

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO HENRIQUEZ UREÑA
FACULTAD DE INGENIERIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Cátedras
de
Mecánica de Suelos II

Según exposiciones del ingeniero
Enrique Penson, profesor de
la asignatura ING - 482

**TRABAJO DE GRADO
EN OPCION AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

Sustentado por los bachilleres

Diego Hugo de Moya Sander
(Matrícula 77-1267)

Carlos Alberto Marranzini Alvarez
(Matrícula 77-1257)

Santo Domingo, R.D.
Junio de 1984.

Términos liminares

Desde tiempo atrás hemos deseado poner a disposición de los estudiantes de mecánica de suelos —sin grandes pretensiones— unas notas desarrolladas según el programa de la asignatura, donde aquellos puedan disponer de los lineamientos y enfoques del docente en la forma en que éste habitualmente realiza la transmisión oral de conocimientos y experiencias, reduciéndose la labor de copia e intrínseca distracción, así como las deformaciones que se derivan de la transcripción acelerada.

De ningún modo podrán abrigarse temores de que el material impreso así concebido pudiese convertirse en fuente exclusiva de documentación, robusteciendo aún más el método clásico del procedimiento enseñanza—aprendizaje del cual debemos alejarnos en la medida de lo posible. Por el contrario, conocido de antemano el contenido de cada unidad instructora en la modalidad personal del exponente, se dispone de mayor tiempo libre para aplicar técnicas y estrategias audiovisuales que extiendan o refuercen las notas de cátedras, dando mayores oportunidades a la retroinformación.

Identificados con estos conceptos le propusimos a los buenos discípulos Diego H. de Moya y Carlos A. Marranzini la preparación de los apuntes en asunto, como trabajo de grado en opción a los títulos de ingenieros civiles, tarea que aceptaron con entusiasmo mantenido a lo largo de toda la labor aprobada por las autoridades de nuestra facultad.

Pero hay algo más, estas notas de Mecánica de Suelos II, no sólo aspiran a facilitar el desarrollo de destrezas en una disciplina específica sino, además, constituyen un intento mancomunado de profesores y alumnos en pro del acrecentamiento de la eficiencia docente y de su imagen nacional propia; sometido al juicio de nuestros compañeros de escuela y al de todos los programadores y profesores de nuestra casa de estudios e instituciones análogas a quienes tocará enjuiciar la idea propuesta y decidir si la aplican en sus áreas específicas de responsabilidad académica.

Enrique Penson

Junio de 1984.

Agradecimientos

Queremos de esta manera agradecer a todas las personas e instituciones que nos facilitaron material para nuestro trabajo y nos dieron apoyo moral en todo momento para continuar; entre ellos a todos nuestros profesores, muy especialmente al ingeniero Enrique Penson, que de una manera desinteresada nos brindaron sus amplios conocimientos.

A la señora Rafaela Concepción; Ricardo Amiama, Daniel Faña, Joaquín Apólito y Carlos Balcácer, por su maravillosa cooperación.

A las compañías Implementos y Maquinarias, en la persona de Pedro T. Esteva, y Conde y Asociados, en la persona de Ricardo Conde.

Muchas gracias a todos.

Sinceramente,

Diego H. de Moya
Carlos A. Marranzini

DEDICATORIA

A mi padre, el Ing. Diego A. de Moya, quien ha sido un digno ejemplo para mí como padre, profesional y hombre de bien y ha sabido aconsejarme en los grandes momentos de mi vida.

A mi madre Thelma Sander de Moya, la cual me ha dado cariño, comprensión y consejos durante toda mi vida.

A mis hermanos José Martín, Marjorie y Marcos.

A mi novia Patricia Fernández Peix, que con su cariño y comprensión me ha apoyado durante mi carrera.

A mi tía Lourdes Sander.

A mis abuelos, tíos y primos y demás familiares.

A mis compañeros de estudios: Ricardo Amiama, Mairení Bournigal y Carlos Alberto Marranzini.

Diego Hugo de Moya Sander.

DEDICATORIA

A mis padres:
Carlos y Carmen Dolores

A mis abuelas:
Carmelita y Carmen

A mis hermanos:
Fernando José, Paola y Gianni

A mi novia:
Raquel

A mis compañeros:
Diego Hugo, Angelito, Mairení y Bambo

Carlos Alberto.

Indice

UNIDAD 1. Cimentaciones en roca		
1.1	Determinación de la capacidad portante de cimientos sobre roca	23
1.2	Ensayo de laboratorio	24
1.3	Factor de seguridad	25
1.4	Fallas y anomalías en roca	27
1.5	Correcciones de fallas	29
1.6	Inyecciones	31
1.7	Elementos de inyección	32
UNIDAD 2. Arcillas expansivas		
2.1	Factores de variación volumétrica	45
	Condiciones generales.	
2.2	Ensayos de reconocimiento.	
	Análisis mineralógico	48
2.3	Predicción de levantamientos	50
2.4	Soluciones constructivas	50
UNIDAD 3. Cimentaciones profundas		
3.1	Diferentes tipos y sus características	58
3.2	Pilotes y pilares	59
3.3	Diversos tipos de pilotes en atención al material empleado	60
3.4	Clasificación de los pilotes en atención a la forma constructiva	64
3.5	Martinetes	65
UNIDAD 4. Capacidad de carga de pilotes		
4.1	Capacidad de carga por la punta	69
4.2	Capacidad de carga por trabajo lateral	
4.3	Fricción negativa	77
4.4	Control de hinca	80
4.5	Tixotropia	80
4.6	Hundimiento de pilotes	82
UNIDAD 5. Capacidad de carga de pilotes.		
	Fórmulas dinámicas.	
5.1	Fórmulas de Wellington o de Engineering Neus.	93
UNIDAD 6. Capacidad de carga de pilotes.		
	Prueba de carga directa.	
6.1	Descripción del ensayo	97
6.2	Discusión de los diferentes métodos para determinar la capacidad de carga	100

UNIDAD 7. Estabilidad de taludes	114
7.1 Tipos de rotura	
7.2 Caso de arena	114
7.3 Caso de arcilla homogénea	114
7.4 Caso general	115
7.5 Influencia del flujo de agua en la estabilidad de los taludes	116
7.6 Corrección y mejoramiento de taludes	119
UNIDAD 8. Compactación	
8.1 Definición	127
8.2 Relación entre los pesos unitarios seco y húmedo	128
8.3 Ensayo proctor normal	128
8.4 Curva de saturación	132
8.5 Ensayo proctor modificado	132
8.6 Variaciones de los elementos de trabajo en un mismo método de compactación	135
UNIDAD 9. Peso unitario de campo	
9.1 Determinación del peso unitario de campo	137
UNIDAD 10. Equipos de compactación	
10.1 Rodillo metálico liso	145
10.2 Rodillos patas de cabras	146
10.3 Rodillos neumáticos	147
10.4 Rodillo vibratorio	147
10.5 Equipos portátiles, ranas y planchas	
10.6 Control de humedad	148
10.7 Terraplenes de prueba	149
UNIDAD 11. Cambios volumétricos en los movimientos de tierra	
11.1 Necesidades de pronosticar los cambios de volúmenes en los suelos	153
11.2 Relaciones volumétricas entre los diferentes estados	154
UNIDAD 12. Método CBR	
12.1 Fase de compactación	159
12.2 Fase de inmersión	160
12.3 Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante	162
12.4 Método CBR de campo	167
12.5 Diseño de pavimento flexible por el Método CBR	167
12.6 Discusiones del Método CBR	168
UNIDAD 13. Presas de tierra	
13.1 Diferentes tipos de secciones	171
13.2 Disposiciones especiales del núcleo	173
13.3 Tipos de fallas	174

Introducción

Luego de utilizar en nuestros estudios el Manual de Cátedras de Mecánica de Suelos I, consideramos que la labor debía terminarse para de esa manera afianzar la nueva modalidad para trabajos de grado comenzada mediante el primer Manual; al ingeniero Enrique Penson le agradó la idea de completar la obra y con su inspiración realizamos la labor.

A pesar de ya conocer la metodología empleada en el primer Manual, que en parte facilitó el trabajo, no es de menos decir que el grado de dificultad del mismo es considerable, pues ofrecerle al estudiante de Mecánica de Suelos II una fuente de conocimientos de la asignatura en la manera en que son impartidos en la Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña es una tarea muy laboriosa. Por esta razón, el material encerrado en estas páginas intenta ajustarse perfectamente a la forma de exposición de la materia, siguiendo en todo momento el programa vigente de nuestra escuela. Al final de cada unidad hemos incluido un cuestionario y/o ejercicios resueltos y propuestos, los cuales no son más que la recopilación del contenido de exámenes y prácticas elaborados por el profesor Penson durante su función docente en esta casa de estudios; por lo cual aclaramos al usuario que el sólo conocimiento y solución correcta de las preguntas no le garantiza la aprobación de la asignatura.

Algunas personas consideran que esta forma de trabajo de grado no es meritoria, pero luego de vivir en carne propia los resultados de la primera obra y de saber que este no es un trabajo más a ser archivado y olvidado, nuestra motivación y el resultado de la misma se verán compensados con los frutos que ya sabemos que pueden crecer.

Carlos A. Marranzini
Diego H. de Moya

UNIDAD 1

Cimentaciones en Roca

El estudio de los materiales de alta cohesión desde el interés de la ingeniería civil, se realiza al través de una disciplina, aún más reciente que la Mecánica de Suelos, denominada Mecánica de las Rocas.

En esta unidad del programa tendremos la oportunidad de efectuar una revisión sucinta de ésta asignatura que por su naturaleza debería ser motivo de un estudio aparte; haciéndose hincapié en los problemas específicos que alcanzan al territorio nacional y más que nada a las llanuras costeras del Caribe y del Atlántico. Para todo esto será menester el apoyo de los conocimientos adquiridos en la Mecánica de Suelos Parte I manejándose la roca, "nuestro elemento básico de trabajo ahora", como un suelo de características físicas especiales.

No se crea que la roca, siempre deseable en líneas generales en nuestros proyectos

de cimentación, está exenta de problemas. De esto nos iremos dando cuenta en las exposiciones siguientes.

A título de orientación preliminar podríamos señalar casos donde el intemperismo convierte Roca en Suelos y otros donde la mano del hombre emprendiendo una gran obra de construcción, tal como un dique de contención de aguas, ha cambiado las condiciones del material, hasta poner en riesgo, por las altas presiones desarrolladas la estabilidad de las estructuras envueltas.

1.1 Determinación de la capacidad portante de cimientos sobre roca.

La roca, material de gran cohesión será visualizado como un suelo definido por un ángulo de fricción interna (ϕ) igual a 0. De

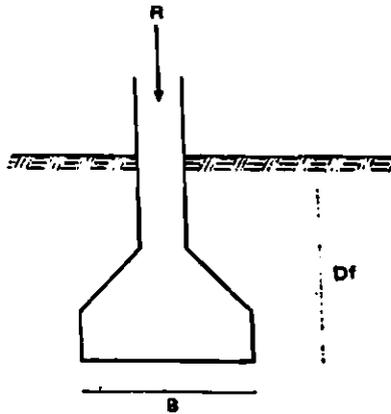


Fig. 1.1

éste modo, estamos en condiciones inmediatas de hacer provecho de las ecuaciones del doctor Terzaghi para evaluar la capacidad de carga de cimientos continuos y superficiales, conocidas y aplicadas en la parte primera de nuestra asignatura.

$$q_d = Cnc + \gamma nq Df + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (A)$$

Sustituyendo la ecuación (A) los valores tabulados de los coeficientes de carga N_c , N_q , y N_γ

Tenemos que

$$q_d = 5.14 c + \gamma Df \quad (B)$$

El aporte del segundo miembro es siempre pequeño en la ecuación de Terzaghi, pero, en este caso, donde la cohesión del material (roca) es alta, la diferencia es aún más notable, teniendo consecuentemente base de derecho para descartar aún con mayor razón el segundo miembro en aras de lo práctico y sencillo.

$$q_d = 5.14 c \quad (C)$$

Continuando con la hipótesis especial de partida podríamos completar tomando el valor de la cohesión en el suelo-roca como igual a la mitad del valor de la compresión simple o no confinada.

$$c = 1/2 q_u$$

Reemplazando en (C)

$$q_d = 5.14 q_u/2$$

$$q_d = 2.57 q_u$$

Como es usual en todo el campo de la Ingeniería es menester pasar al valor de trabajo o admisible mediante la introducción del factor de seguridad; repetidas veces elegido igual a 3. En consecuencia, podemos escribir

$$q_{dadm} = q_u = 2.57 = 3$$

La expresión finalmente encontrada es sencilla y nos dice que la capacidad de carga en roca, en oposición a lo que ocurre en suelo, sería independiente del ancho del cimiento, de la profundidad de fundación y del peso unitario del material.

Por extensión este criterio podría ser igualmente aplicado a zapatas aisladas.

1.2 Ensayo de laboratorio.

Como observamos el único ensayo de laboratorio que es menester efectuar es el de compresión axial sobre el cual caben los siguientes comentarios. Los especímenes de roca deberán tratar de cortarse cumpliendo la relación normal de altura a diámetro igual o próximo a 2. Lo que no será posible, por razones obvias, mediante el empleo de la caja de inglete y el cuchillo. En consecuencia, una cortadora, Fig. 1.2, compuesta por un disco de punto de diamante preparará los especímenes, haciendo notar que la velocidad que le imprime el motor de la máquina al disco incrementa su capacidad de corte. En caso de los suelos las pequeñas imperfecciones o protuberancias que pudiesen quedar como remanente de un tallado perfecto tienen importancia relativa porque durante el ensayo la platina de carga se acomoda a la muestra, no así en los testigos de roca donde un corte incorrecto puede implicar concentración local de esfuerzos y roturas previas. Para eliminar este posible error sería aconsejable tratar a



Fig. 1.2 Cortadora de muestra en roca

los especímenes de roca natural con el criterio con que se manipulan las probetas de control de hormigón, esto es, refrentándolas con una capa de yeso o algún producto a base de azufre. Huelga decir que la naturaleza agria de la roca, igual que en el concreto, descarta la necesidad del "área corregida a deformada" que usamos en suelo para medir la superficie real de repartición de esfuerzo, consecuencia del ensanchamiento plástico de las muestras cohesivas. Reduciéndose el cómputo de gabinete a establecer la relación por cociente entre la fuerza de rotura y el área de la sección transversal constante de trabajo. Deberán aprovecharse los datos previos a la rotura, de dimensiones y peso de las muestras para derivar de ellos el peso unitario de la roca en estado natural. Las prensas para el ensayo deberán tener una capacidad adecuada, de modo tal, que sean capaces de romper los especímenes, pero que al mismo tiempo puedan ofrecer datos precisos en el rango de trabajo. Figura 1.3.

No siempre se dispone de especímenes que satisfagan la supradicha relación de altura—diámetro (2) viéndonos precisados en consecuencia, a establecer correcciones que conduzcan a valores normales descortando

las influencias por el aminoramiento de la esbeltez de la muestra. Nuestro criterio que no hemos copiado de entidad o escuela alguna, consiste en utilizar los factores de enmienda suministrados por la ASTM para corregir los resultados en núcleos o corazones de hormigón endurecido, ya que al fin de cuentas el concreto es una roca artificial. Por tanto, ofrecemos la lista reproducida en la Tabla 1.1.

1.3 Factor de seguridad.

La obtención de especímenes de roca implica el uso de tubos muestreadores que llevan en su extremo inferior una broca o cofia cortante que sometida a rotación produce la muestra. El flujo del agua sobretodo en el caso de tomamuestras de pared simple en los cuales pasa entre la cara exterior del testigo y la interior del tubo unido a las vibraciones e impactos de estas herramientas tiende a la rotura y adelgazamiento con pérdidas de las partes o porciones más porosas y deleznales de los testigos. En consecuencia, hay un proceso selectivo involuntario como resultado del cual las muestras que se recuperan no son representativas y constituyen lo más resistente del sector taladrado. Lo que conduce a valores, en el ensayo de

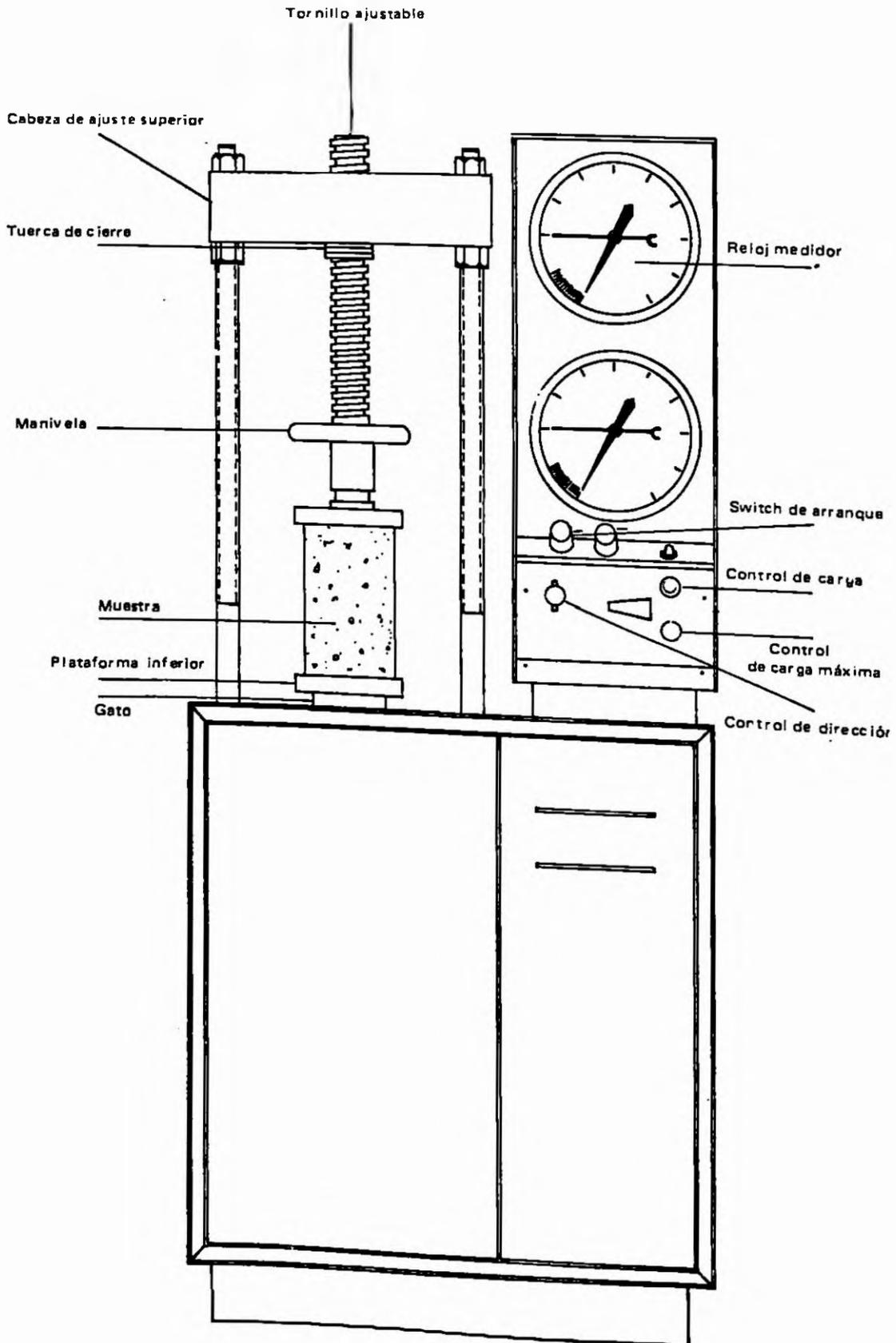


Fig. 1.3 Prensa de ensayo

compresión axial no confinada, mayores de los esfuerzos medios reales.

Además, las irregularidades propias de las rocas de las cuales nos ocuparemos en esta misma unidad y que no siempre son detectables nos obligan a la selección de un factor de seguridad alto. El valor de 204, tomado como aceptable en suelos no es aplicable en este caso, en el cual, un factor de seguridad apropiado bien podría oscilar, aunque pareciese exagerado, entre 15 y 20. Las discusiones que estableceremos posteriormente apoyarán el criterio recién expuesto.

1.4 Fallas y anomalías en roca.

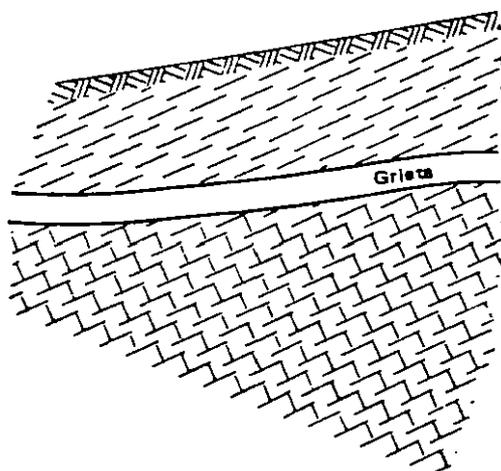


Fig. 1.4 Grietas de estratificación

Pasaremos a enumerar y a discutir las principales irregularidades observables en los mantos rocosos.

a. Poros y oquedades menores.

Son propios de todas las rocas, reducidas en las plutónicas o ígneas y más abundantes en las sedimentarias. De apenas unos pocos milímetros, tienden a ser continuos en las arenas y roca arenisca y cerrados en las lavas.

b. Grietas de estratificación.

