor del pozo, incrementando con ello el flujo de agua hacia el mismo. En la figura Núm. 35 se ilustra este sistema.

E) Electrólisis.

En la mayoría de los suelos en que se realizan excavaciones bajo el nivel freático, éste puede ser abatido por algunos de los métodos descritos anteriormente o por combinaciones de ellos; sin embargo, algunos materiales como limos, limos arcillosos, arenas arcillosas y arcillas, materiales muy impermeables, no pueden ser drenados por gravedad debido a que la baja permeabilidad hidráulica hace que el efecto de la extracción de agua del subsuelo se propague muy lentamente, con el consiguiente retraso en la ejecución de la obra. Para acelerar el proceso de abatimiento, se ha recurrido a la aplicación del fenómeno electrosmótico, haciendo uso del efecto

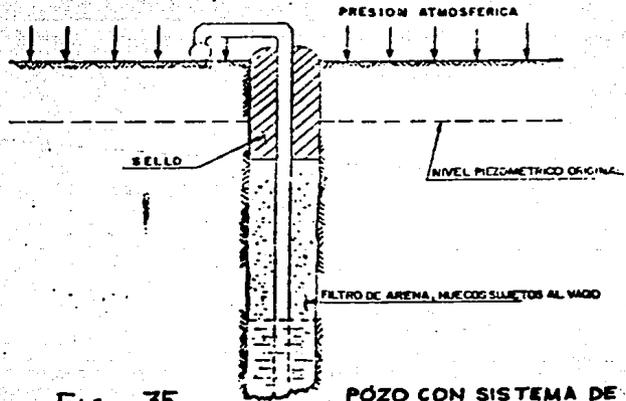


Fig. 35

PÓZO CON SISTEMA DE VACIO

acelerador de flujo de agua producido por una corriente eléctrica continua aplicada al suelo.

Si dos electrodos son introducidos en el suelo y se les aplica una corriente eléctrica continua, el agua contenida en el suelo tenderá a emigrar polo positivo (Anodo) al polo negativo (Cátodo). Si el pozo de bombeo lo convertimos en cátodo, el agua que fluye hacia él, puede ser extraída del -- subsuelo por bombeo.

En la figura Núm. 36 se muestra una instalación típica de este tipo de bombeo.

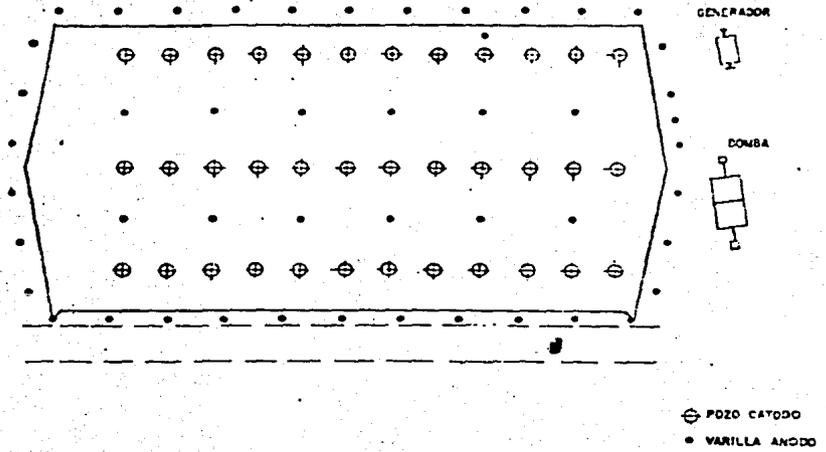


FIG.36 INSTALACION TIPICA DE ELECTROSMOSIS

C A P Í T U L O V

DISEÑO DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Una vez conocidos todos los factores que intervienen en el procedimiento constructivo de una cimentación, debe procederse a elaborar un programa de avance del procedimiento considerando todos los análisis que son necesarios para que la construcción de la cimentación sea rápida, segura y evite daños a las estructuras vecinas.

Para fines de ilustración del procedimiento constructivo supóngase el siguiente problema.

Se construirá una cimentación de una estructura en una área de 20 x 30 m., con las colindancias que se indican en la figura Núm. 37.

La profundidad de la excavación está obligada y es de 5.50 m., y la profundidad del nivel freático es de 2.00 m.

Las etapas que se siguen son las siguientes:

A) Dado que la cimentación tiene colindancias que no deben dañarse, será necesario que la excavación se efectúe entre estructuras de contención.

Para elegir la estructura de contención más apropiada

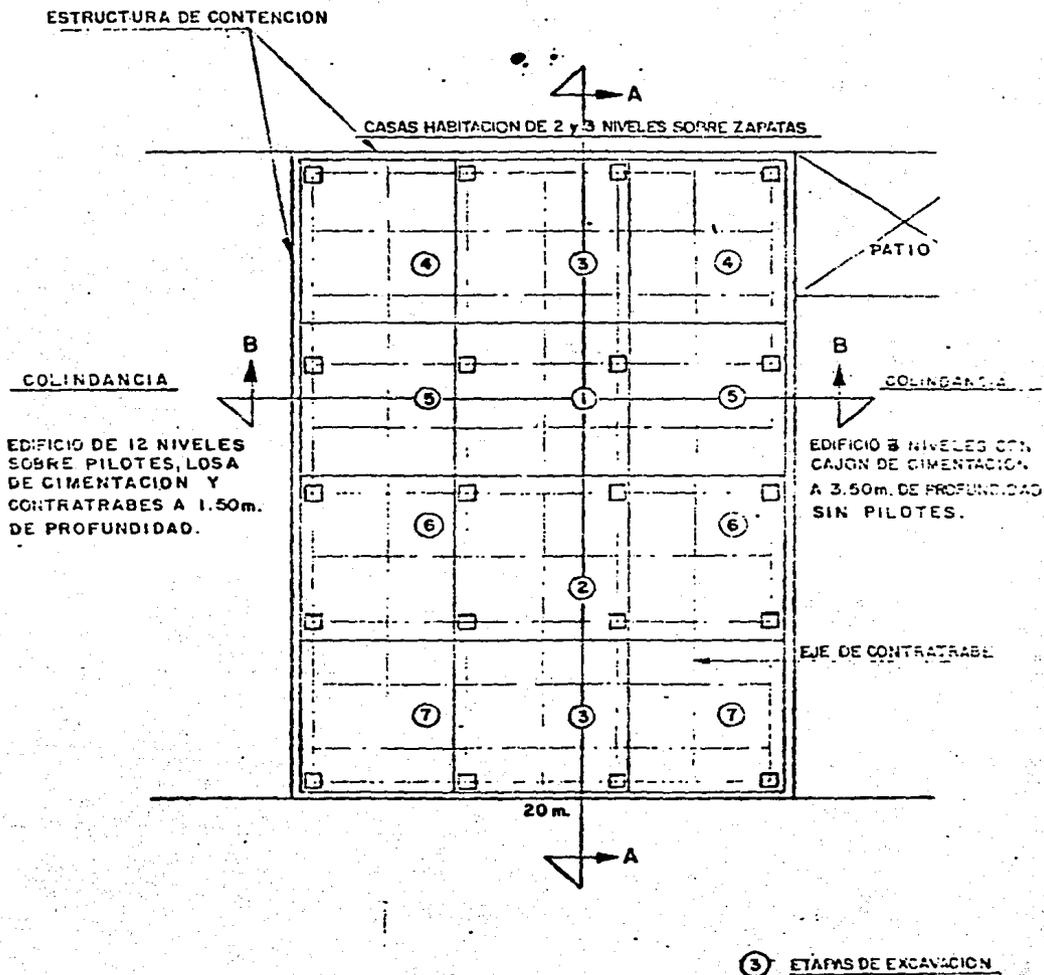


Fig. 37 - ETAPAS DE EXCAVACION Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

da debe tenerse presente que no pueden admitirse movimientos excesivos ni filtraciones hacia la excavación que abatan parcialmente el nivel freático exterior, por lo que la estructura elegida deberá tener cierta rigidez e impermeabilidad.