En las rocas sedimentarias o en las metamórficas la formación por capas en presen-

cia de agua y la diferencia en las características físicas de cada manto, principalmente en lo que concierne al comportamiento elástico, conduce a la formación de planos de falla o rotura que originalmente se producen en dirección horizontal como puede observarse en la parte A de la Fig. 1.4. Podría ocurrir en el devenir del tiempo geológico que los movimientos corticales o propios de la corteza terrestre produzcan tensiones, compresiones y deformaciones que inclinen las grietas produciéndoles un buzamiento dado.

Cuando proyectemos y construyamos estructuras que transmitan reacciones verticales como en el caso (A) las fuerzas a imponer tenderán a cerrar la grieta situada en la dirección normal a su línea de acción no habiendo motivos, en principio si la grieta no está muy abierta de preocupación; no sucede lo mismo en el caso (B), donde la aplicación de las fuerzas podrían provocar deslizamientos de una porción de la roca sobre la infrayacente.

c. Fallas propias de los fenómenos cárlicos.

La disolución cárlica, expuesta en la parte primera de esta asignatura, consistente en la disolución del carbonato cárlico por las aguas acídulas, produce un remanete o residuo de materiales no hidrosolubles tales como:

- Silice
- Albúmina
- Carbonatos
- Azufre, y,
- Oxidos férricos

Constituyendo todo esto arcillas que, en el caso de la presencia de cantidades importantes de los óxidos férricos, adquieren un color castaño rojizo tipo. En Santo Domingo las hemos detectado en mantos superficiales considerables en las áreas vecinas a las avenidas San Martín y Ortega y Gasset, y en la Nicolás de Ovando. Estos suelos cohesivos han sufrido preconsolidación por desecación, llegando hasta nosotros en condiciones rígidas.

"Dolina".

El vocablo "Dolina" proviene del idioma yugoeslavo al igual que otros términos originados en el país de los fenómenos cársticos por excelencia. En Yugoslavia las atractivas formaciones cársticas son aprovechadas como incentivo turístico. La dolina es una falla o vacío localizada en la superficie actual de la roca, de forma tronco cónica que tiende a cerrarse en ganancia de profundidad, y tiene paredes pulimentadas, tal vez consecuencia del esmerilado producido por remolinos de agua que llevan en su seno material abracivo. La dolina es una caverna de techo desplomado. Frecuentemente están llenas de los remanentes del fenómeno de la disolución cárstica, esto es, arcillas y fragmentos de rocas de tamaños reducidos. En Santo Domingo las hemos observado en la construcción del Teatro Nacional y en el sector formado por la avenida Bolívar y la calle Socorro Sánchez, sólo por citar algunos ejemplos y métodos para localizarlas. Fig. 1.5

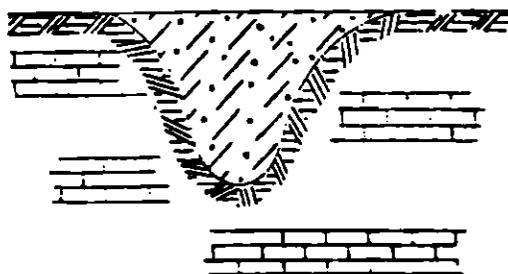


Fig. 1.5 Dolina

Cavernas.

Las cavernas y canales son vacíos de consideración, que en ocasiones pueden ocupar volúmenes importantes en el sub-suelo. Pueden estar o no rellenas de suelos o materiales del área. Para detectarlas contamos con los siguientes recursos:

"Caída" del equipo de perforación. Cuando las astas o barras de perforación acopladas a los tubos muestreadores sufren una súbita caída por la escasa o ninguna oposición de la roca, el perforista sabe que está en pre-

sencia de un vacío o caverna; restando para completar la información al respecto, establecer las profundidades de inicio y término de la pérdida de resistencia. Las perforadoras de mandriles de avance manual proporcionan un medio fehaciente para que el operador de la máquina perforadora "sienta" la caverna; no ocurriendo con tanta facilidad en el caso de que se utilicen perforadoras de avance hidráulico, donde la caída de las barras no es tan llamativa o espectacular. Desgraciadamente los equipos manuales están obsoletos dada su velocidad lenta y esfuerzo muscular requeridos; siendo de cualquier modo factible el señalamiento de los vacíos para un perforista experimentado que deberá registrarlos en la hoja de campo del barreno correspondiente de modo indefectible. Fig. 1.6

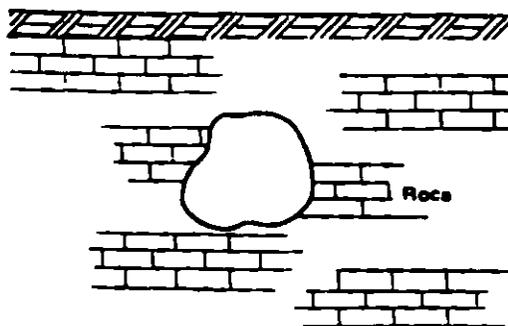


Fig. 1.6 Caverna

Escape del agua de inyección.

Habíamos hablado anteriormente que para coadyuvar en la fijación de las fronteras estratigráficas del subsuelo, en adición a los ensayos y clasificación de laboratorio, era conveniente que el perforista observase el color del agua de inyección utilizada para las operaciones de barrenación. En los casos normales, el agua regresa a la superficie, habiendo en el caso contrario motivos para pensar que el líquido se está fugando por algún vacío de importancia. Señalándose que muchas veces los vacíos ocupan una alta proporción en las masas de rocas que permiten el escape del agua pero que no llegan a representar volúmenes como para que proceda la clasificación de ca-

verna, tal y como es el caso de los corales poco transformados.

Rayos infrarojos.

La tecnología moderna utiliza extensamente los rayos infrarojos, teniendo aplicación en el caso que nos ocupa. Como deducirá el alumno ninguno de los métodos o indicios propuestos son contundentes, y aún más, podrían pasar inadvertidas cavernas que no coincidiesen en suerte con la posición de los barrenos exploratorios. Estado del conocimiento actual al cual aludíamos anteriormente como razón de apoyo para elegir un amplio factor de seguridad en el diseño de cimentaciones sobre roca. * La dolina es una caverna de techo desplomado.

Roca superficialmente erizada.

En las áreas costeras de Santo Domingo, verbigracia los alrededores del hotel El Embajador, hemos detectado la antigua superficie de la roca calcárea reciente en términos geológicos expuesta al ataque del mar, presentando una capa de cubrimiento de la supradicha arcilla castaño rojizo. Esta situación no cabe dentro de las fallas del tipo de dolinas y cavernas pero han sido traídas aquí porque habrán de ser motivo de tratamiento especial de cimentación. Fig. 1.7

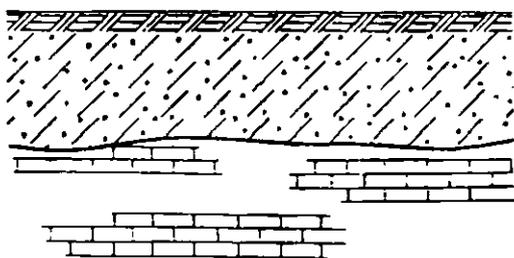


Fig. 1.7 Roca erizada

1.5 Correcciones de fallas.

Tratamiento de grietas de estratificación.

Cuando los reconocimientos geológicos y/o las investigaciones geomecánicas acusen la presencia de grietas inclinadas las fundaciones directas que resulten colocadas en las

masas superiores deberán ser provistas de barras pasantes que empotren la zapata a la masa de roca. A estas barras se les llama, en los países de tradición taurina, banderillas.

Corrección de dolinas.

Pese a que el relleno arcilloso que frecuentemente encontramos dentro de las dolinas es resistente, la diferencia crasa entre la roca circundante y el depósito arcilloso induce a riesgos de compresiones diferenciados y en consecuencia, debemos preocuparnos por la eliminación de los rellenos arcillosos por lo cual deberán removerse con todo rigor utilizándose si fuese menester para una limpieza profusa herramientas menores —bien conocidas en nuestro medio agrícola— el machete y la coa. Siendo menester, consecuentemente colocar en el lugar de la arcilla removida un material de comportamiento inerte. Podríamos pensar en rellenos granulares, mezclas de gravas y arenas desprovistas de finos plásticos o con muy poca cantidad de ellos, teniendo su elección el temor intrínseco de su escape por algún orificio si existiese o su acomodación en caso de sismo si no se le proporcionase una densificación apropiada. La otra alternativa y la única que nos hemos atrevido a utilizar es la del relleno con "hormigón pobre" de cemento Portland. Para ser más específicos y puntualizar con mayor exactitud nos estamos refiriendo a concreto de un orden de resistencias a compresión axial y a los 28 días de edad de 100 Kg/cm^2 . De esta forma habremos homogenizado el subsuelo de carga, ya que a la postre podemos considerar al hormigón empleado como una roca artificial.

Cabe señalar que los rellenos de hormigón hidráulico dentro de las dolinas se realizarán desde el plano de fundación establecido hasta el fondo de aquellas y que otra alternativa viable sería si la dolina no es muy profunda bajar el plano de cimentación hasta hacerla desaparecer.

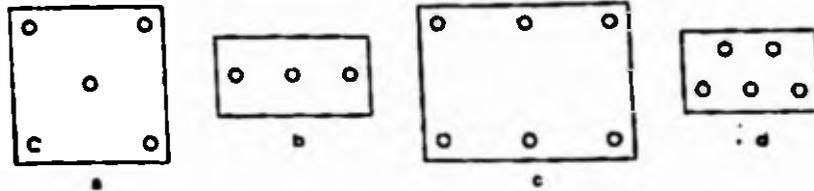


Fig. 1.8 Disposición de barrenos de inyección

Localización de barrenos y alcance.

En edificaciones y en el caso particular de columnas podrían hacerse un sólo barreno central o cuatro perimetrales, Fig. 1.8 a, y algo alejado de los bordes todo en armonía con el área de la zapata y las características del suelo a consolidar. En zapatas de muros o de paredes podría realizarse una o dos hileras de barrenos, Fig. 1.8 c y b. En este último caso a tresbolillo o no, Fig. 1.8 d.

La longitud de los barrenos es función del alcance de las cargas estructurales o de las líneas de corriente que se quieren formar, siendo frecuentemente variables de 3 a 10 metros. En proyectos de presas es usual hablar de profundidades del orden de la mitad de la carga hidráulica del agua represada. Fig. 1.9

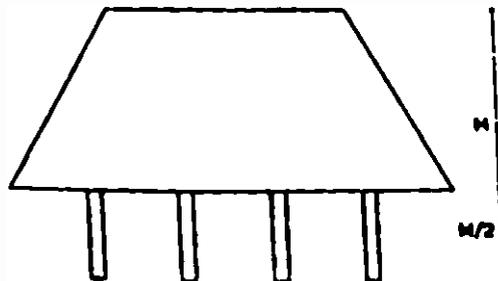


Fig. 1.9 Pantalla de inyección en presas.

En algunos proyectos de diques se diseña y ejecuta lo que se conoce como galería de inyecciones, un espacio vacío paralelo al eje de la presa con holgura como para permitir durante la vida útil de la obra el registro y la observación de la estructura de tierra principalmente a lo que respecta al flujo de agua,

pudiéndose utilizar para la perforación de nuevos barrenos y su tratamiento con inyecciones.

La separación entre barrenos fluctúa estadísticamente desde 30 m a 1.50 m, separación ésta última que sólo en casos especiales se reduce.

El francés M. Lugeon estableció para diques de presas, en un año de 1933 una práctica que hoy es seguida en toda Europa y también en América.

El ensayo de campo consiste en la aplicación de agua a presión en un barreno que podría ser de los ya utilizados para la exploración geomecánica. El grado o unidad que estableció Lugeon como patrón de medida y que hoy lleva su nombre lo definió como la absorción de 1 litro de agua en 1 metro de longitud de barreno y con una presión de trabajo de 10 Kg/cm². El criterio de Lugeon era de que la impermeabilidad mínima aceptable era la correspondiente a una unidad o grado. Habiendo demostrado las experiencias acumuladas con el tiempo que es suficiente una impermeabilidad de 2 a 3 grados Lugeon. La práctica derivada de éste concepto es la de perforar un número dado de barrenos iniciales e inyectar pasta al través de ellos. Si nuevos ensayos de campo señalan que la impermeabilización no satisfacen aún las especificaciones establecidas, una nueva serie de barrenos, llamados secundarios intercalados a la mitad de las separaciones entre los primarios serán llevados a cabo. La evaluación de la nueva permeabilidad adquirida del sub-suelo señalará si aún es menester recurrir a barrenos terciarios y a inyec-

Corrección de cavernas.

Antes de pasar al tratamiento de las cavernas es deber recordar que éstas pierden importancia si están por debajo del alcance práctico de los esfuerzos estructurales cuya limitación es bien conocida.

La filosofía de corrección de la caverna es idéntica a la de la dolina: el vacío debe ser llenado con un material de resistencia confiable. En consecuencia, el primer paso deberá ser la horadación de una chimenea o pozo de registro que comunique la superficie con la caverna y que en el más conveniente de los casos permita el paso de una persona que aprecie las dimensiones del vacío, lo que sólo sería factible si está bastante próxima a la superficie. En caso contrario será menester realizar un barreno que permita el paso fácil de una manguera de hormigonado, siendo conveniente utilizar los recursos de los equipos de conducción y el "bombeo" de que están provistas las compañías suplidoras de concreto. Aunque no se conociesen los verdaderos volúmenes de los vacíos la colmatación de la caverna finalmente lo establecerá.

Es de buena práctica hacer un reconocimiento superficial de los fondos de las excavaciones para zapatas de modo a detectar agujeros que pudiesen lucir como pequeños y terminar siendo la porción superior de un vacío considerable ayudándonos en esta exploración con el uso de la barreta.

1.6 Inyecciones.

En los casos de vacíos y fallas menores, tales como fisuras, juntas, intersticios y grietas de estratificación el procedimiento correctivo a utilizar son las inyecciones que podríamos definir como los sistemas que consisten en la introducción al sub-suelo, al través de barrenos previamente horadados, de mezclas de cemento Portland y agua añadidas o no de arena, bentonita, serrín y aditivos modificadores de los fenómenos de fraguado y endurecimiento.

Las inyecciones de cemento están reservadas a depósitos granulares y a rocas, no siendo factibles en suelos finos donde predomina la arcilla dado que esta impide el paso de la pasta. Persiguiéndose los siguientes fines de relación con los materiales tratados:

- Aumento de la densidad
- Incremento de la resistencia y
- Disminución de la permeabilidad

Cualidades que son deseables en la mayoría de los proyectos.

Las inyecciones de cemento fueron empleadas desde el siglo pasado para corregir estructuras agrietadas, tales como puentes de mampostería en arcos. Habiéndose aplicado su uso cada vez más frecuente en obras hidráulicas, donde tienen su mayor aplicación, tales como casas de máquinas, túneles y diques de contención de agua, siendo aplicados también en cimentaciones en general.

Materiales de inyección.● **Cemento Portland.**

Se empleará cemento Portland de los tipos I y II. Habiéndose utilizado en los países que los producen cemento de escorias y cemento de alúmina, éste último de gran velocidad de fraguado. Persistiendo para él los mismos controles de hormigonado, tales como almacenamiento apropiado y rechazo de las fundas que por el largo tiempo transcurrido desde el momento de su fabricación presenten grumos y endurecimientos.

● **Agua.**

El agua debe ser limpia y exenta de materias extrañas, tales como grasas y contenidos elevados de sales, siendo su condición de potable una buena medida de su bondad.

● **Arena.**

Cuando las oquedades sin llegar a ser grandes permiten la adición de un material

inerte que facilite su llenado podemos recurrir a) uso de la arena fina, pasante en su totalidad por las aberturas de la malla Núm. 16 (1.19mm). Para Santo Domingo la arena potencialmente utilizable procede de los Bancos de Calderas en la provincia de Banf. Haciéndose notar que el uso de arena produce una aceleración del deterioro en los equipos de inyección por la acción del esmerilado.

● *Bentonita*

Las Bentonitas, arcillas volcánicas, deben su nombre a la localidad de For-Benton cerca de Wyoming, E.U. Tienen propiedades expansivas que podemos aprovechar en el sellado eficiente de los vacíos de modo a incrementar la impermeabilidad. En Norteamérica, las arcillas bentoníticas procedentes de Wyoming se procesan y se sirven a todo el mundo para estos fines y otros industriales. Arcillas normales son a veces también utilizadas como elemento de relleno y reductores de costos.

● *Serrín*

Los sobrantes finos del trabajo de la madera han sido utilizados también en ocasiones para darle cuerpo a las pastas.

No debemos perder de vista que las arcillas y el aserrín son materiales deletéreos del hormigón y el mortero, reduciendo en consecuencia, la resistencia de éstos.

● *Aditivos*

Bajo este nombre se agrupan los productos químicos de efectos retardantes, acelerantes y expansivos, cuya elección específica deberá estar en armonía con las necesidades particulares de cada trabajo.

No todas las inyecciones utilizan el cemento Portland como base aglutinante, empleándose a veces productos químicos, generalmente en número de dos que al hacer contacto íntimo provocan la petrificación del material a consolidar. Es éste el caso del empleo del Silicato de Sodio, unido al cloruro cálcico.

El cemento asfáltico es utilizado en forma de emulsión, es decir, mezcla de bitumen y agua que requieren de un agente estabilizador que impidan la natural separación de los componentes ni micibles.

Una vez inyectada la emulsión y rotos los vínculos que proporciona el agente estabilizador el cemento asfáltico inicia su función de aglutinante.

1.7 Elementos de inyección.

Barrenos

Los agujeros al través de los cuales circulará la pasta de cemento y sus adicionantes no tienen que ser de gran diámetro porque en modo alguno se busca la fortificación mediante columnas siendo su función exclusiva la de meros conductos. La práctica consagra el empleo exitoso de barrenos de un diámetro mínimo de 1 1/2 pulgadas (mm). La mayor de las veces los barrenos se realizan en dirección vertical; pero en otras se inclinan para alcanzar vacíos y fisuras de importancia.

En los trabajos de barrenación han sido empleados equipos diversos tales como perforadoras de percusión (pistolas neumáticas y "Wagon drill"). La utilización de perforadoras rotativas provistas de brocas de chispas de diamantes proporcionan los mejores barrenos, dado que el agua elimina los residuos finos que podrían obstaculizar la penetración de la lechada al través de los vacíos que la necesitan; siendo menester cuando se recurre a perforadoras de percusión hacer una limpieza eficiente con aire y/o agua antes de proceder a la introducción de la pasta. La diferencia de costos obliga prácticamente a emplear la perforadora de percusión. Las pistolas neumáticas tienen el inconveniente, al menos en nuestro medio, de no disponer de barras mayores de 15 pies y esto sólo en posesión de algunos contratistas.

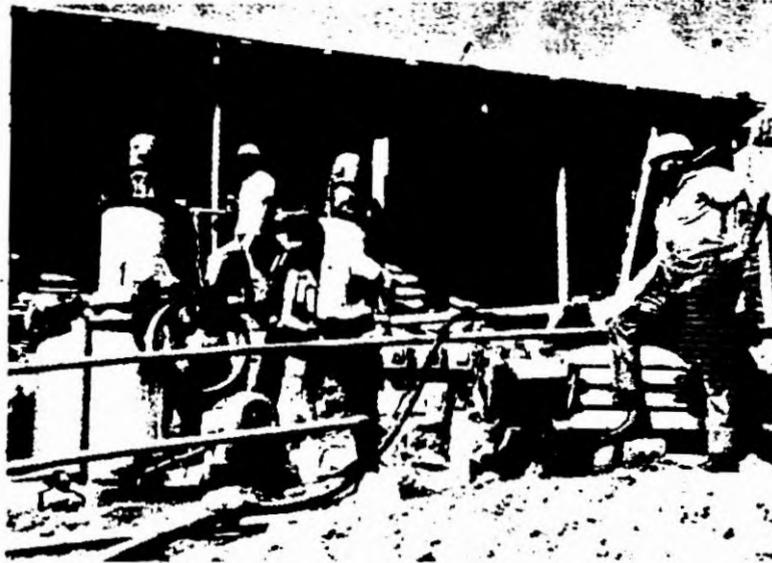


Fig. 1.10 Equipo de inyección

ciones complementarias y así sucesivamente.

Equipos de inyección.

El conjunto de elementos mecánicos que constituyen un equipo normal de inyección es el siguiente: Fig. 1.10

- Dosificar
- Mezclador
- Bomba de inyección
- Línea de conducción
- Obturador, manómetros y otros.

Los dosificadores y los mezcladores consisten de tanques horizontales o verticales donde el cemento y el agua se proporcionan y se uniformizan. En el tanque de dosificación tiene una parrilla inclinada colocada en su parte superior que permite la rotura y vertido de las fundas de cemento ajustadas en números a la riqueza de la pasta. En el tanque mezclador un eje con aspas accionado por un motor remueve continuamente la mezcla impidiendo la sedimentación.

El envío de la pasta al sitio de inyección se realizará mediante bombas centrífugas de pistón simple, doble o triple y de torni-

llo como tercera opción. Los tres tipos han sido utilizados en estos trabajos. La bomba centrífuga proporciona gran volumen de pasta; pero tiene el inconveniente de que sus rodamientos o cajas de bolas se maltratan siendo difíciles de limpiar y en consecuencia, no deberían utilizarse en operaciones prolongadas. Las bombas de pistón más frecuentemente utilizadas son las simples y dobles, suministrando altas presiones y facilidad de limpieza. Sus camisas, pistones y otras partes en contacto con la lechada deberán ser construídas del modo especial que las haga resistentes a la acción de ella. La bomba de tornillo es ligera y de simple construcción. Los motores impulsores de estas bombas serán de explosión o eléctricos según la disponibilidad de energía del lugar. El riesgo de fallas mecánicas de las bombas recomienda la disponibilidad de unidades de sustitución.

El conjunto de mezcladores, agitadoras, bombas y almacén de cemento debe situarse en una zona elevada del área de trabajo.

La línea de conducción de la bomba impulsora al barreno podrá elegirse en tubería negra o galvanizada. Rematando en un dispositivo u obturador que se enchufa a la bo-



Fig. 1.11 Dosificador

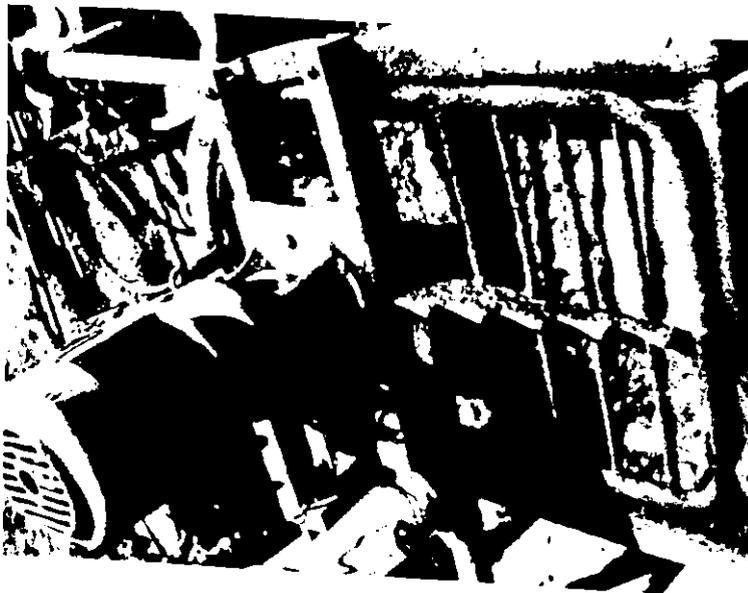


Fig. 1.12 Mezclador

men de un pie cúbico, en el factor anterior sería menester añadir 5 pies cúbicos de agua. Aún cuando se establecen relaciones a/c de inicio, es el avance mismo de las operaciones el que indica la densidad apropiada para cada tipo de material y etapa del trabajo. Para alcanzar las mayores distancias en la irrigación deben aplicarse al comienzo dosificaciones ligeras que pueden irse haciendo gradualmente más pastosa. Sin embargo, es de advertir que cuando incrementamos mucho el contenido de agua podría perderse, a largo tiempo, el efecto aglutinante de la lechada.

Es menester a priori a todo trabajo de consolidación del subsuelo situar y nombrar sobre un plano de trabajo la totalidad de los barrenos, base de referencia para efectuar un historial y control eficiente del comportamiento individual de cada agujero. En el registro de cada barreno deberán contabilizarse el número de fundas de cemento consumidas, las presiones de trabajo y el volumen de pasta penetrado, este último con la ayuda de un medidor del mismo tipo de los usados en las acometidas residenciales de agua potable. Habiéndose tomado nota previo a todo esto de la clasificación visual y resistencia al corte de los materiales horadados.

Un consumo muy por encima del promedio en los agujeros vecinos podría ser indicio de vacíos mayores que necesiten la adición de arena fina.

El número de fundas de cemento utilizadas, es, frecuentemente, la base numérica para fines de pago.

Presión de inyección.

La presión con que debe introducirse la pasta al subsuelo debe ser tan alta como la necesaria para que alcance los límites deseados, pero no tanto como para que altere o rompa las estructuras de los materiales. Una regla de oro norteamericana establece que las presiones deben mantenerse alrededor de una Lb/Pulg² por pie de barreno, lo

que equivaldría a no sobrepasar presiones de 25 Lb/Pulg². En la medida en que los barrenos y sus áreas de influencia se van llenando aumenta la oposición al flujo de la pasta trayendo como secuela la elevación de la presión de inyección.

Control de eficiencia.

Para el seguimiento e historial de las operaciones de mejoramiento del subsuelo debemos comenzar por registrar en los planos correspondientes las posiciones de los barrenos, nombradas convenientemente por letras y/o números; lo que nos permitirá llevar un registro particular por perforación donde se reúnan datos a tenor de los siguientes:

- Clasificación visual de los materiales barrenados.
- Fijación de profundidades de fugas de agua.
- Factores a/c utilizados.
- Volumen de pasta introducido.
- Consumo de fundas de cemento, etc

Cuando al inyectar un barreno observamos el flujo de pasta por otros, esto es signo inequívoco de una irrigación horizontal completa. Como medida de control se pueden ejecutar perforaciones intermedias para ver la penetración de la lechada en vacíos. Un trabajo exitoso ofrecería la sección transversal reproducida en la Fig. 1.15

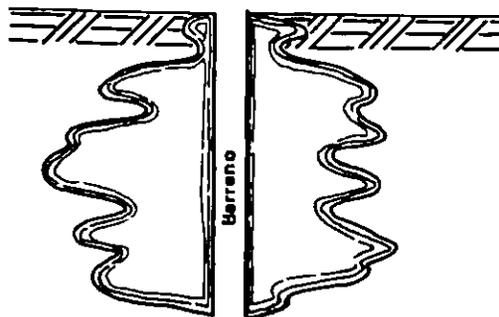


Fig. 1.15 Sección transversal del subsuelo inyectado.

ca de la perforación y garantiza el no escape de pasta.

La gran mayoría de los obturadores están protegidos por patentes. Los más usados constan básicamente de una pieza ligeramente cónica con un orificio céntrico, teniendo en su cuerpo una serie de aditamentos de modo tal que cuando la pasta entre, el pistón se ensanche y se haga presionar contra las paredes.

Otra disposición de obturador de profundidad es aquel compuesto de arandelas de goma del mismo diámetro del orificio que permiten la inyección parcial de éste, dejando al resto sin penetración de pasta. Fig. 1.13

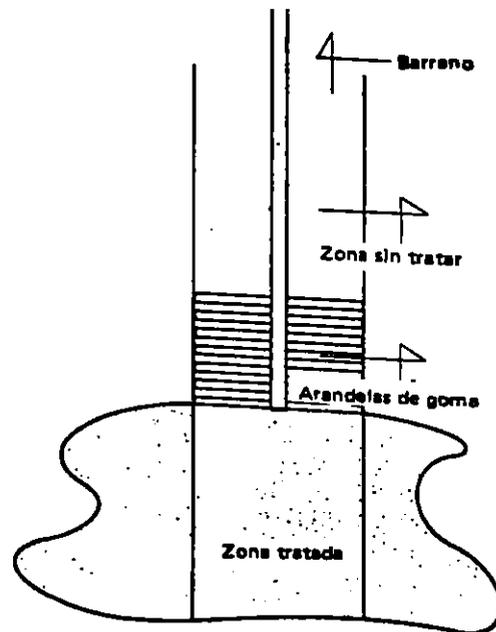


Fig. 1.13 Obturador de arandelas de goma

Siendo la presión de la pasta un aspecto importante del trabajo. Debe colocarse un manómetro en la salida de la bomba y otro en la cruzeta de entrada al barreno. Fig. 1.14.

La cruzeta o dispositivo final tiene 3 válvulas: de entrada, de conducción al barreno de avenamiento.

Para verificar la densidad de la lechada

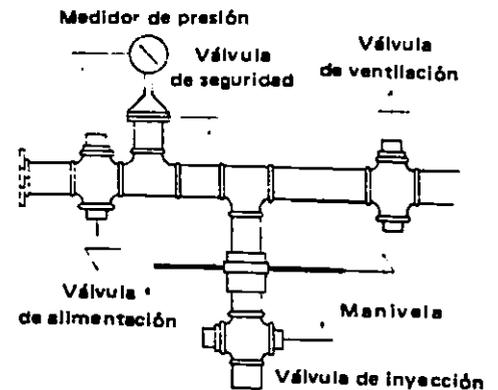


Fig.1.14 Esquema de sistema simple de inyección

se cierra la válvula de paso inferior al barreno y se abren las otras dos, si la concentración de la pasta, observada a su paso por la válvula de avenamiento es correcta, puede abrirse entonces la de paso inferior al barreno de inyección. Cuando se produzcan suspensiones temporeras de trabajo deberá aprovecharse la ocasión para limpiar el sistema con agua a presión cerrándose entonces la válvula de paso al barreno y abriéndose las otras dos. Esta modalidad corresponde a lo que se denomina flujo en un sólo sentido; pudiendo establecerse el de circuito cerrado cuando se prevé el regreso de la pasta al mezclador, por una tubería adicional, no siendo funcional para éste caso la cruzeta que hemos descrito.

La presión estará influenciada por la fricción en la tubería y la posición del conjunto inyector respecto al área de barreno. Después de cada ciclo de trabajo el conjunto mecánico debe limpiarse profusamente con agua clara y a presión para eliminar los residuos de cemento que de otro modo se solidificarían entorpeciendo los nuevos usos.

Relación agua-cemento.

En los trabajos de inyecciones la relación agua-cemento se utiliza en forma de volumen, siendo usual en relaciones a/c del orden de 5:1, es decir, que, aceptando que una funda de cemento Portland ocupa un volu-

Sistemas más sofisticados han recurrido al uso de fotografías continuas y de colores que permitirán la composición de mosaicos donde se pretendería hacer destacar las áreas donde la pasta penetró; siendo menester entonces utilizar barrenos de 75 mm (3") de diámetro que permitan el

paso de la unidad fotográfica, teniendo el inconveniente de que con frecuencia hay confusión entre las áreas oscuras que tienden a presentar igual aspecto en los sectores inyectados y en las oquedades. Algo semejante se ha intentado con equipo de televisión de circuito cerrado que implica costos mayores.

CUESTIONARIO

- I.— Emite juicio sobre el concepto del factor de seguridad en la determinación de la capacidad portante de cimientos en suelos y en roca calcárea.
- II.— Establezca la diferencia entre caverna y dolina.
- III.— Discuta los casos en que se corrigen las anomalías en las rocas por relleno de hormigón e inyecciones de cemento.
- IV.— Señale cuándo procede utilizar arena fina en la pasta de inyecciones de cemento.
- V.— Exponga su criterio personal sobre el método Lugeon.
- VI.— ¿Con qué elementos de juicio usted seleccionaría, mantendría o modificaría la relación agua—cemento en un trabajo de inyecciones?



UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO HENRIQUEZ UREÑA
FACULTAD DE INGENIERIA Y TECNOLOGIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

MECANICA DE SUELOS II

S-21

ALUMNO: Carlos Marranzini EJERCICIO NUMERO: 1
CURSO: 1 - 8 SUB-GRUPO: 6 FECHA: 14 enero, 1982
Investigación 1982 Proyecto: Savigne - Muestra R-8
Perforación I Localización: S.D. - Prof. 4-20-4.80
ENSAYO DE COMPRESION AXIL EN ROCA

DIAMETROS

D₁ : 4.08 cm

D₂ : 4.02 "

D₃ : 4.10 "

D₄ : 4.08 "

D₅ : 4.11 "

D₆ : 4.11 "

DIAMETRO MEDIO : 4.0833 cm

AREA MEDIA : 13.095 cm²

PESO : 86.3 g

ALTURA : 2.97 cm

VOLUMEN : 38.89 cm³

PESO UNITARIO EN
ESTADO NATURAL : 2,219.08 Kg/m³
(γ_{un})

FUERZA DE ROTURA (Kg)	AREA DE MUESTRA (cm ²)	ESFUERZO DE COMPRESION (Kg/cm ²)	FACTOR DE CORRECCION	ESFUERZO DE COMPRESION CORREGIDO (Kg/cm ²)
3.075	13.095	234.82	0.37	86.88

<u>H/D</u>	<u>FACTOR</u>
1.75	0.9900
1.74	0.9892
1.73	0.9884
1.72	0.9876
1.71	0.9868
1.70	0.9860
1.69	0.9852
1.68	0.9844
1.67	0.9836
1.66	0.9828
1.65	0.9820
1.64	0.9812
1.63	0.9804
1.62	0.9796
1.61	0.9788
1.60	0.9780
1.59	0.9772
1.58	0.9764
1.57	0.9756
1.56	0.9748
1.55	0.9740
1.54	0.9732
1.53	0.9724
1.52	0.9716
1.51	0.9708
1.50	0.9700
1.49	0.9688
1.48	0.9676
1.47	0.9664
1.46	0.9652
1.45	0.9640
1.44	0.9628
1.43	0.9616
1.42	0.9604
1.41	0.9592
1.40	0.9580
1.39	0.9568
1.38	0.9556

TABLA (1.1)

H/D	FACTOR
1.37	0.9544
1.36	0.9532
1.35	0.9520
1.34	0.9508
1.33	0.9496
1.32	0.9484
1.31	0.9472
1.30	0.9460
1.29	0.9448
1.28	0.9436
1.27	0.9424
1.26	0.9412
1.25	0.9400
1.24	0.9388
1.23	0.9376
1.22	0.9364
1.21	0.9352
1.20	0.9340
1.19	0.9328
1.18	0.9316
1.17	0.9304
1.16	0.9292
1.15	0.9280
1.14	0.9268
1.13	0.9256
1.12	0.9244
1.11	0.9232
1.10	0.9220
1.09	0.9208
1.08	0.9196
1.07	0.9184
1.06	0.9172
1.05	0.9160
1.04	0.9148
1.03	0.9136
1.02	0.9124
1.01	0.9112
1.00	0.9100

TABLA (1.1)

UNIDAD 2

Arcillas expansivas

Todos los suelos constituidos por partículas muy finas, de comportamiento plástico, adicionados o no de materiales inertes: arena y/o grava, tienden a experimentar cambios volumétricos cuando se modifica su contenido de humedad, aumentando de volumen en ganancia de agua y contrayéndose cuando la pierden. Tal fenómeno se produce de modo continuo en toda la superficie de la tierra, pasando inadvertido en bosques y praderas hasta tanto el hombre no ejecuta alguna obra de ingeniería que compromete su esfuerzo, inversión e interés, a la suerte del suelo.

Estamos bien identificados, al través de los postulados básicos de la Resistencia de Materiales, que toda aplicación de carga implica una deformación y en el caso de conjunto suelo-estructura se espera que la construcción tienda a desplazarse, siempre, descendientemente, como consecuencia de la compresibilidad de los mantos cohesivos o la

acomodación de los estratos granulares influenciados por el estado de reacciones que produce y cuyas consecuencias es hundimientos totales y diferenciales conocemos bien; pero es hasta cierto punto ilógico y no llega a intuirse por sí sólo que una edificación sometida a condiciones específicas en un momento dado avance en el sentido contrario al de imposición de cargas. Sólo con el auxilio del conocimiento comprendemos el mecanismo que provoca esta situación.

Los cambios volumétricos causan esfuerzos secundarios de diversas intensidades. Si éstos son moderados en relación con la habilidad resistente de la obra, son asimilados sin consecuencias visibles; pero, si, por el contrario, superan su capacidad estructural, aparecerán fisuras, grietas o hendeduras antiestéticas en los elementos componentes de la construcción que, si llegan a adqui-

rir importancia, aminoran su aptitud de trabajo y aún llegan a hacerla inoperante. El doctor Williard J. Turnbull al inaugurar en su calidad de presidente honorario la Segunda Conferencia Internacional Sobre Suelos Expansivos, celebrada en Texas en el año 1969, decía que "es conservador estimar en un billón de pesos las pérdidas mundiales, anuales, por daños estructurales producidos por las arcillas expansivas", expresiones que traemos para establecer que no es sólo nuestra la preocupación en este campo. El control riguroso de grietas es uno de los grandes anhelos del contratista o grupos contratistas de obras civiles, responsables ante los propietarios de los proyectos que ejecutan; sin embargo, es conveniente recordar que las anomalías, que a veces se observan en las obras, no siempre son originadas por movimientos de contracción y expansión del suelo y en muchos casos, además, las causas son totalmente ajenas a cualquier otra posible condición geotécnica. En esta ocasión el tema a tratar es el de los suelos de alta susceptibilidad a modificar su volumen, sus causas, efectos, identificación y soluciones constructivas.

Entre los países que han informado sobre la existencia de suelos de comportamiento volumétricamente variable y de daños considerables de éstos a las construcciones, se encuentran:

Israel
 Sud Africa
 Australia
 Canadá
 La India
 España
 Estados Unidos de Norte América
 Gran Bretaña
 Argentina
 Venezuela

y en consecuencia, la mayor documentación al respecto procede de los trabajos presentados a congresos internacionales por técnicos oriundos de las naciones citadas. Fig. 2.1



Fig. 2.1 Países que presentan problemas de suelos activos

En la República Dominicana el juicio sobre el grado de peligrosidad de los suelos arcillosos se establece con los valores de los límites de consistencia: líquido, plástico y de contracción, el peso unitario en estado idealmente seco y la sencilla prueba de expansión libre, reflejo del contenido de partículas de tamaño coloidal en los suelos, así como con la experiencia acumulada en cada región. Es menester que en el curso de los años venideros se lleven a cabo investigaciones más minuciosas que nos permitan comparar los parámetros de nuestras arcillas con los obtenidos en otras latitudes de la tierra, de modo a establecer finalmente si los suelos del Valle del Cibao son equiparables al "algodón negro" de La India, a los suelos del Oeste del Canadá, el Sur de Australia, el Valle de California, Andalucía, o a los del Sur de Israel, o para realizar alguna otra comparación del mismo tenor.

2.1 Factores de variación volumétrica Condiciones generales.

Los resultados, a veces notables, del proceso de contracción-entumecimiento de los llamados suelos expansivos, es la combinación de varios factores de naturaleza desigual, algunos de ellos relativos a la composición del suelo y de carácter permanente, otros, propios del suelo pero cambiables y finalmente los correspondientes a las condiciones del medio ambiente.

Como es de todos bien sabido existen tres minerales importantes en la composición de las arcillas: caolinita, illita y montmorillonita, constituyendo esta última un porcentaje elevado de las bentonitas, utilizadas ampliamente en la industria por sus propiedades sellantes a causa de su gran poder de expansión al humedecerse. Tal es el caso de los "lodos" empleados para estabilizar las paredes de las perforaciones petroleras. Estadísticamente está comprobada la presencia abundante de montmorillonita e illita en los suelos inestables.

Es condición necesaria, pero no sufi-

ciente, para el comportamiento expansivo, que las arcillas tengan un alto contenido de montmorillonita, siendo además menester cambios drásticos en el contenido de humedad. Es por esto que los suelos sumergidos, es decir, situados permanentemente bajo la napa freática, tienen una conducta inerte, ya que aunque de naturaleza sensible no sufren las fluctuaciones de humedad indispensables para el movimiento. Nuestro problema radicará en los materiales semisaturados, localizados sobre la napa freática. En consecuencia, es obvia la influencia que tienen los cambios climáticos en las deformaciones volumétricas. Concomitantemente a la producción de las personas internas de expansión en los suelos y al crecimiento de su volumen total, aumenta el volumen de poros, reduciéndose la resistencia al esfuerzo cortante, por tanto, la tradicional ecuación de coulomb deberá modificarse, en este caso del siguiente modo:

$$s = c + (p - u - p_e) \tan \phi$$

Donde:

s = Intensidad de resistencia al esfuerzo cortante

p = Presión total, unitaria

u = Presión de poros

p_e = Presión de expansión

ϕ = Angulo de fricción interna

De éste modo la presión de expansión, al igual que la presión neutra, ejerce una influencia de reducción sobre la presión total.

Características Físico-Químicas

La hipótesis más aceptada supone la existencia de fuerzas internas de repulsión entre las partículas del suelo, de carácter osmótico; desarrolladas en un medio acuoso, a cuyas variaciones se deben los problemas expansivos. Las condiciones físico-químicas que controlan este fenómeno incluyen la estructura cristalina interna de los minerales arcillosos, la forma y tamaño de las partículas individuales de la arcilla, la existencia de una doble capa alrededor de cada partícula de arcilla, la composición y con-

centración de los iones cambiables en la fase acuosa del sistema y la estructura del suelo, resultado de su historia geológica. Con esta tesis podría, también, explicarse la tixotropía de las arcillas.

Tipos de suelos

Los suelos que presentan problemas de fluctuaciones volumétricas son arcillas o arcillas limosas, de alta mediana plasticidad, clasificadas en el sistema Unificado como CH, CI, ó PL que pueden contener materiales granulares arrastrables por los componentes finos de la mezcla. En el territorio dominicano abundan los depósitos de arcillas de los grupos citados.

Los materiales orgánicos, fácilmente reconocibles por su color oscuro, son indefectiblemente expansibles. La práctica nacional, establecida desde años atrás, principalmente en la construcción de caminos y carreteras, ha sido la remoción de la "capa vegetal" antes de la construcción de los terraplenes. En algunas viviendas aisladas de urbanizaciones, donde se han presentado problemas de grietas en paredes y alabeos en pisos, hemos detectado, mediante barrenos geotécnicos, materiales orgánicos, consecuencia de limpiezas incompletas.

Clima

Los mayores problemas de estabilidad de suelos, en el globo terráqueo, corresponden a zonas áridas o semi-áridas, habiéndose señalado aún en zonas templadas. El eje central de la isla de Santo Domingo está situado a unos 19° de latitud norte, en la Zona intertropical y próxima al Trópico de Cáncer, con un clima que cambia desde semi-árido a muy húmedo. La temperatura media anual es de 25° centígrados. La precipitación media anual varía desde 455 mm a 2743 mm. Existen normalmente dos períodos de lluvia, uno de abril a junio y el otro de septiembre a noviembre.

Como datos de comparación consignaremos que en la región norte de Israel la

precipitación media anual fluctúa de 500 a 1000 mm. pero en el sur puede ser tan pequeña como 20 mm/año. En Australia, las lluvias oscilan alrededor de 640 mm/año. Dentro de las zonas más áridas de la región oeste del Canadá las precipitaciones son del orden de 300 mm/año.