Probablemente una tablestaca metálica o un muro de concreto colado en sitio sean las más convenientes. No se recomienda el uso de tablestaca de viguetas y tablonos o de precolados de concreto pues su flexibilidad requiere un mayor -- apuntalamiento y puede dar lugar a movimientos excesivos.

Definido el tipo de tablestaca se procede a determinar su sección y sus dimensiones, las cuales están en función de los perfiles que se tengan disponibles si se trata de tablestaca metálica o de las dimensiones del elemento excavador si se trata de muros colados en sitio, y de la profundidad de la excavación.

Usualmente se considera un empotramiento mínimo de la tablestaca de 1.50 a 2.0 m., a partir de la máxima profundidad de excavación.

B) Elegida la estructura de contención se procede a elegir el tipo y distribución de pozos de bombeo para el -- abatimiento del nivel freático. Teniendo en cuenta todas las indicaciones mencionadas en el capítulo de control de filtraciones. En la figura Núm. 38 se indica una distribución de -

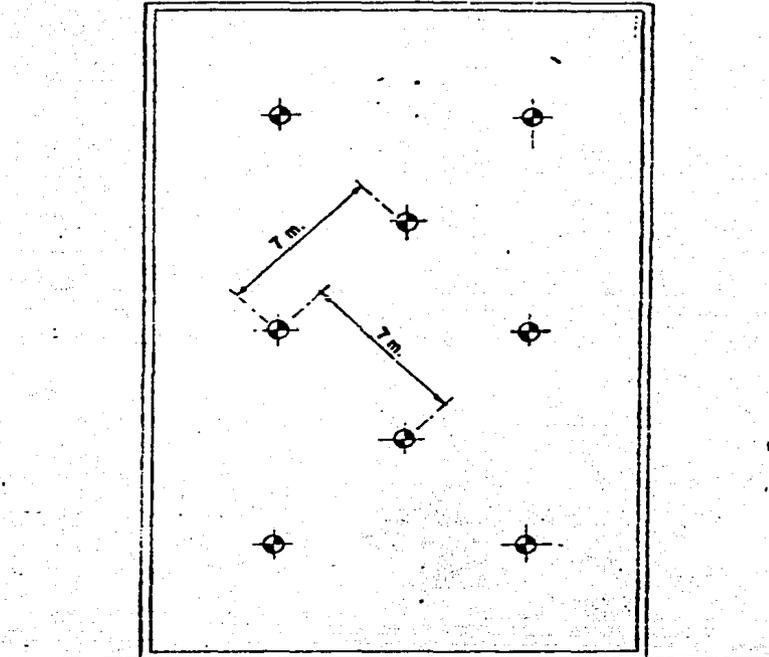


FIG. 38

DISTRIBUCION DE POZOS DE BOMBEO

pozos de bombeo.

C) Definido el bombeo se programan las etapas de excavación cuyas dimensiones están en función de las dimensiones de los entre-ejes, del equipo de excavación con que se cuenta y de la magnitud de las expansiones inmediatas.