Las condiciones se agravan cuando son marcados los cambios de las estaciones húmedas a las secas y calurosas; durante las últimas los suelos se van desecando y agrietando, penetrando el aire por las fisuras, acelerándose el proceso de pérdida de humedad. El problema se agudiza en los años en los cuales las precipitaciones son menores que las demandas de evaporación y transpiración.

El límite en profundidad donde no alcanza la infiltración de las lluvias ni la evaporación, marca el término de las variaciones volumétricas del suelo por cambios de humedad. En España se notifican profundidades de inestabilidad de 4 a 8 pies, mientras en el Asia se han verificado de hasta 40 pies.

Vegetación

Independientemente de la acción mecánica de levantamiento que producen las raíces de los árboles, lo cual se observa frecuentemente en los parques y paseos, la extracción que realizan del agua del subsuelo, cuando su influencia alcanza los cimientos de alguna edificación, produce desecación de las masas del suelo circundante, induciendo a la contracción con el consiguiente descenso de la estructura.

Aproximadamente las tres cuartas partes en peso de un árbol vivo es agua o ha sido producida por el agua, necesiándose 300 g de este líquido para generarse 1 g de materia seca de pino. Con tales necesidades los árboles extraen continuamente agua del suelo con minerales disueltos que pasan a las células evaporando el agua (transpiración) por las estomas de las hojas. A medida que son más frondosos, presentan mayor superficie de hojas, pudiendo transpirar más. Un

árbol aislado puede perder en un día de sol de 50 a 100 galones de agua

En tal virtud es conveniente mantener los árboles tan alejados de las viviendas como sea posible. Una regla práctica aconseja separarlos de las edificaciones en una distancia, por lo menos, igual a su altura probable de crecimiento.

Recordamos el caso de una vivienda erigida próxima a una javilla adulta, en la cual aparecieron, al poco tiempo de terminada, grietas de importancia. Después de varias insinuaciones para que se talase el árbol, se cortó, deteniéndose las fisuras y pudiéndose proceder a las reparaciones correspondientes. Situaciones parecidas hemos observado con pinos y con árboles y arbustos sembrados copiosamente en los alrededores de una casa.

Peso Unitario

Si los suelos, naturales o compactados por el hombre, se encuentran en un estado tal que sus partículas sólidas están muy próximas unas a otras, situación que se revela mediante valores altos del peso unitario seco, esto es que son muchas las partículas que están agrupadas en la unidad de volumen, al crecer el contenido de agua como consecuencia de una situación cualquiera, gran parte del desplazamiento de las partículas sólidas no puede efectuarse a expensas de los vacíos del suelo, porque éstos son reducidos, debiendo moverse hacia el exterior con el consiguiente aumento del volumen total de la masa de suelo y la generación de presiones de entumecimiento considerables. Es decir, que los suelos densos con una relación de vacíos baja, son potencialmente expansibles.

Komorkik y David establecen prácticamente que no debe pronosticarse entumecimiento cuando el peso unitario de los suelos fluctúa alrededor de 1280 Kg/m³ (80 lbs/pie³) y tengan un contenido de humedad mayor de 30%. Debiendo ponerse especial cuidado en aquellos con un peso

unitario seco mayor de 1920 Kg/m³ (120 lbs/pie³) y porcentaje de humedad menor de 10; pudiendo esperarse, en éste último caso, presiones de expansión mayores de 15 Kg/cm² y aumentos de volumen, en condiciones de no carga, más elevados del 20%, situación que prevalece aún en suelos con un alto contenido de carbonato cálcico.

Desde este enfoque se comprenderá que, en igualdad de condiciones restantes, los suelos pre-consolidados son más sensibles a la expansión que los normalmente consolidados; siendo la pre-consolidación un proceso, al través del cual los suelos han sido sometidos, al momento de estudio, a presiones mayores que las actuales. Es considerable el número de casos mundiales de problemas en arcillas esquistosas, que como sabemos resultan del sometimiento a grandes esfuerzos en su proceso geológico de formación. Por tanto, las arcillas pre-consolidadas son duras, reproduciéndose esta cualidad en la obtención de valores altos del número de golpes (N) en el ensayo normal de penetración.

En el Valle Occidental del Cibao, específicamente en la ciudad de Santiago, situada próxima a la divisoria con el Oriente, el subsuelo está constituido predominantemente por depósitos de arcilla limosa, inorgánica de alta a mediana plasticidad, color castaño o castaño verdoso, que han sufrido una acción combinada de descenso del nivel freático y desecación, con erosión, que le ha transmitido efectos de pre-consolidación. Esporádicamente la cantidad de limo aumenta considerablemente y/o se adiciona de arena y grava de tamaño reducido. Con frecuencia el número de golpes (N) se mantiene por encima de 15, pudiendo llegar a más de 30. El peso unitario seco es mayor de 1500 Kg/m³. La precipitación media anual es de 979 mm. El Valle del Cibao se torna más seco hacia Monte Cristi.

2.2 Ensayos de reconocimiento.

Análisis Mineralógico

Para la determinación de los minerales arcillosos en los suelos, se han estado llevando a cabo, preferentemente, dos tipos de pruebas de naturaleza físico-química: Difracción por rayos X y el ensayo térmico diferencial. Estos análisis no son de tipo rutinario, porque requieren el empleo de equipos costosos, comprometen a un tiempo largo de labor y sus resultados deben ser interpretados por un técnico especialmente entrenado. Las arcillas nacionales no han sido sometidas a este tipo de análisis para fines de cimentación.

Relación de Actividad

Skempton definió la "actividad" de las arcillas como la relación por cociente entre su índice plástico y el porcentaje, en peso, de las partículas de suelo de tamaño menor de 0.002 mm, requiriéndose, para este último dato, un análisis granulométrico por hidrómetro.

De acuerdo a los resultados de este ensayo, las arcillas se ordenan en tres grupos:

Actividad	Clasificación
0.75	Inactiva
0.75 - 1.25	Normalmente Activa
1.25	Activa

Ensayo de Consolidación

Aparentemente, entre los ensayos que pueden efectuarse en los laboratorios de Mecánica de Suelos, el más útil para la clasificación de los suelos expansivos es el de compresión confinada o de consolidación. Además de la determinación convencional del índice de compresión (C_c) deben realizarse liberaciones graduales de las cargas que permitan establecer, también, la rama de descarga en el gráfico e - $\log p$, para fijar en esta curva el índice de expansión (C_e). Los dos números deben deducirse en los sectores de máxima inclinación de las ramas de carga y descarga, relacionándose entre sí: $a = C_e/C_c$, consiguiéndose valores de "a" menores de 1, determinantes de mayor actividad a medida que se aproximan a ese

número. Antes de iniciar el análisis, deberá encontrarse la compresibilidad que experimenta, para cada incremento de carga, el equipo a utilizar. Fig. 2.2

Se han desarrollado dos modalidades para practicar el análisis de consolidación en el campo que estudiamos. El tipo de "expansión libre" y el de "volumen constante". En ambos la muestra inalterada es colocada dentro del anillo y sometida a una presión de 0.1 Kg/cm², saturándose luego. En el ensayo de expansión libre se permite el franco crecimiento de la muestra hasta que se alcance el equilibrio cargándose y descargándose, entonces, del modo regular. En la modalidad de volumen constante se somete el suelo a tanta presión como se necesite para impedir cambios de volumen. En el primer caso, la presión necesaria para llevar el volumen del suelo a su valor original, o en el segundo para mantenerlo constante, recibe el nombre de presión de expansión. En Israel se han registrado esfuerzos de esta clase del orden de 24 Kg/cm²

En el análisis de consolidación se pueden reproducir las variaciones provocadas por el paso de las estaciones, tomando y ensayando testigos en las épocas más húmedas y más secas.

Prueba de expansión libre

El ensayo de expansión libre, efectuado con la porción del suelo de partículas de tamaño menor que las aberturas de la malla Núm. 40, mide el por ciento de abultamiento que experimentan 10 cm³ de suelo puestos en contacto con agua. Fig. 2.3

Gibbs y Holtz juzgan que si la expansión libre es menor del 50%, deberán esperarse expansiones bajas y que si es mayor de 100%, la expansión es potencialmente alta.

Ensayo de Campo

El doctor J. E. Jennings de Sud-Africa, recomienda una práctica y sencilla prueba "In situ" para reconocer los suelos expansivos. Consiste en seleccionar una área de

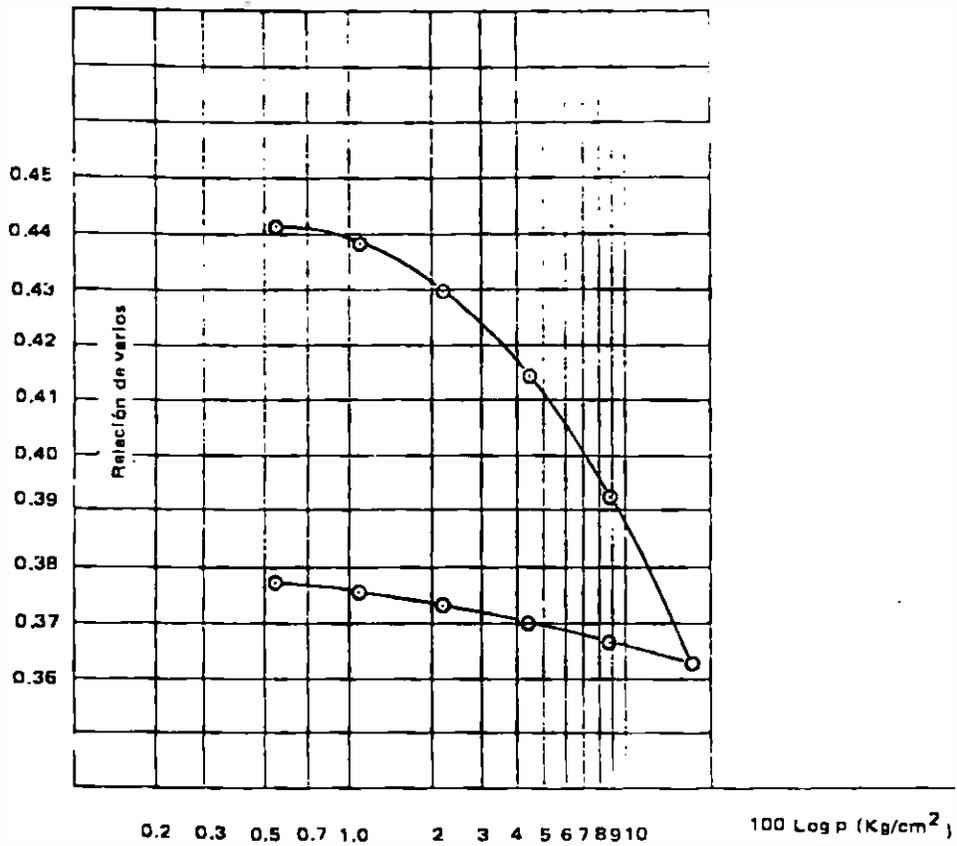


Fig. 2.2 Gráfico consolidación - recuperación

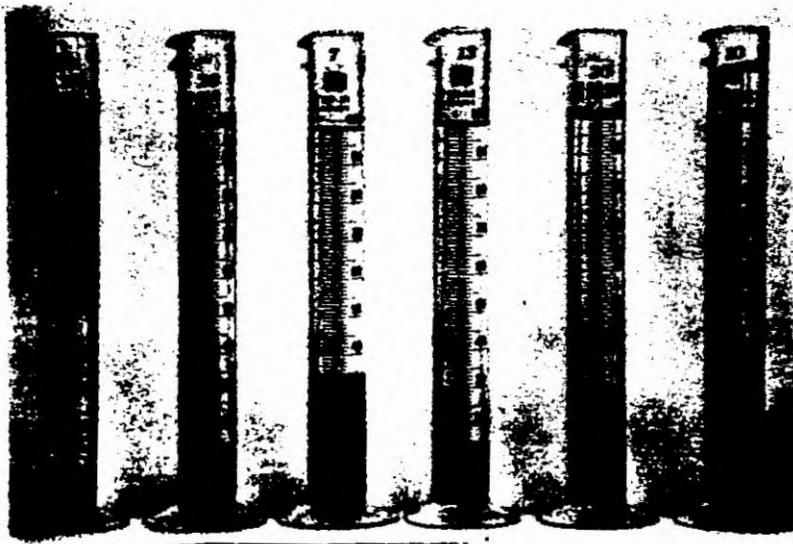


Fig. 2.3 Pruebas de expansión libre

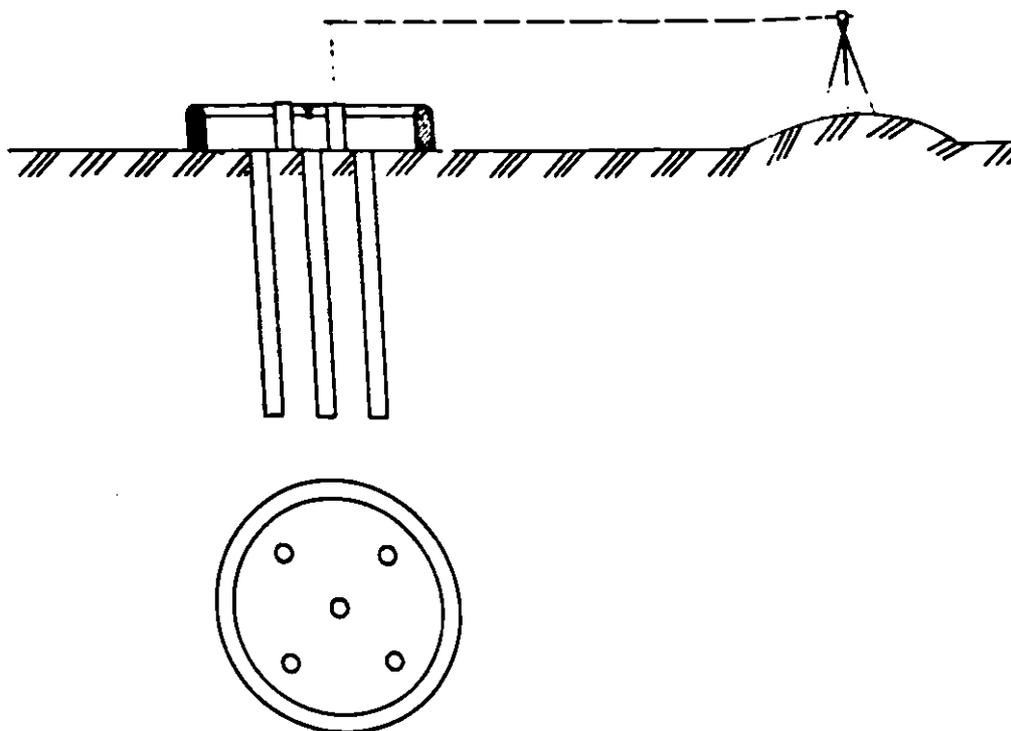


Fig. 2.4 Ensayo de campo

más o menos 20 pie² (1.9 m²) y/o horadar dentro de ella cinco barrenos, de 15 a 20 pies de profundidad, colocándose dentro del sector cinco puntos de control altimétrico. Luego se construye un pequeño montículo de tierra en el perímetro del área y se procede a su inundación. Todos los días con una manguera de jardín, se remoja, cuidándose de llenar los agujeros. Nivelaciones diarias, relacionadas a un BM remoto, son tomadas de los puntos. Si el suelo es expansivo se observarán levantamientos notorios. Fig. 2.4

2.3 Predicción de levantamientos.

El levantamiento de los cimientos colocados sobre el suelo expansivo, puede enfocarse de modo análogo a la determinación de hundimiento de una estructura sobre suelos cohesivos, haciéndose uso de la relación siguiente:

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

Donde H es el grosor del estrato que se dilata, e_0 es la relación de vacíos para la presión de sobrecarga, γ , Δe es la expansión por unidad de volumen del suelo. El levantamiento total será la suma de las expansiones sufridas por las capas individuales.

2.4 Soluciones Constructivas

Partiendo de la presunción de que en la República Dominicana existen suelos de comportamiento expansivo, en alto grado, revisaremos los procedimientos constructivos seguidos mundialmente en este tipo de problema, poniendo énfasis en las soluciones que hemos adoptado cuando han habido indicios de inestabilidad volumétrica y presiones de expansión en las arcillas.

Selección de Areas

La solución más elemental frente a suelos activos es el cambio de ubicación del proyecto a otras áreas, inertes, donde las cimentaciones pudiesen ser convencionales. Tal procedimiento pocas veces es aplicable, porque siempre existen factores ponderables de necesidad y disponibilidad que obligan a una localización específica, además de que el problema de los suelos expansivos es generalmente propio de zonas extensas. Sin embargo, en urbanizaciones en Santo Domingo, donde frecuentemente el basamento calcáreo está cubierto de bolsones de arcilla, de espesores considerables, que provocan planos de cimentación heterogéneos sobre materiales de naturaleza y comportamiento desigual, ha sido factible practicar pequeñas corrientes de viviendas con respecto a la localización original, llegándose inclusive, a cambiar la situación de las áreas verdes para hacerlas coincidir con los sectores difíciles. Algo parecido hemos efectuado en edificios industriales o comerciales.

Sustitución de materiales

Cuando los suelos expansivos están reducidos a un estrato superficial de grosor moderado, es posible removerlos y en su lugar colocar materiales inertes, elegidos preferiblemente con adiciones importantes de grava y arena. La remoción de la capa vegetal en la construcción de carreteras es una medida de reemplazo de material. En urbanizaciones el modo más eficiente, rápido y económico de hacer estas labores, es mediante el empleo de equipo pesado de movimiento de tierras, aplicado a hileras completas de viviendas. Fig. 2.5

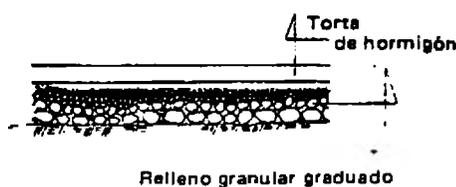


Fig. 2.5 Sustitución de materiales

Fundaciones a Horizontes Estables.

Teniendo presente que las posibles alteraciones del contenido de humedad de los suelos, por la infiltración de agua, la evaporación y la transpiración, disminuyen de intensidad, a contar desde la superficie del terreno, hasta hacerse nulas, la filosofía básica en los suelos expansivos, consiste en llevar las cimentaciones a la profundidad de equilibrio, a partir de la cual no se producirán esfuerzos de expansión. El alcance del citado plano puede conseguirse por zapatas directas, pilotes o pilares. Muchas veces el horizonte de inercia está profundo y llegar hasta él compromete a erogaciones cuantiosas. De todos modos debe tenderse a colocar las fundaciones a la mayor profundidad posible, sabiéndose que la estabilidad será función directa de ella. Fig. 2.6

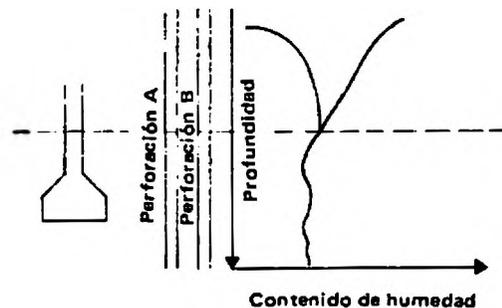


Fig. 2.6 Fundación a horizontes estables

Capacitación Estructural.

En este sistema se persigue acondicionar las obras para que resistan las presiones de entumecimiento, mediante disposiciones que aumenten su aptitud estructural. En el caso de viviendas deben reforzarse los elementos más vulnerables como son las paredes y pisos, con la meta de obtener un cubo rígido; habiendo sido éste sistema el más utilizado en el país.