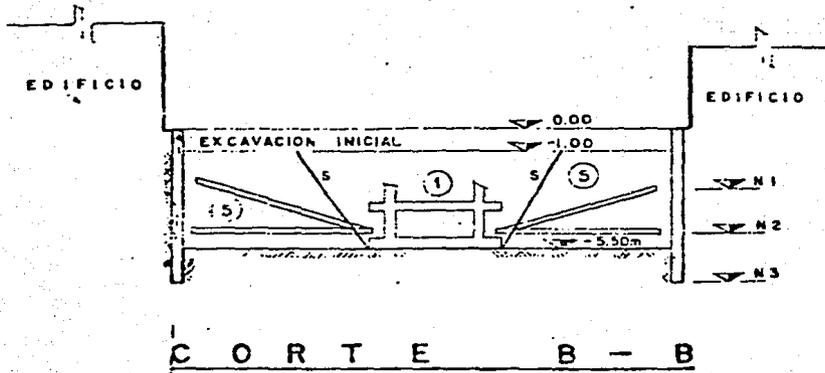
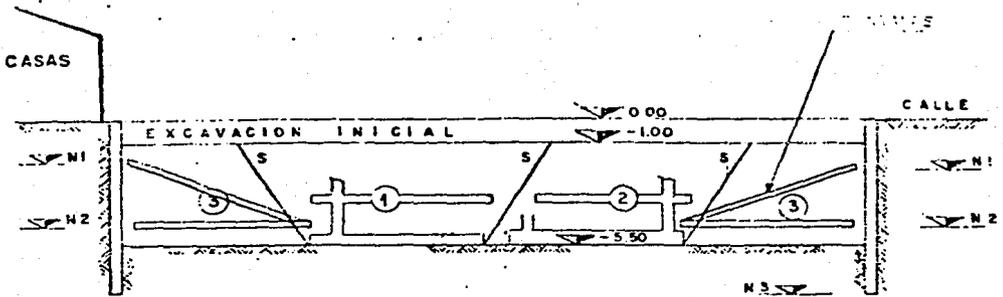
Algunas veces se recomienda efectuar una excavación en toda el área a 1.0 m. ó 1.50 m. de profundidad.

A continuación se debe definir el apuntalamiento de manera que no exista ninguna parte de la tablestaca que quede libre. Los puntales pueden apoyarse sobre las partes de la cimentación ya construidas en etapas anteriores y colocarlos en zanja antes de la excavación de las etapas colindantes con la tablestaca. (Figura Núm. 39).

El diseño de los puntales puede efectuarse con el criterio simplificado que se mencionó en el inciso de empujes horizontales.

Terminando el diseño del procedimiento constructivo, es conveniente elaborar un programa de instrumentación a fin de conocer con exactitud y oportunidad todos los movimientos y deformaciones del suelo y de las colindancias así como el funcionamiento del sistema de bombeo.

Finalmente es recomendable elaborar unas especifica



- N1 = NIVEL SUPERIOR DE PUNTALES
- N2 = NIVEL INFERIOR DE PUNTALES
- N3 = NIVEL DE EMPOTRAMIENTO DE TABLESTACA
- S = PENDIENTE DEL TALUD

Fig. 39 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y
A PUNTALAMIENTO

ciones generales por escrito en todos los pasos que debe seguir el procedimiento constructivo a fin de que las conozca y las cumpla el constructor de la obra.

C A P I T U L O VI

DAÑOS A ESTRUCTURAS VECINAS

Los efectos de la construcción de cimentaciones en estructuras vecinas, es un factor importante para seleccionar el procedimiento de construcción más adecuado.

Los daños que se producen en estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción de una cimentación dependen básicamente del tipo, rapidez y magnitud del movimiento que el edificio sufra y del tipo de construcción, edad y condición existente del mismo.

A continuación se menciona a grandes rasgos los casos más comunes de movimientos de estructuras vecinas debido a las operaciones de construcción.

6.1 Movimientos Asociados con una Excavación.

La remoción de suelo durante una excavación, produce siempre un cambio en el estado de esfuerzos del suelo tanto bajo el fondo de la excavación como en sus lados, ocasionando con ellos, deformaciones de la masa de suelo que, generalmente se traducen en asentamientos del área vecina a la excavación.

Un procedimiento de construcción diseñado de acuer-

do a todo lo mencionado en los capítulos anteriores, eliminará al máximo las deformaciones de la masa de suelo antes mencionadas, disminuirá los asentamientos en áreas vecinas y, en consecuencia los posibles daños que se puedan producir.

6.2 Asentamientos Debidos al Abatimiento del Nivel Freático.

Como ya se mencionó anteriormente, cuando el nivel freático es abatido, la presión efectiva de la masa de suelo afectada por dicho abatimiento se incrementa al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado, produciendo con ello una sobrecarga entoda la zona afectada por el abatimiento.