Las paredes de bloques de hormigón o arcilla cocida, pueden ser reforzadas con la introducción de vigas de concreto, vaciadas dentro de los muros y situados a la altura del terreno y en la parte más alta de los muros. A veces, por motivos económicos, la viga su-

terior se sitúa en la posición de los dinteles. Se han colocado vigas inferiores, paralelas a los dinteles, para impedir la formación de fisuras a 45° y en los vértices de las ventanas. Se han utilizado mallas o barras de acero de pequeño diámetro, puestas horizontalmente entre las hileras de los bloques. Estos métodos conservan la cimentación por zapatas, diseñadas de modo normal; sustituidas ocasionalmente, por una viga-zapata. Los esfuerzos verticales de acero ("bastones") que dicta la ley colocar a 0.80 m de separación entre sí, son acercados, frecuentemente a 0.40 m. Llenándose todas las cámaras de los bloques. El caso límite, óptimo, sería la fabricación de las paredes con hormigón, cuyos costos podría reducirse empleándose moldes metálicos para construcciones en serie. Con todo esto se pretende absorber los esfuerzos que producen grietas como las típicas horizontales y de esquina. Fig. 2.7

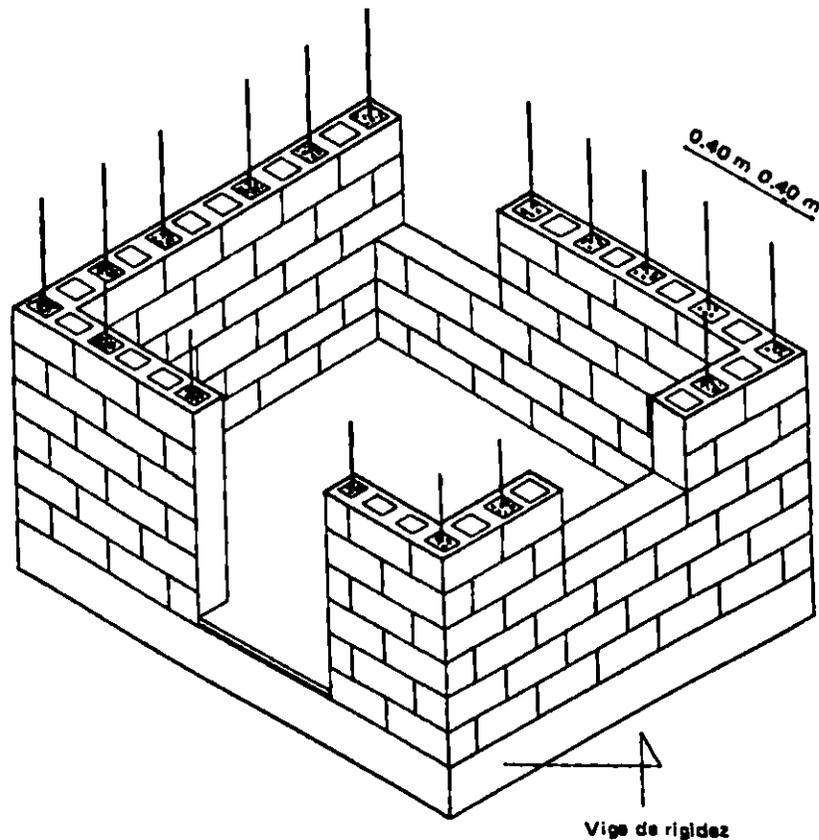


Fig. 2.7 Capacitación estructural

Los romanos utilizaron bovedillas de ladrillos para construcción de pisos en España, habiendo sido tomadas en épocas recientes como modelos para soluciones prefabricadas. Fig. 2.8

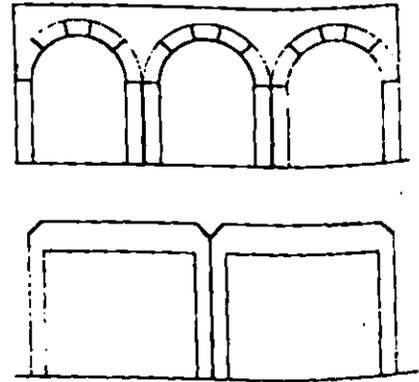


Fig. 2.8 Mesetas prefabricadas

Los pisos, son los elementos más débiles a causa de su gran superficie de contacto con el suelo y poca sobrecarga en viviendas, siendo los más difíciles de proteger. Una primera disposición, general a todos los sistemas, consiste en el rechazo del suelo expansivo, resultado de las excavaciones para fundaciones, utilizándose en su lugar material granular; graduado de moto tal a colocar los agregados más gruesos en contacto con el suelo, aminorándose su tamaño a medida que progresa el relleno, con el patrón de un Telford de caminos. Antes de la colocación de los mosaicos, que no son más que elementos ornamentales y de terminación, debe vaciarse una losa convenientemente armada. Fig. 2.9

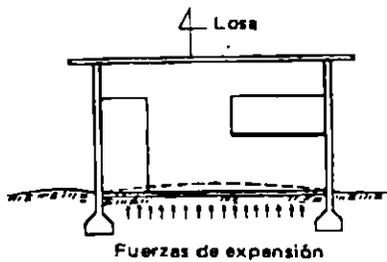


Fig. 2.9 Capacitación estructural.

Las construcciones de pórticos metálicos y mejor aún con paredes del mismo material, empleadas generalmente para instalaciones industriales, son adecuadas para resistir las presiones de expansión. Cuando se combinaren paredes con bloques, deberán someterse a las recomendaciones anteriores. Fig. 2.10



Fig. 2.10 Condición ideal de trabajo de viga de rigidez.

Edificaciones flexibles.

La idea central de este sistema es radicalmente opuesto a la del método anterior, articulándose la estructura de modo tal que se permita el libre movimiento de sus partes.

Tal concepción requiere la introducción de juntas de construcción. Las paredes interiores deben separarse de las exteriores.

Cimentaciones por Pilotes.

En casos extremos de condiciones drásticas de suelos, puede recurrirse al uso de pilotes o pilares que alcancen una capa inerte y se unan por vigas de coronación, cuyas partes inferiores queden separadas del terreno en una distancia de 15 ó 30 cm. dependiendo del abultamiento que se espera del suelo, debiendo apartarse los pisos, también, de la superficie. Las distancias libres, entre la estructura y el suelo, permitirán las deformaciones de los materiales naturales, sin consecuencias. Es costumbre en otros países, el empleo de paja, tallos de maíz, desperdicios de algodón, cenizas u otro material ligero y de desecho, para llenar el espacio libre; habiéndose usado en el nuestro paja de arroz. En ocasiones la losa de piso se apoya directamente sobre el suelo, en cuyo caso hay que aislarla de las paredes, para que trabajen independientemente. Es posible emplear las cucharas de postear, de tamaño adecuado, de las del tipo disponibles para tomar muestras de laboratorio, para hacer barrenos donde luego son vaciados pilotes. En todos los casos deberá tomarse en cuenta la adherencia del suelo circundante que trata de levantar el pilote. En el país se han utilizado pedestales de 1 m de profundidad y vigas, colocándose el piso en contacto directo con el terreno. Los primeros no han alcanzado suelos distintos de los superficiales. Fig. 2.11

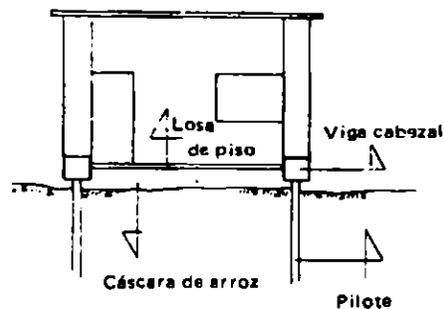


Fig. 2.11 Cimentaciones por pilotes



Fig. 2.12 Caso de pared fallada

Pavimentación.

La pavimentación con una carpeta asfáltica de circunvalación, colocada alrededor de la edificación o la disposición de una acera de concreto en igual posición, con pendientes adecuadas, contrarresta los cambios de humedad en el suelo. Algunas veces se han usado, con igual interés, láminas plásticas.

Fig. 2.13

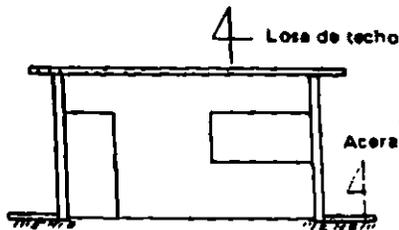


Fig. 2.13 Pavimentación

Humedecimiento del suelo.

En esta práctica se satura, por inundación, el material de cimentación para provocar las expansiones máximas antes de proceder a la construcción de los cimientos, radicando el problema, a largo plazo, en la conservación de la humedad del suelo, por lo que pueden ser útiles las disposiciones anteriores de pavimentación.

Es oportuno indicar que, aún cuando no se tomen medidas especiales, las excavaciones para cimientos no deben permanecer abiertas por largo tiempo, resecaándose y resquebrajándose el suelo, como suele acontecer cuando se construyen muchas casas al mismo tiempo o se espera la aprobación oficial de los planos. Los trabajos de excavación, vaciado de fundaciones y relleno de lugar, deben llevarse a cabo en el lapso mínimo posible.

Estabilización.

Para modificar las características expansivas de los suelos, se acostumbra añadir cal, cemento Portland o sustancias estabilizadoras, dirigidas a la reducción del entumecimiento. Cada día se intensifica más el uso de la cal hidratada, en proporciones que oscilan del 2 al 5%, en peso, principalmente en la construcción de bases y sub-bases de carreteras y aeropistas. El ensayo CBR, que incluye la determinación de longitudes de entumecimiento, suministra un medio de fijar las dosificaciones más convenientes de cal, además de proporcionar índices de resistencia al esfuerzo cortante de las mezclas. Los materiales deben compactarse en la rama húmeda del gráfico de contenido de humedad-peso unitario seco.

Tuberías.

Siendo el agua el elemento motor del entumecimiento, debe cuidarse que no hayan fugas en las tuberías de agua potable o en las de aguas negras, utilizando empalmes estancos entre las redes y los aparatos sanitarios siendo en ocasiones prudente introducir elementos flexibles en las porciones de las tuberías a la entrada y salida de las viviendas.

Con el mismo espíritu de alejar el agua del suelo de fundación, las cisternas, cámaras sépticas y principalmente los pozos filtrantes, deberán separarse de las edificaciones.

Control de vegetación.

Antes, en la discusión del tema, se establecieron las recomendaciones de lugar.

Generales.

Durante todo el desarrollo anterior, se ha dirigido el interés hacia las viviendas, principalmente individuales y ligeras, que es el tipo de construcción que más inquietud ha despertado siempre. Pero es conveniente señalar que hay otros tipos de obras civiles, como los canales, donde por conducir agua y por la intermitencia en el servicio (algunos son temporeros), tienen condiciones para provocar problemas.

CONCLUSIONES

a) Existe preocupación por las anomalías constructivas, generalmente fisuras, grietas, alabeos y otros daños observados principalmente en viviendas aisladas y ligeras.

b) Es necesario intensificar la investigación geotécnica, pura, de modo a establecer con certeza, el grado de peligrosidad expansiva de las arcillas del territorio nacional, comparando sus parámetros con las de otros países con reconocidos problemas de este tipo, de modo a precisar si procede la aplicación de medidas correctivas rigurosas.

c) Mientras no se disponga de información complementaria, las edificaciones cimentadas sobre suelos de dudoso potencial expansivo, deberán ser capacitadas para resistir esfuerzos y deformaciones de esta naturaleza.

Mucho tendrán que decir los años venideros sobre un tema tan controversial que ocupa cada vez más la atención de los investigadores.

CUESTIONARIO

- I.— ¿Tienen necesariamente las arcillas de alto contenido de montmorillonita un comportamiento activo? ¿Por qué?
- II.— ¿Por qué en los lugares de poca precipitación de lluvias son mayores las posibilidades de cambios volumétricos?
- III.— Compare el ensayo de expansión libre y el de consolidación para cuantificar a los suelos activos.
- IV.— Discuta a groso modo el aspecto económico de las diversas soluciones en arcillas activas.

UNIDAD 3

Cimentaciones profundas

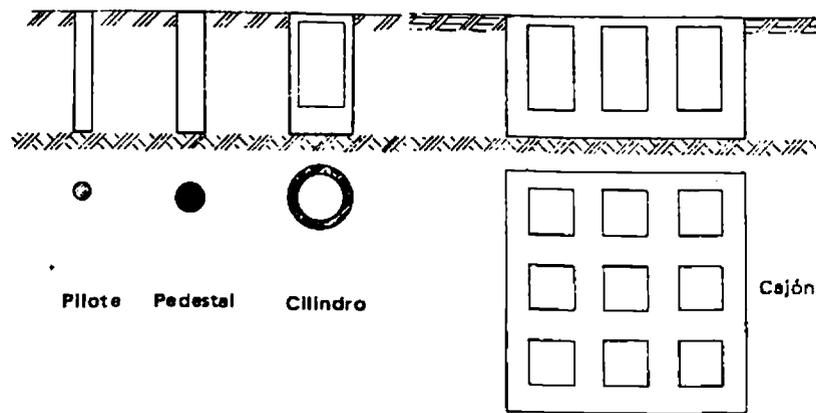


Fig. 3.1 Diferentes tipos de cimentaciones profundas.

Es deseable, pero no siempre posible, disponer en planos elevados del subsuelo de materiales de buena capacidad portante y baja sensibilidad de compresión, entre los cuales la roca, que estudiamos en la Unidad 1, es el mejor de todos dado sus valores de compresión y condición inerte frente a cargas usuales, independientemente de los riesgos de cavidades discutidos oportuna-

mente. Contrariamente los suelos localizados muchas veces en los horizontes altos correspondientes a fundaciones directas son blandos o sueltos. En estos casos y no sin antes agotar todas las posibilidades de cimentación superficial, recurriremos a la transmisión de cargas a profundidades considerables. Teniendo en todo momento presente que el cambio de sistema implicará,

indefectiblemente, aumentos cuantiosos en los presupuestos que podrían como ocurre con frecuencia obstaculizar la realización del proyecto por problemas de rentabilidad. Así de delicada puede ser la elección de la solución final.

Manteniendo el criterio que seguimos al momento de definir las fundaciones directas o por zapatas, estableceremos ahora que los cimientos profundos son aquellos en los cuales la profundidad de asiento es mayor que el ancho de la infraestructura queriéndose de este modo transitar las cargas estructurales a materiales profundos más adecuados o entregarlas de modo gradual a grosores considerables de suelos inadecuados, superficiales.

Varias son las modalidades de cimentaciones profundas, pero sin lugar a dudas la más antigua y socorrida de todas ellas son los pilotajes, de los cuales nos ocuparemos en extenso en las próximas exposiciones.

3.1 Diferentes tipos y sus características.

Independientemente de las condiciones que definen a las fundaciones profundas, expuestas ya, tendremos otro factor de subclasificación que es la condición de macizo y hueco. De éste modo llamaremos pilote a todo elemento de cimentación profunda, macizo, de dimensiones variables entre 0.30 m y 1.00 m siendo los más usuales aquellos comprendidos entre 0.30 m y 0.60 m. Sin embargo, tenemos la solución profunda tubular hueca en la cual seguimos clasificando como pilote.

El pilar o pedestal es en cierto modo un pilote que rebasa la dimensión máxima de aquel, esto es 1.00 m. Frecuentemente se maneja como la continuación en el subsuelo de una columna, a veces de secciones escalonadas y no en pocos casos desprovistos de refuerzos de acero, destacándose obviamente el principio de la reducción de costos en relación con la columna a la cual están ligados.

Las infraestructuras huecas están representadas por los cilindros y cajones —diferenciados tan sólo por su forma. En todas ellas está plasmado el deseo de obtener las áreas de trabajo al mínimo de material de fábrica, siendo mayores de 3.00 m en lado o diámetro.

El cilindro como su nombre alude, tiene sección circular y los cajones están compuestos por un conjunto de celdas, casi siempre, de sección cuadrada o rectangular. Los dos tipos son construídos, Fig. 3.2, colocándose una primera sección o anillo sobre la superficie del terreno donde han de penetrarse. En el caso de los cilindros podemos indicar para fines de orientación que las secciones tienen aspecto semejante a las de alcantarilla.

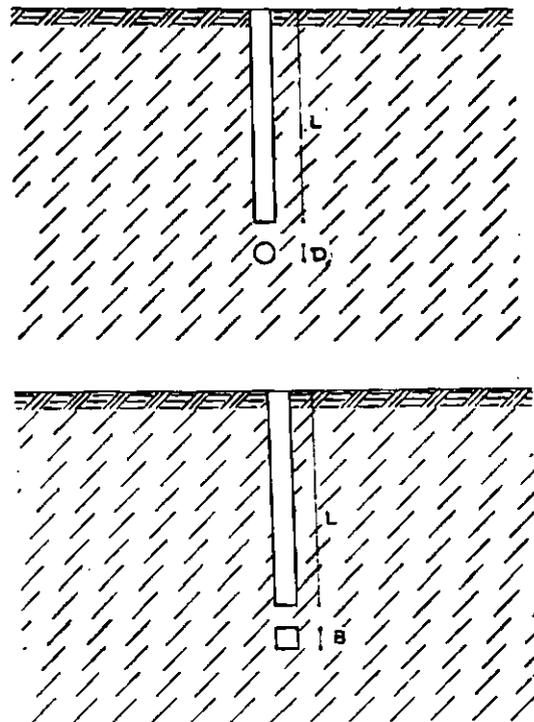


Fig. 3.2 Secciones típicas de pilotes.

Al excavar de modo gradual el suelo dentro de cilindro y bajo sus paredes irá descendiendo; debiendo controlarse su avance vertical mediante la excavación en orden conveniente. Cuando la primera sección haya descendido procederemos a la imposición de otra más y al seguimiento del

trabajo de excavación en la forma explicada. Alcanzadas las profundidades de diseño se vaciará una losa de hormigón, resistente a guisa de fondo. La existencia de flujo de agua subterránea hará necesario el uso de bombas de achique que mantengan "seca" la excavación.

La presencia de depósitos granulares dificulta el avance de estos elementos de cimentación, habiendo visto con frecuencia que han sido seleccionados erróneamente cuando hay bolos abundantes. Los cilindros deben elegirse preferentemente en suelos cohesivos.

Los cajones se manipulan de la misma forma que los cilindros.

3.2 Pilotes y Pilares

Son soluciones antiguas que ya los chinos conocieron al utilizar estacones de madera, y aún más el hombre prehistórico, cuando erigió casas en los lagos, como recurso de protección contra las fieras, empleó pilotes de madera sin saberlo ni desearlo. En el lago Lucerna, en el Cantón suizo del mismo nombre, se han localizado restos de pilotes; y Cayo César al pasar el Rhin construyó un puen-

te con pilotes. En la República Dominicana, hasta donde nosotros hemos podido investigar, uno de los empleos primigénios de pilotes corresponde a un grupo de unidades de acero empleadas en la ensenada de San Lorenzo, dentro de la Bahía de Samaná, para un muelle levantado a fines del siglo pasado. Fig. 3.3

Funciones.

- Atravesar mantos de suelos blandos y/o sueltos, transmitiendo las cargas estructurales a materiales profundos y adecuados. Funcionan ésta vez como simples columnas, donde su esbeltez no es así nunca, motivo de preocupación dado que los suelos proveen sujeción suficiente aún cuando sean blandos, siendo menester el chequeo por pandeo cuando los suelos sean extremadamente blandos, esto es de menos resistencia a la compresión confinada de 0.15 Kg/cm^2 .

- Transmitir cargas estructurales, por trabajo lateral, a manos importantes de suelos inadecuados sin alcanzarse un material resistente. Decimos entonces que los *pilotes son flotantes*.

- Anclar estructuras a tenor de tablesta-



Fig. 3.3 Pilotes de acero empleados en la ensenada de San Lorenzo. (Bahía de Samaná).

cados y puentes donde han de absorber componentes horizontales tales como esfuerzos de frenado y de movimientos sísmicos, siendo frecuente que en estos casos se utilicen inclinadas.

- Superar horizontes sobre los cuales se producen socavaciones y erosiones, suministrando estabilidad a la estructura.

La acción de socavación en las pilas de puentes se estima en base a la diferencia entre las aguas máximas y mínimas. Mientras mayor del vano de un río mayor será su capacidad para recibir los aportes de agua en creciente y en consecuencia se reducen los riesgos de erosión.

- Proteger los muelles y atracaderos contra los impactos de los buques surtos en puertos, denominándose a los pilotes en este caso como *Duques de Alba*.

- Densificar materiales granulares, llamándose por ésta función *pilotes de compactación*. Estas unidades no son de carga y su misión exclusiva es la de reducir el volumen de poros en los suelos, habiéndose usado frecuentemente de madera. Bien pudieron no haberse incluido en esta clasificación.

3.3 Diversos tipos de pilotes en atención al material empleado.

a) De madera.

Los pilotes de madera son troncos de árboles penetrados en el subsuelo en sentido contrario al de su crecimiento de forma tal que al aumentar la sección del pilote con la penetración haya un contacto íntimo entre suelo y unidad de cimentación; están prácticamente en desuso en vista de que su sección transversal no es constante, su resistencia estructural es baja, no uniforme y decreciente con el tiempo y porque además, para cortar un árbol corpulento que suministre un buen pilote hay que sacrificar con frecuencia algunos vecinos que permitan su alcance, tala y transporte, todo esto en di-

sonancia con los controles forestales de hoy en día; además de que la madera es un material de vida relativamente corta.

Es imprescindible que el eje del pilote formado por la mayoría de los centros de sus secciones transversales en ningún caso quede fuera del pilote, esto es, que el tronco no presente combas groseras. Los nudos frecuentes siempre en la madera no deben estar concentrados en ningún área, evitándose así zonas débiles. En el país se ha utilizado como madera pilotes el pino y la caya amarilla.

Cuando los pilotes se emplean en muelles o atracaderos donde quedare sujetos a las fluctuaciones de las mareas se produce pudrición acelerada en el intervalo de bajamar y pleamar. Un pilote totalmente sumergido en agua tiene una vida útil más larga que el sometido a períodos alternados de humedecimiento y secado. Hace años el espigón de penetración del puerto de Sabana de la Mar tenía unos pilotes de madera a los cuales se les pusieron camisas de hormigón en las zonas de marea, utilizando para esto tambores vacíos de combustible a título de formaletas.

Normalmente a los pilotes de maderas se les asigna una capacidad de trabajo del orden de 30 toneladas.

Existen animales inferiores que atacan la madera como son:

- Broma, molusco, lamelibranquio, bivalvo.
- Tepredo, guasano trepanador y,
- Termitas u hormigas blancas, mejor conocidas en nuestro medio por el término de comején.

Como los animales mencionados utilizan la madera como alimento, todos los tratamientos de ésta se fundamentan en la aplicación de líquidos venenosos entre los cuales el más usado hoy día es la creosota. La corteza de los troncos que se usarán para pilotes debe conservarse si el pilote no ha de ser tratado, pero en caso afirmativo deberá eliminarse para permitir la eficiente penetra-

ción de la creosota caliente y a presión hacia el centro del tronco.

b) De hormigón

Son muchas las razones que justifican el uso preferente del hormigón armado convencional o pretensado en la construcción de pilotes. La posibilidad de otorgarle forma y dimensiones a voluntad y su confección totalmente con materiales nativos.

La forma geométrica más usada es la cuadrada, pero también están las circulares, triangulares, exagonales y otras. El pilote cuadrado se puede vaciar con moldes de 3 lados con economía de la tapa, su longitud pocas veces supera los doce metros en razón de las limitaciones de las grúas de manipulación.

Con frecuencia los esfuerzos máximos en el hormigón del pilote no se producen en las operaciones de penetración sino en las labores de manipulación y transporte en los sitios de vaciado y de hinca. Para llevar los esfuerzos a su mínima expresión colocaremos en las caras del pilote y a iguales distancias de sus extremos cables o barras en forma de ganchos u orejas Fig. 3.4 que obliguen el

levantamiento del pilote por las orejas colocadas en los puntos adecuados.

Frecuentemente se ha elegido concreto de 250 Kg/cm² y a 28 días de edad para pilotes, recurriéndose al vapor para acelerar el proceso de fraguado de modo tal que a las 24 horas se obtengan los valores máximos de trabajo.

El pilote de hormigón tiene un punto vulnerable y es el empalme. Existen algunas soluciones patentadas como la unión "Hércules" usada en el país, habiéndose recurrido en los últimos años a empalmes machimbrados, Fig. 3.5 consistentes en 4 ó 5 barras de acero empotradas en uno de los extremos del pilote que finalmente penetrarán en igual número de agujeros y posiciones en la otra unidad de empalme; vaciándose finalmente un producto a base de azufre-carbono que licuado por calor llegan a los espacios libres entre barras y agujeros, cementándolo todo al solidificarse, Fig. 3.6 Un molde metálico sujetado a la zona de empalme facilita el vertido del fundente. En todo lo que antecede nos hemos referido tácitamente al pilote prefabricado.

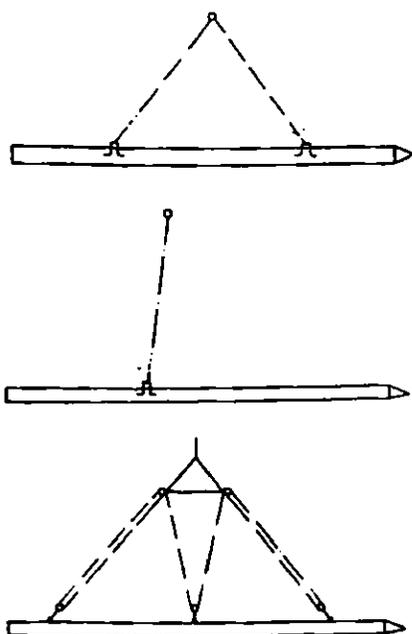
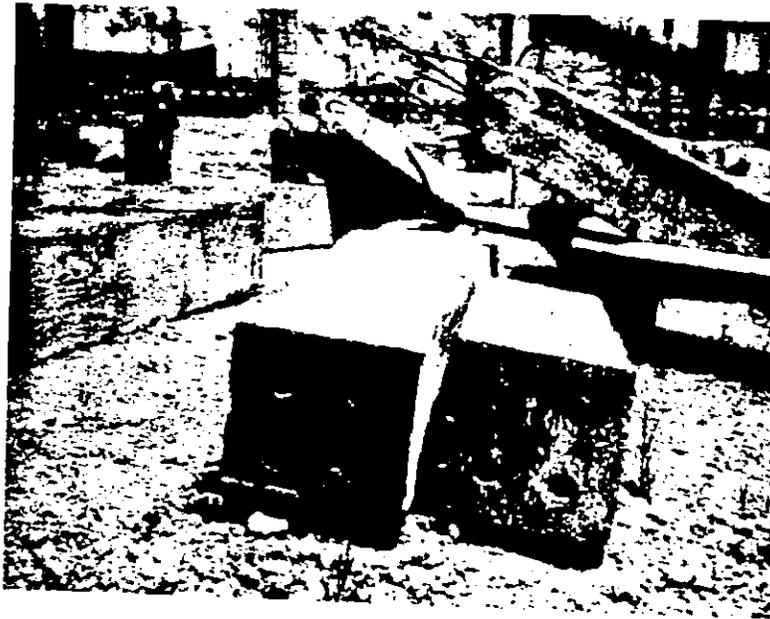


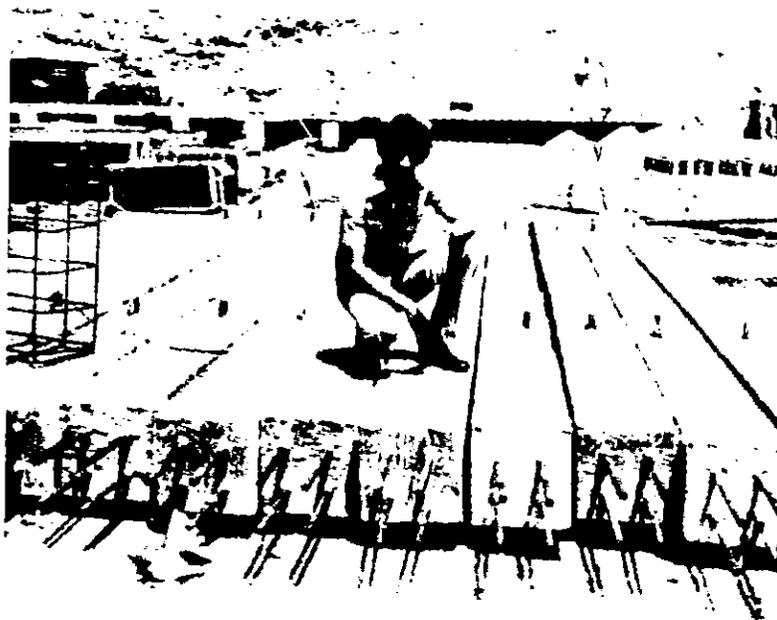
Fig. 3.4 Disposiciones de ganchos

Pilotes vaciados en sitio

Se inician con la realización de un hueco de las dimensiones y profundidad establecidas en armonía con las condiciones estratigráficas. Para las perforaciones podríamos usar en el país las máquinas para construir pozos. En ocasiones y para aumentar el área de la punta se hace un ensanchamiento en el extremo inferior del pilote. En algunos países indoamericanos se acostumbra producir el ensanchamiento en el fondo de la excavación por acción manual, llamándoles en estos casos pozos indios. Finalmente se introducirán los refuerzos de acero que por lo general se colocan en la parte superior del pilote, vaciándose entonces hormigón a todo lo largo de la unidad de cimentación. En caso de riesgos de derrumbe en la paredes por la naturaleza del material deberán utilizarse camisas metálicas que si se recuperan gradualmente en la medida que progresa la



A Hembra



B Macho

Fig. 3.5 Empalmes machiembrados.



Fig. 3.6 Proceso de cementación de pilotes

colocación del concreto estaremos frente a los llamados pilotes tipo strauss, Fig. 3.7

c) De metal

Pueden ser de dos tipos:

- Perfiles H, y,
- Tubulares.



Fig. 3.7 Camisa metálica en pilote Strauss.

Los perfiles H son semejantes a las piezas metálicas utilizadas como vigas, con algunas diferencias introducidas en su fabricación en los altos hornos. Son productos de importación cuyos costos se van haciendo cada vez más gravosos. Los perfiles H se designan por la longitud del ala y su calibre, medido por su peso en la unidad de longitud, así tenemos en el mercado ofertas frecuentes de pilotes de 12", 14" y 16", etc. Los pilotes de 10" de ala corrientemente se ofrecen en 42, 44 y 57 lb/pie siendo obvio que a medida que aumenta el peso por unidad de longitud crece su resistencia a la penetración. El perfil H se comporta como un cincel que permite atravesar suelos relativamente consistentes como depósitos fluviales donde otros pilotes se detendrían. Su empalme es simple y rápido mediante la adición de piezas de refuerzo y soldadura autógena.

La vulnerabilidad de las piezas de acero soterradas frente al ataque de aguas acidulas, radica en su sensibilidad a la corrosión y pérdida de material pudiéndose proteger exitosamente en la actualidad con la aplicación de pinturas epoxy ya fabricadas en el país a solicitud, y no en existencia de almacén por su poca durabilidad eficiente al menos con los sistemas industriales disponibles.

Pilote metálico tubular se desarrolla como su nombre señala en tuberías de acero de diámetro y calibre variables, así tenemos de 12, 14, 16, 18 y 20 pulgadas de diámetros, y grosores de pared frecuentes de 1/4 y 1/2 pulgada.

El pilote tubular puede utilizarse con punta o azuche, es decir, una cofia metálica reforzada que le otorga capacidad para desplazar el suelo durante las operaciones de hincas, o por el contrario se puede penetrar abierto. El azuche es la reproducción de la punta de suelo que el pilote construye bajo su tapa de fondo facilitando el avance progresivo.

Este pilote es versátil y permite diversas modalidades de "modus operandi" que in-

clusivo se puede decidir y cambiar durante el trabajo o ejecución de campo. Cuando se hinca a punta cerrada su penetración implica un desplazamiento de suelo igual a su volumen originando en ocasiones el detenimiento del avance si el suelo es de densidad media o alta, existiendo siempre el recurso de su hincia sin tapa de fondo a tenor de un gigantesco tomamuestra de pared fina (Shelby).

Los tubos se empalman cortándolos previamente y bicelándolos para aplicarle varios cordones de soldadura resistente al impacto, efectuado todo en cumplimiento a las normas de soldadura que son más extensas y complejas de lo que en principio podría creerse. La verticalidad de los tubos debe asegurarse con el uso periódico de un nivel, de burbujas, de buen tamaño.

d) Mixto.

En ocasiones a los pilotes tubulares hincados abiertos se les remueve el material de su interior mediante barriles que tienen en su extremo inferior una "dentadura" constituida a base de soldadura adecuada provista de roca para ser reconstruida de tiempo en tiempo, que tiene además una tapa de fondo móvil que permite la introducción del material cortado dentro del barril, para su izado y vaciado en la superficie.

Una vez limpia la tubería de acero se procede al caviado del hormigón mediante cilindros de diámetro menor que el del pilote y de fondo móvil que permiten llevar el concreto sin disgregación a los niveles graduales de hormigonado. Cuando estamos trabajando bajo agua podría ser conveniente dejar un "tapón" de suelo sin remover.

3.4 Clasificación de los pilotes en atención a la forma constructiva.

Fundamentalmente, por su forma de construcción, los pilotes se sub-clasifican en prefabricados con las unidades vaciadas en planta o en el mismo sitio de uso y los pilotes pre-excavados y vaciados en sitio. Fig. 3.8



Fig. 3.8 Pilote vaciado in situ.

De los segundos nos ocupamos ya en el Acápite 3.2.

Los pilotes prevaciados son hincados en las posiciones de trabajo mediante martinetes que producen impactos y empujan el pilote en el subsuelo.

Pilote hincado a presión de agua

En este caso se coloca dentro del pilote de hormigón y antes de su vaciado una tubería que podría ser de PVC coincidente con el eje de la unidad que termina en dos ramales ligeramente vueltos hacia arriba y salientes en la punta del pilote. Durante la hincia se hace pasar agua a presión por la tubería interna del pilote y ésta, al salir remueve el suelo facilitando la penetración del pilote. A pesar de que los chorros de agua van a salir del pilote ligeramente inclinados hacia arriba la perturbación del suelo circundante y en especial en la punta es considerado, por lo cual debe suspenderse la inyección del agua por lo menos durante el último metro de penetración.

3.5 Martinetes.

a) Martinete de caída libre.

Los martinetes de caída libre o de gravedad fueron los primeros ideados por el hombre. Constan de una maza metálica que puede ser levantada con un montacargas hasta una altura determinada a partir de la cual se dejan caer libremente produciendo una andanada en la cabeza del pilote que provoca su avance en el sub-suelo. Las mazas se construyen de hierro de fundición hasta de un peso de 6 toneladas, aunque normalmente fluctúan de 3 a 4 toneladas. La energía dinámica necesaria para esta operación se acostumbra normalizar de modo tal de que el número de golpes medido para la unidad de longitud de penetración suministre un valor relativo de resistencia del suelo-pilote, siendo algo así como el número "N" del ensayo normal de penetración. Podría pensarse que la energía de impacto sería incrementable con el sólo aumento de la altura de caída libre, pero esto tiene un límite porque una distancia considerable del martillo produciría vibraciones excesivas en la torre de la piloteadora. Fig. 3.9,



Fig. 3.9 Martinete

El martinete de gravedad puede ser tan eficiente como la de otro martillo cualquiera, pero su baja velocidad de operación prácticamente lo ha descartado. Durante muchos años en República Dominicana se emplearon martinetes de gravedad con torre de madera e inclusive, se hincaron con ellos pilotes inclinados.

b) Martinete de vapor.

El martinete de vapor de acción simple utiliza el vapor de agua para izar la maza del martillo que luego cae por gravedad, es decir, que en esta segunda fase se comporta como un martillo de caída libre.

El martinete de vapor de acción doble recurre a la presión del vapor tanto para levantar su maza como para lanzarla descendientemente.

c) Martinete diesel.

Este tipo de martillo opera con una mezcla de diesel y aire. Cuando la maza de la piloteadora cae sobre el pilote el motor se excita y enciende por la explosión que es suficiente para levantar el émbolo de la máquina que se apaga y encenderá nuevamente por un nuevo impacto. Tienen el inconveniente de que al inicio de la hinca, si el suelo es muy blando no provee la suficiente oposición para que el motor encienda; por otra parte es un equipo ligero y económico que puede ser utilizado con grúa. Sus bajos costos de adquisición y operación lo han hecho popular en el mundo, siendo la mayor parte de los existentes en el país del tipo en asunto. El martinete alemán Delmag ha dominado el mercado, disponiéndose localmente de los modelos D-22 y D-32 que corresponden a energías operacionales máximas de 2200 y 3200 Kg/m; siendo graduable la energía de penetración en cada caso. Los japoneses han

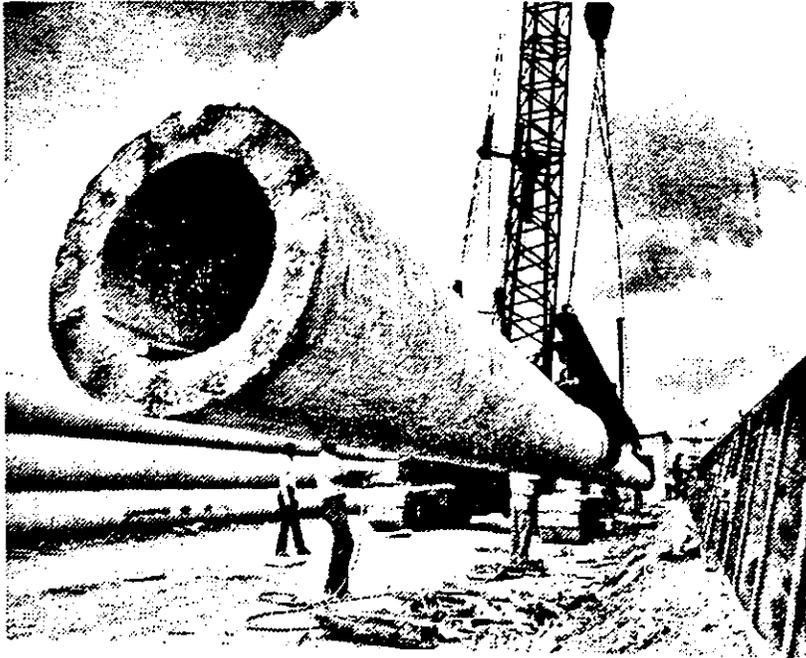


Fig. 3.10 Manejo de pilotes.

introducido un martillo diesel que compite exitosamente con el germánico.

d) Martinete vibratorio.

En los martinetes vibratorios se ponen a

trabajar dos masas excéntricas cuyas componentes horizontales se anulan, sumándose las verticales. Son máquinas capaces de generar grandes energías.

CUESTIONARIO

- I.- Discuta el uso de pilotes de hormigón y el empleo de perfiles H.
- II.- Establezca diferencias entre los pilotes de hormigón vaciados en sitio y los penetrados a golpes.
- III.- Discuta los riesgos de los pilotajes flotantes.
- IV.- Manifieste las diversas formas en que pueden utilizarse los tubos de acero como pilotes.
- V.- Compare el trabajo de cimentación profunda con pilotes de hormigón penetrados a golpes y vaciados en sitio.
- VI.- ¿En cuáles maneras podrían utilizarse los tubos de acero como pilotes?

UNIDAD 4

Capacidad de carga de pilotes

En todo pilote, indefectiblemente, se pueden separar dos tipos de trabajo; la transmisión de carga por la base del pilote llamada *capacidad de punta* y la entrega por el fuste que denominaremos trabajo lateral. No tenemos ninguna teoría que evalúe estos dos aportes del modo como operar, es decir, simultáneamente y en consecuencia estamos obligados a computar por separado los supradichos comportamientos.

La capacidad total de un pilote (Q_d) será igual a las contribuciones del trabajo de la punta (Q_p) más el trabajo por la entrega lateral (Q_l)

$$Q_d = Q_p + Q_l$$

4.1 Capacidad de carga por la punta.

Trataremos primeramente el cómputo de la capacidad de carga por la punta, y lo realizaremos haciendo provecho de nuestros co-

nocimientos adquiridos, esto es, empleando la teoría de la capacidad portante de Terzaghi en infraestructuras superficiales aplicadas ahora a fundaciones profundas. De éste modo si tenemos pilotes de sección cuadrada el cómputo de la capacidad por la punta se efectuará aplicando la siguiente expresión:

$$Q_p = B^2 [1.2 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma] \quad [A]$$

Siendo:

D_f : Longitud del pilote

B : Lado de la sección del pilote

N_c, N_q , y N_γ factores de la capacidad de carga.

Para pilotes de sección circular utilizaremos la expresión:

$$Q_p = \frac{\pi D^2}{4} [1.2 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma r N_\gamma] \quad [B]$$

Para determinar la capacidad admisible dividimos por el factor de seguridad (F.S.) que fluctúa normalmente entre 2 y 4, que la gran mayoría de las veces lo tomaremos como 3.

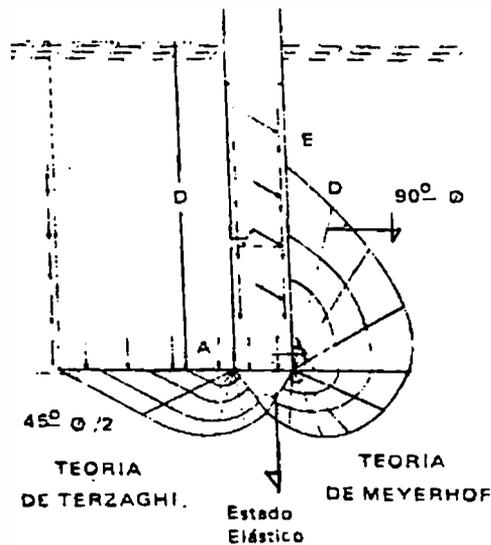


Fig. 4.1 Capacidad de carga por la punta Teorías Meyerhof y Terzaghi.

En la actualidad se dispone de teorías modernas debidas a los aportes de investigadores como Meyerhof y Skempton, continuadores de los trabajos de Terzaghi en este campo. Meyerhof hizo notar que habían unos sectores arriba del plano de cimentación en los cuales se generaban esfuerzos resistentes al cortante, plasmados según se reproduce en la Fig. 4.1, en la cual pueden observarse una zona triangular inmediatamente abajo, de Rankine, y una serie de zonas radiales que se inician con líneas que parten de los extremos del cimiento y son acotadas por espirales logarítmicas. Este tipo de consideraciones condujo a Meyerhof a establecer la siguiente ecuación:

$$q_d = C N^c + \gamma D f N^q, [C]$$

donde:

N^c y N^q son los coeficientes de carga de Meyerhof que no tienen iguales valores que los homólogos de Terzaghi, pero que siguen siendo función del ángulo de fricción interna véase Fig. 4.2.

La aplicación de la teoría semi-empírica de Meyerhof requiere que los pilotes tengan una penetración mínima en el manto resistente igual a

$$4 \sqrt{N \phi} B \quad [D]$$

donde:

$$N \phi = \sqrt{\text{tg}^2 45 + \frac{\phi}{2}}$$

En un mismo caso de cimentación profunda la diferencia en los resultados al aplicar, por separado, las teorías de Terzaghi y Meyerhof es grande.

4.2 Capacidad de carga por trabajo lateral.

El trabajo lateral se manifiesta como acción de contacto entre el pilote y el suelo que lo envuelve por el fuste, en consecuencia, la expresión general de trabajo, independientemente de las características geométricas del pilote y del suelo que lo confina, será la siguiente:

$$Q_l = A_l \cdot s \quad (E)$$

donde:

A_l = área lateral del pilote en contacto con el suelo.

s = intensidad al esfuerzo cortante.

En consecuencia, tendremos que diferenciar el trabajo lateral en arcilla y en arena.

a) Trabajo lateral en arcilla.

Si el pilote es de sección cuadrada y está embebido en arcilla pura, la medición de su trabajo vendrá dada por la siguiente ecuación: $Q_l = 4 B l_s$.

Donde $4 B l_s$ es el área lateral del pilote en contacto con el suelo. Fig. 4.3.

En arcilla saturada y blanda, y en condiciones de ensayo triaxial no drenado, el valor de la resistencia al esfuerzo cortante se iguala con la cohesión.