Cuando el material en que se efectúa el abatimiento es arenoso y, en consecuencia prácticamente incompresible, el incremento en la presión efectiva no produce asentamientos importantes, excepto en el caso que la arena sea extremadamente suelta. Sin embargo, en el caso de materiales comprensibles (arcillas y limos), la sobrecarga inducida por el abatimiento puede producir grandes asentamientos en el área de influencia del mismo, sobre todo, si las condiciones de drenaje de los estratos compresibles son adecuadas.

Una de las formas de evitar al máximo estos asentamientos es ademar la excavación con una estructura impermeable con el objeto de evitar que el abatimiento se prolongue más allá de los límites de la excavación.

En el caso de que la estructura de contención no sea lo suficientemente impermeable para eliminar el abatimiento por fuera del área excavada, ya sea por defectos de construcción o hincado de la misma o por el propio diseño de la ataguía, es a veces necesario para disminuir los asentamientos por abatimiento, el instalar pozos de recarga de nivel freático, inyectando a través de los mismos el agua que se bombea de la excavación.

6.3 Algunos Pasos para Prevenir Daños en Estructuras Vecinas.

Los pasos que deben tomarse para evitar al máximo que la construcción de la cimentación produzca daños en propiedades adyacentes son:

1. Levantar planos de las estructuras, determinar el tipo de cimentación de los mismos, estimar las cargas que transmite el subsuelo y establecer los movimientos permisibles.

2. Evaluar las condiciones del subsuelo y métodos probables de construcción. Verificar comportamiento pasado de la construcción.

3. Diseñar el sistema provisional de soporte del suelo durante la excavación, tipo de abatimiento y establecer el procedimiento de construcción.

4. Una vez que se inicia la construcción, se deberán establecer programas de vigilancia para verificar el comportamiento de las estructuras y evaluar los procedimientos de construcción.

5. Modificar el procedimiento de construcción en caso necesario.

C O N C L U S I O N E S

A continuación se indica el procedimiento constructivo para las excavaciones que alojarán los cajones de cimentación de edificios.

- Las excavaciones se podrán realizar en una etapa, es decir que se admitirá excavar en toda el área cubierta por los cajones hasta la profundidad de desplante de éstos.

- Las excavaciones se harán con talud vertical.

- La excavación con máquina deberá llevarse como máximo 0.3 m arriba del nivel de desplante; este último tramo se excavará a mano para evitar el remoldeo del material situado inmediatamente bajo la cimentación.

- Al llegar la excavación a la profundidad de desplante deberá colarse, a la brevedad posible, una plantilla de concreto pobre que proteja al material del remoldeo y de fisuramientos por pérdida de humedad.

- Las excavaciones no deberán permanecer abiertas más de 15 días sin que se inicie la construcción de la cimentación.

- El abatimiento del nivel freático podrá realizarse

se mediante drenes interiores a la excavación con pendiente hacia cárcamos excavados fuera del cajón de los que se bombea el agua al exterior. Al alcanzar la excavación la profundidad de proyecto, los drenes se rellenarán con grava y el bombeo se continuará hasta terminar la cimentación.

Dado que el cajón quedará desplantado bajo el nivel freático - no deberá permitirse infiltraciones del agua freática dentro de él.

OBRAS CONSULTADAS

1. METODOS, PLANEAMIENTO Y EQUIPOS DE CONSTRUCCION.
R. L. Peurifoy.
Editorial Diana.
México, 1975.

2. INGENIERIA CIVIL. SOBRE EL FUTURO INMEDIATO DE LAS CIMENTACIONES DE EDIFICIOS ALTOS EN MEXICO.
CICM.
México, Marzo-Abril 1973.

3. INGENIERIA CIVIL. EXPLOSION DEMOGRAFICA.
CICM.
México, Noviembre-Diciembre 1974.

4. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.
Curso Palacio de Minería.
UNAM.
México, 1986.

5. TRATADO DE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.
P. Galabru.
2a. Edición.
Editorial Reverté.
México.