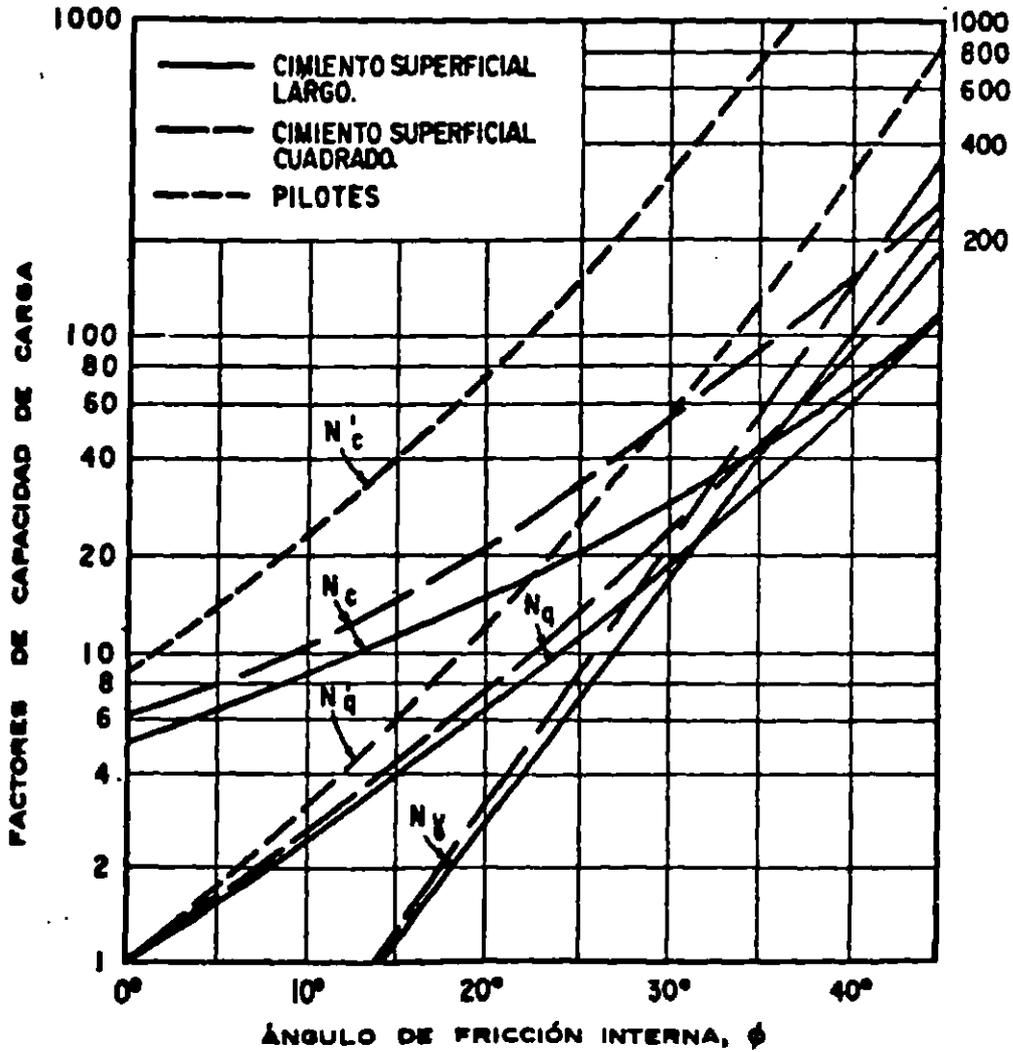


Fig. 4.2 Coeficientes de carga de Meyerhof.

$s = c$ donde $\phi = 0$

Por tanto, utilizando la prueba de compresión inconfiada tendremos que $c = 1/2 q_u$

Por tanto, la expresión (D) se convierte en:

$$Q_t = 4 B l \frac{1}{2} q_u = 2 B l q_u [F].$$

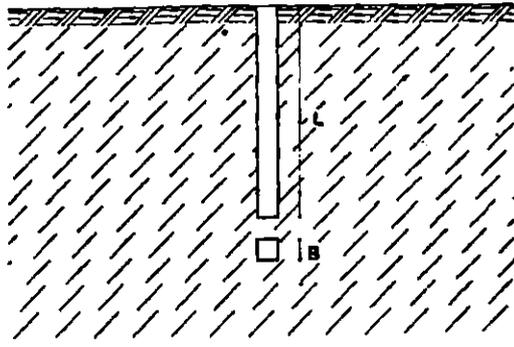
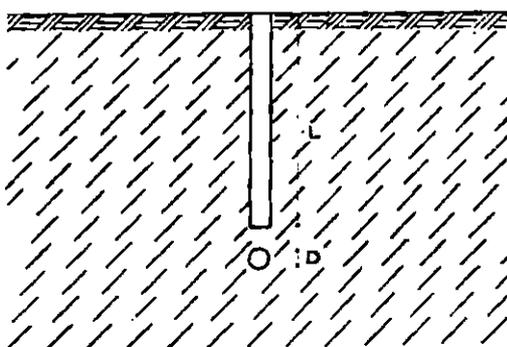


Fig. 4.3 Pilote cuadrado y circular en arcilla pura

La capacidad total de un pilote (Q_d) será igual a las contribuciones del trabajo de la punta (Q_p) más el trabajo por entrega lateral (Q_l).

$$Q_d = Q_p + Q_l$$

Expresión a la rotura que debe ser efectuada del correspondiente factor de seguridad para llevarla a capacidad de carga de trabajo o admisible.

Si el pilote es circular, siguiendo el mismo análisis anterior, el cómputo de la capacidad de carga por trabajo lateral será igual a

$$Q_l = D \cdot l \cdot s$$

$$Q_l = 1/2 D l q_u$$

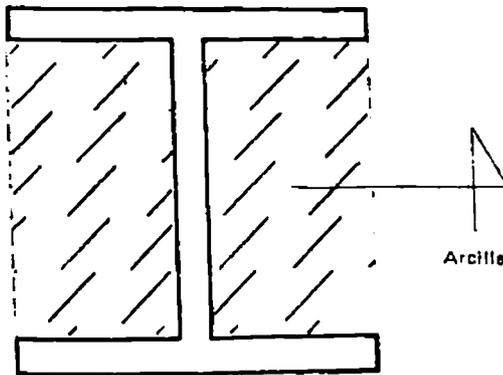


Fig. 4.4 Perfil de acero en arcilla

Si la unidad de cimentación es un perfil "H" su área lateral para el cómputo de la adherencia se toma como el perímetro que circunscribe al pilote. Fig. 4.4.

Cabe destacar que la consistencia de la arcilla incide en el valor real del parámetro "c" cuando el pilote se penetra a golpes. Cuando la arcilla es blanda, la acción de hincar provoca consolidación del suelo circundante y en consecuencia, el valor final de la cohesión es mayor que la computada en laboratorio y en especímenes inalterables. Contrariamente cuando la arcilla es

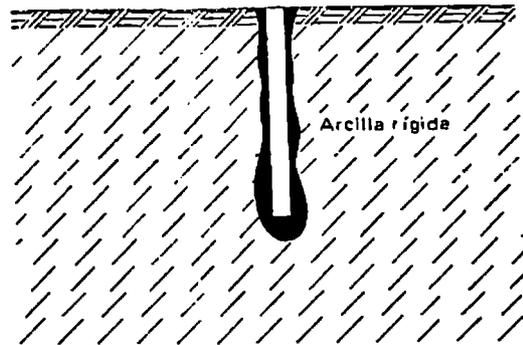


Fig. 4.5 Pilote en arcilla rígida

rígida, la penetración del pilote podría conducir a la separación sectorial del material cohesivo, esto es, que no habría un contacto continuo entre suelo y pilote con el consiguiente aminoramiento de la capacidad lateral; por lo que entonces sería procedente afectar las fórmulas de cómputos de un factor reductor. Fig. 4.5.

b) Pilotes en arena.

Igual que en el caso anterior, nos referiremos a las mismas dos formas geométricas estudiadas.

Obsérvese que la intensidad al esfuerzo es $s = p \tan \phi$; $c = 0$

Y por tanto, varía con el aumento de profundidad por lo que tendremos que recurrir a la forma integral.

En pilotes de sección cuadrada tendremos, Fig. 4.6

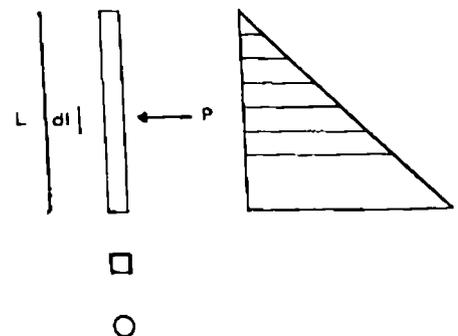


Fig. 4.6 Pilote cuadrado y circular en arena

$$Ql = \int_0^L 4B dz p \text{ tang } \phi = \int_0^L 4B dz \cdot \gamma Z \cdot K \text{ Tang } \phi$$

$$= 4 B \gamma K \text{ Tang } \phi \int_0^L Z dz$$

$$= 2 B \gamma k \text{ Tang } \phi l^2$$

Donde K es el coeficiente de presión lateral de las tierras. Si el pilote produjese la suficiente condición de deformación para que la arena circundante entrase en estado pasivo, el coeficiente a utilizar sería el armónico con este estado plástico, las dudas que se originan en torno a esta situación y sobretodo en el orden de la amplitud hasta donde llega la acción de hinca dirige muchas veces a valores más conservadores cuando se emplean los coeficientes de estado de reposo (K_0) que como recordaremos pueden tomarse del modo siguiente:

Arena suelta: 0.40 – 0.45

Arena densa: 0.45 – 0.50

En el caso de pilote circular la capacidad de carga por el fuste es:

$$\begin{aligned} Qdf &= \int_0^L \pi DK dz p \text{ Tang } \phi \\ &= \int_0^L \pi DK dz Z \text{ Tang } \phi \\ &= \pi DK \text{ Tang } \phi \int_0^L Z dz \\ &= \pi D \gamma k \text{ Tang } \phi \int_0^L Z^2 dz \\ &= \pi D \gamma k \text{ Tang } \phi \frac{l^3}{3} \end{aligned}$$

Si el subsuelo está constituido por estratos alternados de arcilla y arena, los aportes parciales deberán computarse en uno y otro tipo de material, por separado. La contribución de una capa de arena que no se inicia

en la superficie implicaría el uso de una integración con sus límites reproduciendo las fronteras de la capa de arena.

Con toda propiedad llamaremos *adherencia* al trabajo lateral en arcilla y por *fricción* al correspondiente en arena.

c) Grupo de pilotes

Lo más probable es que un sólo pilote no sea suficiente para soportar la carga de una columna, pila u otro elemento estructural siendo menester en consecuencia, recurrir a varias unidades que trabajando de forma global implicarían relaciones particulares que necesitarán enfoques especiales dada su interrelación.

El número de pilotes quedará determinado por el cociente entre la reacción estructural total (R) y la capacidad total admisible (Q_{adm}) de una sola unidad de cimentación.

$$\text{Número de pilotes} = \frac{R}{Q_{adm}}$$

Utilizaremos finalmente el número entero más próximo al resultado de la aplicación de la relación anterior, preferiblemente por exceso.

La reacción R no es la suma pura y simple de todas las cargas estructurales ino de las que resultan de afectar la sumatoria por el factor de probabilidad, por criterios cuya discusión escapan a nuestro campo de trabajo.

Existen innumerables formas de distribuir los pilotes dependiendo del número total y del tipo y forma de la infraestructura, por lo cual recomendamos el estudio de las disposiciones que en este sentido recoge la Fig. 4.7, donde se recurre a las filas en trespelillo o no.

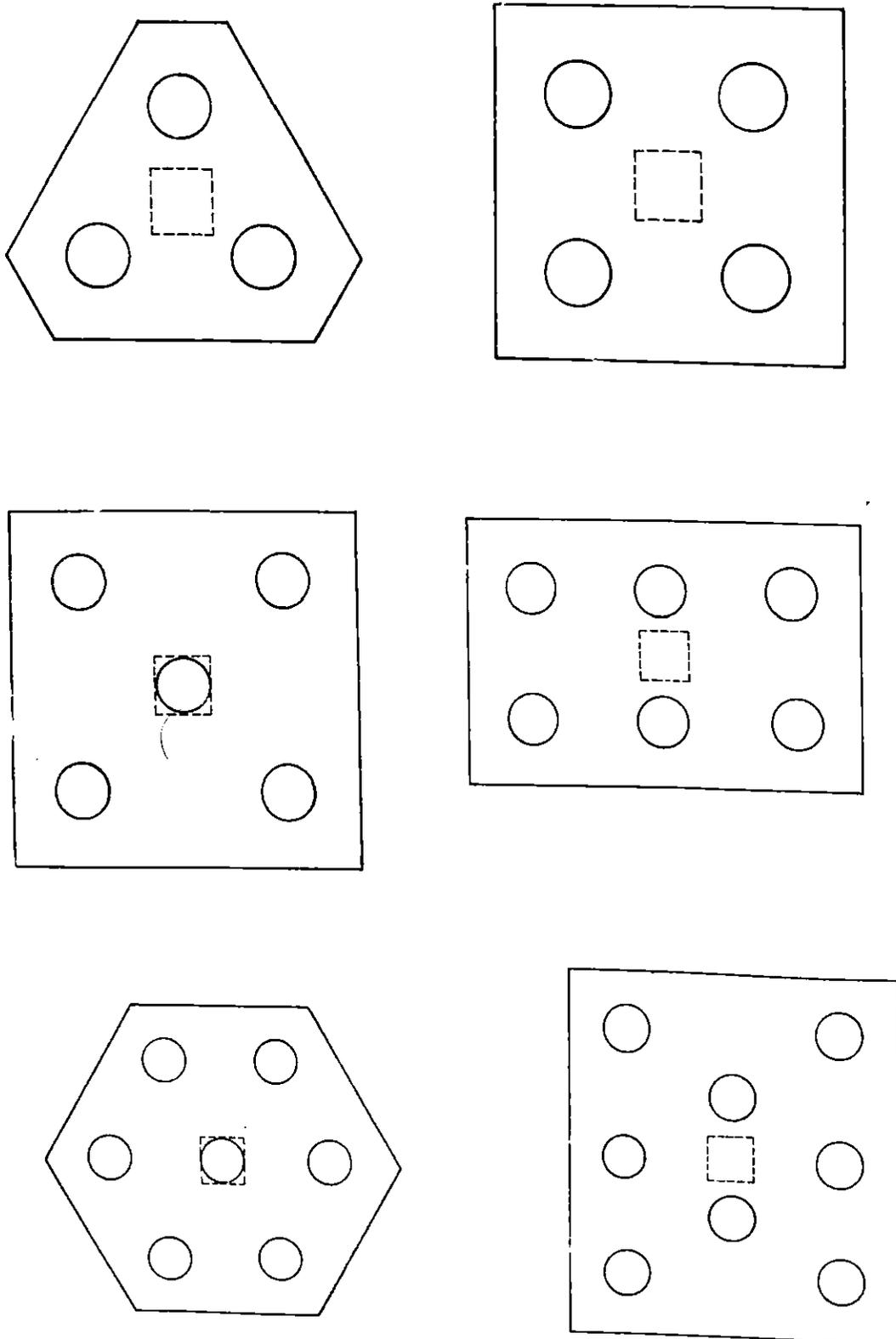


Fig. 4.7 Grupo de pilotes.

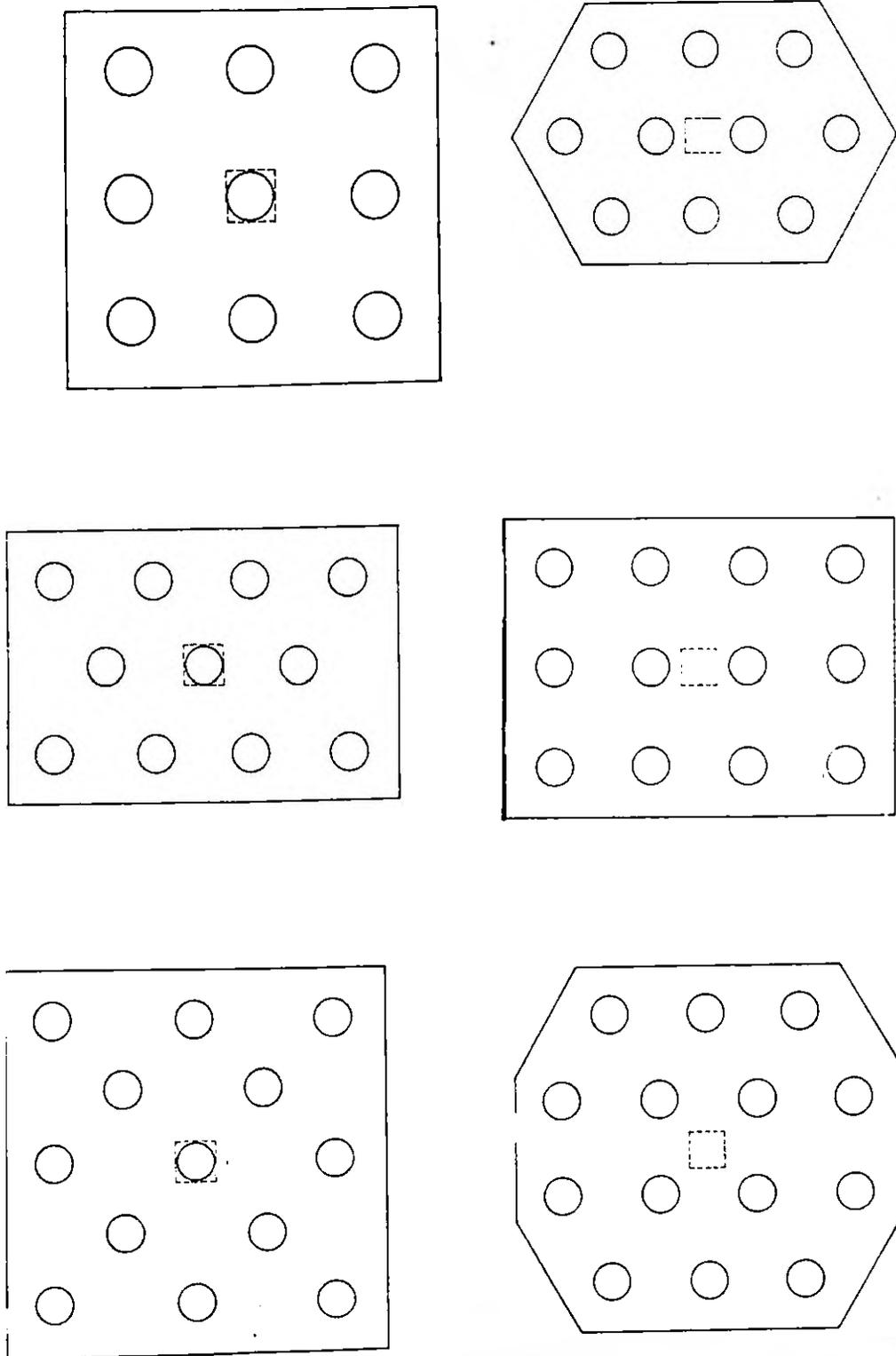


Fig. 4.7 Grupo de pilotes

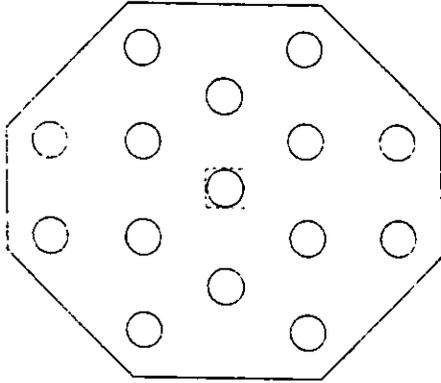


Fig. 4.7 Grupo de pilotes

Para su trabajo íntimo los pilotes habrán de ser unidos superiormente por una torta de hormigón armado que los fijará griostrarán, recibiendo el nombre de *cabezal de pilotes*. Fig. 4.8

La forma del cabezal de pilotes que por lo general proyecta algo más hacia afuera que el perímetro de las unidades tiene usualmente, aunque no es de absoluto rigor la misma forma de la superestructura a la cual está ligado.

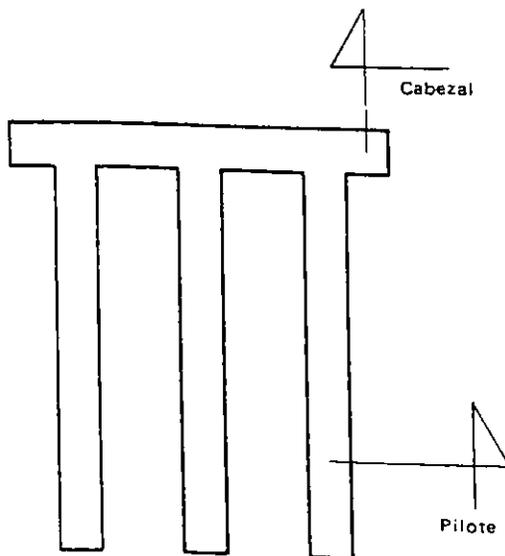


Fig. 4.8 Cabezal de pilotes

Separación de unidades.

El acercamiento excesivo entre los pilotes encierran riesgos de choques de las unidades sobre todo si se piensa en los inevitables crecimientos en planta y ganancia de profundidad, por lo cual, tenemos que regular el acercamiento mínimo, medido de centro a centro, entre los pilotes en función de su lado, diámetro o dimensión homóloga, aceptándose como 2.50 , donde D es el diámetro o lado del pilote, a la mínima separación permisible. Por otra parte, el alejamiento excesivo implica gastos superfluos en el costo del cabezal de los pilotes, estableciéndose como regla orientadora un alejamiento máximo entre los centros de las unidades no mayor de 3.50 .

$$2.50 \leq d \leq 3.50 D$$

Donde:

d = separación entre los pilotes.

La mínima separación especificada no debe ser violada en ningún caso; la separación máxima contrariamente podría sobrepasarse.

Grupo de pilotes en arcilla.

Cuando los pilotes están embebidos en suelos cohesivos el material que resulta confinado entre las unidades del grupo a la separación no mayor que la reglamentaria, adquiere cierta consolidación, es decir, que un grupo de pilotes se comportará a la larga como un pilote único, de grandes dimensiones o gigantesco. En el pasado se produjeron muchas fallas por el desconocimiento del análisis anterior. De todo esto se colige que el procedimiento a seguir en arcillas será: Primero: determinar la capacidad de carga por adherencia de un solo pilote; Segundo: establecer el número de unidades del grupo; y, Tercero: controlar el trabajo del conjunto visualizado como un gran pilote. Se observará que este último enfoque es el que domina el diseño.

Veamos un ejemplo, según Fig. 4.9, y Fig. 4.10

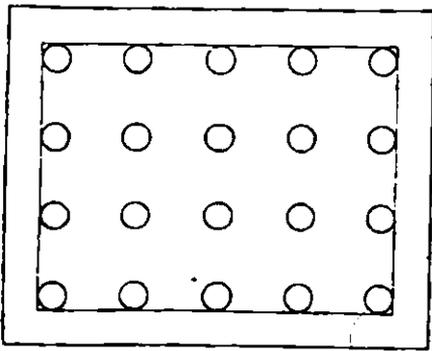
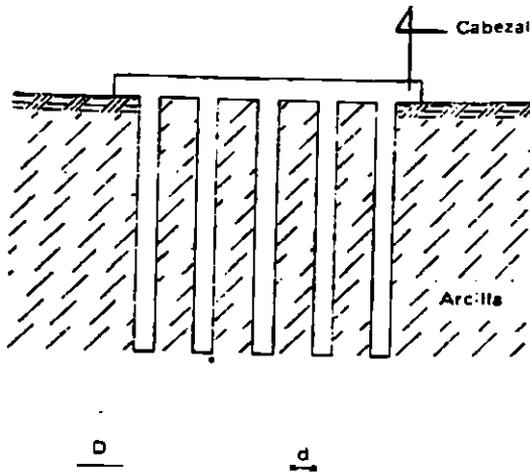


Fig. 4.9 Separación de pilotes.

Otra modalidad más práctica sería la de igualar la expresión (F) a la reacción total amplificada por el factor de seguridad y deducir de ella las dimensiones del grupo, en este caso D_g que satisface de forma mínima el criterio de seguridad establecido. Al comparar la expresión (F) con la que rige a un solo pilote podrá deducirse el siguiente corolario:

El trabajo como grupo será confiable si su perímetro es por lo menos igual a la suma de los perímetros de las unidades componentes.

4.3 Fricción negativa.

De acuerdo a la terminología que hemos seguido, deberíamos más bien llamar adherencia negativa al tema que nos ocupa. La

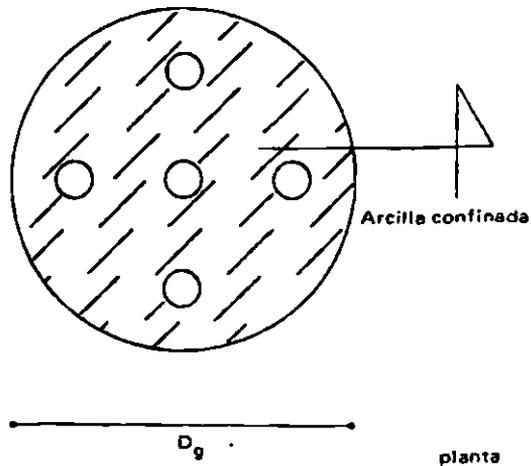


Fig. 4.10 Trabajo de grupo en arcilla

fricción negativa es uno de los fenómenos más ingratos que podemos tener en el caso de pilotajes y se origina de la siguiente forma: cuando tenemos pilotes de punta que atraviesan depósitos de arcillas blandas en proceso de consolidación, por la acción que le transmiten rellenos de diferentes tipos de obras o cargas estructurales, los mantos cohesivos en su descenso por compresión se cuelgan de las unidades de cimentación, adi-

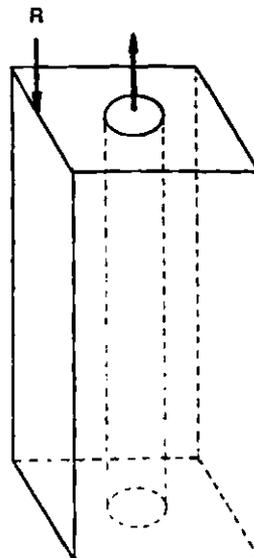


Fig. 4.11 Fricción negativa

cionando a las reacciones que estos deben soportar la carga o lastre del suelo adhesivo. Este podría ser el caso de un almacén cimentado sobre pilotes donde las presiones provocadas por los materiales guardados producen la consolidación de las arcillas infrayacentes motivadoras de la fricción negativa. Estamos pues, frente a la única situación donde los suelos dejan de ser portantes para convertirse en carga adicional. El sentido contrario al normal, conduce al juicio de negativa en ocasión a la adherencia clásica que habría que tomar como positiva, Fig. 4.11.

No existe método preciso para determinar la masa de arcilla tributaria que se adhiere, pega o cuelga a cada pilote, del grupo, estableciendo una repartición lógica al suponer que un pilote como el central de la Fig. 4.12 tendrá que soportar el peso de un prisma de suelo cuyos lados de su base quedan determinados por las posiciones equidistantes a cada fila de pilotes, restándole el volumen ocupado por el pilote mismo. Las

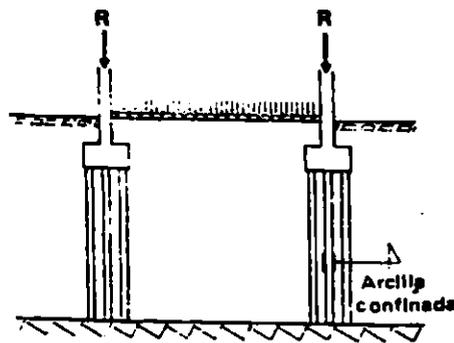


Fig. 4.12 Arcilla confinada

unidades periféricas tendrán áreas tributarias mayores, pero por razones de uniformidad y sencillez las tomaremos iguales a las de los pilotes centrales. El peso unitario del suelo en proceso de consolidación, en sus condiciones reales, es decir, semisaturado o sumergido; terminará por fijar la carga del material arcilloso.

El mecanismo de la fricción negativa ocurre de modo lento y gradual, reflejo de las características del fenómeno de la consolidación que lo provoca, de esta forma, paulatinamente las masas de suelos vecinas a cada pilote se van colgando de él, de su periferia hacia afuera, pero podría llegar un instante en el cual los pesos crecientes iguallen la capacidad del suelo y éste rompa, momento a partir del cual cesa la fricción negativa para comenzar de inmediato el mismo ciclo. Frente a éstas exposiciones podemos establecer que la evaluación de la fricción negativa no podrá ser siempre tomada como una simple consideración de cargas de suelos potencialmente adheribles sino que tendrán que ser comparadas con aquellas que rompen el suelo. Expresado de otra forma, nuestra estrategia de trabajo deberá ser la siguiente: valuremos el peso máximo del suelo que puede pegarse del pilote y lo compararemos con la capa que produce la falla del suelo, siguiendo el procedimiento para computar la adherencia o fricción positiva. El menor de los dos valores será el que reproducirá la realidad del fenómeno y en consecuencia, el que habrá de sumar a las cargas estructurales de los pilotes para fines de diseño. Insistimos una vez más sobre la extraña situación del suelo que por una vez deja de ser apoyo para convertirse en carga.

Podrá comprenderse ahora con mayor claridad que para que ocurra fricción negativa es menester que los pilotes trabajen por la punta porque si fuesen flotantes participarían del hundimiento general por la consolidación y no habría movimiento relativo entre suelo y pilote. Otra observación a destacar es que la fricción negativa redu-

ce las cargas de los suelos sobre el plano de cimentación y por tanto aminora la capacidad portante de las cimentaciones en asunto.

Cuando el proyecto contempla por sus funciones inmediatas la ocurrencia de fricción negativa los pilotes serán diseñados para soportarla, pero cuando las obras se realizan parcialmente ignorándose en sus fases primeras las partes complementarias pueden alcanzarse situaciones no previstas. Seamos más claros con un ejemplo; si se construye un puente sobre pilotes y a posterior se proyecta una vía de circulación próxima al estribo y con rellenos que inician la consolidación de mantos de arcillas blandas subyacentes. El pilotaje original que no fue previsto para fricción negativa podría ahora quedar sometido a condiciones críticas.

Hundimientos generales, fricción negativa y pilotes de control.

En ciudades donde gran parte de ellas están sometidas a hundimientos generales por consolidación, casi siempre motivados a su vez por descenso de la napa freática, las edificaciones cimentadas sobre pilotajes de punta acarrearán situaciones engorrosas como son la de el caso de un edificio moderno, con pilotes, levantado adyacente a viviendas antiguas que participan del hundimiento colectivo. La adherencia de la arcilla mayor en la vecindad de los pilotes conlleva al estado de cosas que reproduce la Fig. 4.13.

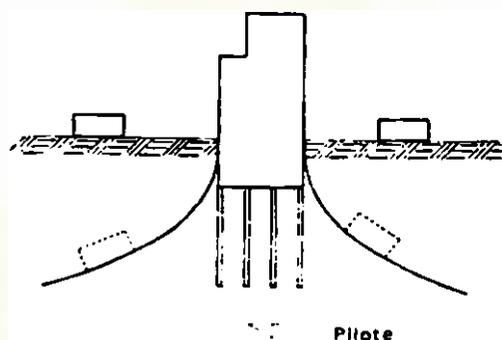


Fig. 4.13 Hundimientos generales

En tal situación las viviendas no piloteadas sufren hundimientos diferenciales, se agrietan y dañan, estableciéndose responsabilidades legales que culminan con las indemnizaciones de lugar.

Para obviar la situación anterior el ingeniero Flores González ideó lo que él llamó *pilotes de control*, Fig. 4.14 en el cual la unidad de cimentación atraviesa una losa de fundación existiendo los dispositivos convenientes para que la placa siga los movimientos de consolidación; todo dispuesto del siguiente modo. Dos pernos verticales empotrados en la losa atraviesan un cabezal y allí son fijados con tuercas. Entre el cabezal y la parte superior del pilote se colocan

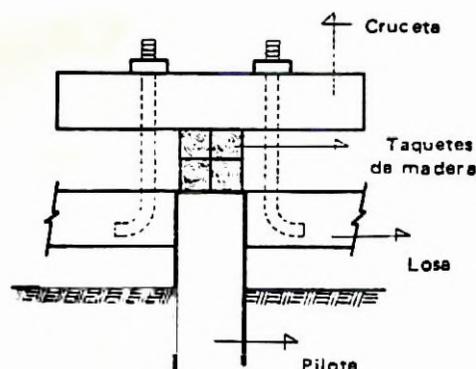


Fig. 4.14 Pilote de control.

una serie de piezas de madera separadas a su vez por planchas metálicas, sirviendo el conjunto de elemento amortiguador. A medida que progresa la consolidación la placa de cimentación se hace descender aflojando las tuercas de los pernos; pudiendo liberarse un pilote por separado de modo total para realizarse en él extensiones a los pernos, cambio de piezas de madera y otros tipos cualesquiera de reparación y mantenimiento. El pilote de control permite también la corrección de la verticalidad de los edificios que lo utilizan si ha lugar. Los sótanos de edificios cimentados de éste modo tienen un aspecto muy característico que le dan los pilotes aparentemente emergidos sobre la losa de cimentación.

A veces se puede preparar un gráfico de profundidad y número de golpes, Fig. 4.15 en el cual se destaque las peculiaridades del comportamiento resistente de cada pilote e inclusive, se defina con toda claridad el aumento creciente y sostenido del número de golpes que definen el fin de la hinca.

Cada pilote habrá de ser marcado con pintura en los segmentos elegidos para su control de penetración, señalándose con número de profundidad que corresponde a cada 4 ó 5 divisiones, todo de modo que la persona encargada de contar el número de golpes, y que puede auxiliarse en ocasiones con un reloj contador, vea los señalamientos con claridad y sepa en cualquier momento a qué profundidad se encuentra la punta del pilote.

4.4 Control de hinca.

Del mismo modo que los marinos llevan la bitácora de abordo los constructores deberían acostumbrarse a registrar en un historial de ejecución todos los pormenores del avance de la obra, teniendo ésto peculiar significación en el caso de los pilotes sobre los cuales se debe reunir el mayor acopio de datos posibles que permitan tomar decisiones de hinca y pronosticar su comportamiento futuro.

Como paso inicial procederemos a identificar con números y/o letras las diferentes unidades de un mismo grupo, referencia que será registrada en la hoja específica de cada pilote, como aparece en la Fig. 4.15, podrán ser vertidos datos relativos al martinete, tales como peso de la maza, altura de caída, fechas de inicio y término de penetración, peculiaridades de hinca y descripción del suelo si el pilote fuese tubular y abierto y lo más importante la colocación del número de golpes o impactos necesarios para avanzar el pilote en la unidad de penetración tomada como de 0.5 m o según el caso de la figura citada 0.3 m.

Al principio de la hinca el avance del

pilote se efectúa de modo rápido, es decir, con número de golpes bajos para la unidad de penetración e inclusive en ocasiones con el solo peso propio del pilote; aumentando, usualmente, la resistencia con el aumento de la profundidad. En principio la meta es llevar la punta de los pilotes a la longitud computada en el diseño por las fórmulas estáticas, pudiendo producirse pequeñas variaciones función de cambios locales en el subsuelo de cada unidad. Es de buena práctica constructiva tratar de que todas las puntas de los pilotes queden al mismo horizonte, aunque por las razones expuestas nunca se consigue con todo rigor.

Se llama *rechazo* cuando el pilote desarrollando una gran capacidad por la punta requiere de 3 a 5 golpes del martinete para penetrar 1 cm situación ésta siempre deseable, requerida por todos los profesionales envueltos en el proyecto de cimentación profunda, pero digna del siguiente comentario: las características naturales que llevan al rechazo no siempre están presentes en el suelo dentro de profundidades prácticas lo que hace que en muchas ocasiones el anhelado rechazo no se alcance.

El ingeniero de fundaciones residente en obra, decidirá el momento en que la penetración debe ser suspendida, tratando de que el pilote alcance la máxima resistencia posible pero que no llegue a dársele el golpe que podría producir su rotura o deterioro. Para todo esto hay que "sentir" el comportamiento suelo-pilote en cada ocasión.

4.5 Tixotropía.

La hinca de un pilote en arcilla encierra un procedimiento tixotrópico en el cual la unidad de fundación amasa el suelo, destruyendo sus vínculos antiguos y aminorando la resistencia al esfuerzo cortante del material cohesivo; que luego se recupera de modo gradual. Es ésta la causa de que los pilotes penetrados en arcilla ofrecen una resistencia inicial, anormal cuando las operaciones de penetración se suspenden por uno o varios días, situación que los operadores de marti-

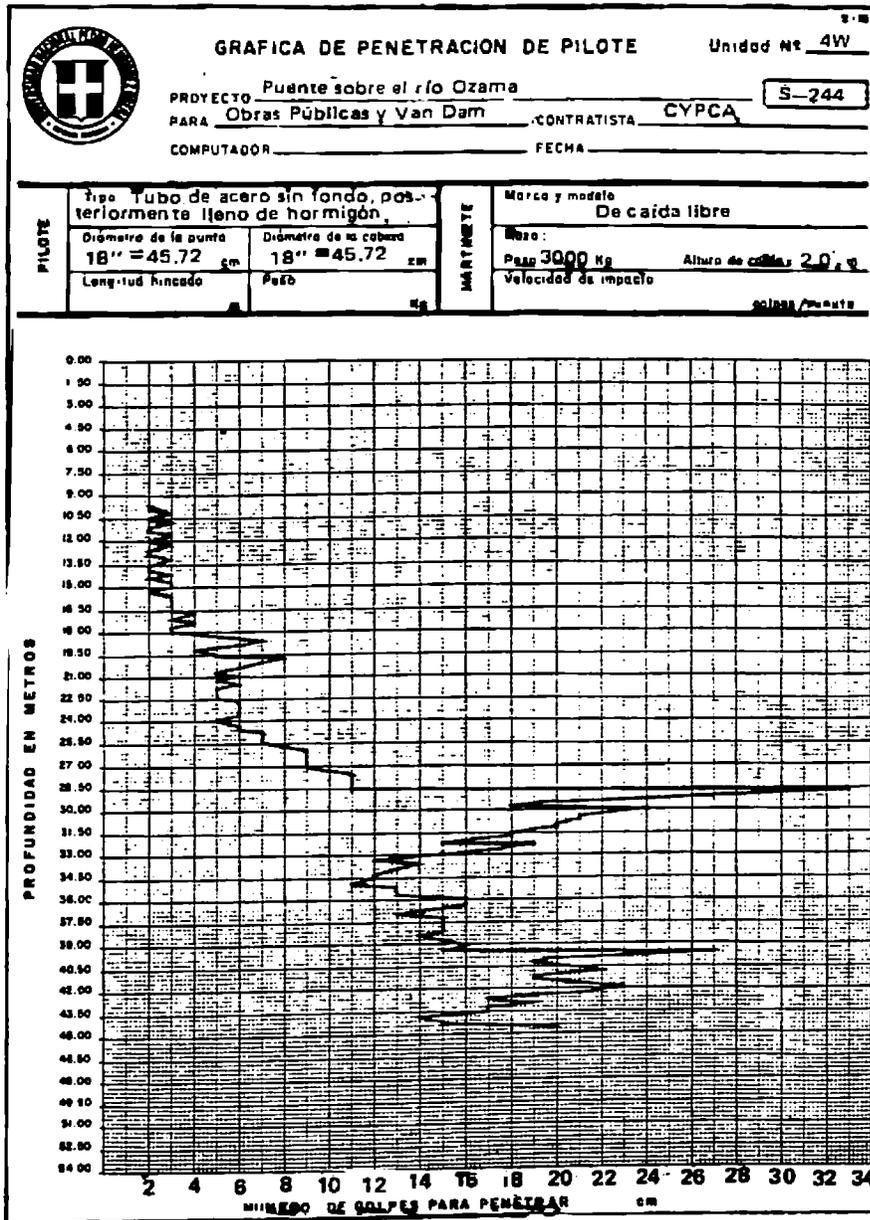


Fig. 4.15 Gráfica de penetración de pilote

netes justifican diciendo que el pilote se "duerme", de lo cual se colige que dentro de las posibilidades, la penetración de un pilote deberá ejecutarse de modo contínuo hasta su finalización. Al momento de entrar la obra en servicio gran parte de la fluctuación en resistencia se ha recuperado. En arcillas sensitivas el fenómeno de la tixotropía es más marcado.

4.6 Hundimiento de pilotes.

En pilotes flotantes siempre existe el riesgo de que las cargas estructurales exciten a los mantos arcillosos situados bajo el plano de la punta de los pilotes, por lo cual cabe un análisis de pronósticos de compresión, establecido empleando la conocida y usada expresión de Terzaghi,

$$S = \frac{H \cdot C_c}{1 + e_0} \text{Log. } 10 (P_0 + p)$$

Donde los términos envueltos no ameritan comentario.

Algunas veces la transmisión de cargas para estos fines no se inicia a partir del plano de asiento de la punta de los pilotes, sino se coloca a dos tercios de sus cabezas. Cuando

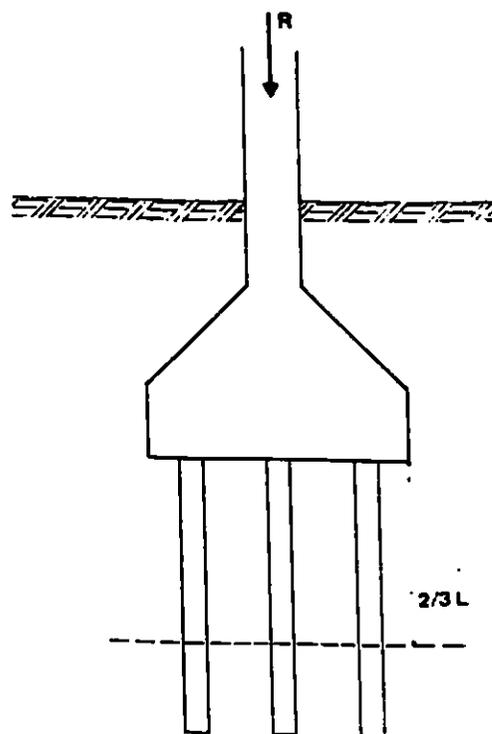


Fig. 4.16 Hundimiento de pilotes

do las arcillas estuviesen estratificadas, la compresión total vendría dada por la suma de las compresiones por capa, analizando cada estrato en las condiciones de sollicitación y parámetros de cada capa. Fig. 4.16

Ejercicios resueltos

- I.— Atravesando un depósito de arena o limo arcilloso o mezcla de ambos saturado a partir de 1.5 m alcanzarán la formación calcárea de la ciudad a 9.45 m.
 Compute la capacidad de carga por la punta de los pilotes aplicando la teoría de Terzaghi y Meyerhof.



Pilotes pretensados de hormigón cuadrado de 14'' de lado

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.85 \text{ Kg/m}^3$$

$$30^\circ$$

$$C = 0.31$$

Desarrollo

a) Por la teoría de Terzaghi

$$Q_p = B^2 [1.2 C N C + \gamma' D_f N_q + 0.4 \gamma' B N_\gamma]$$

$$\text{Para } \phi = 30^\circ \quad \begin{array}{l} N_q = 30.14 \\ N_C = 18.40 \\ N = 16.56 \end{array}$$

$$\gamma' = 1875 - 100 = 875 \text{ Kg/m}^3$$

$$B = 0.3556 \quad C = 0.31 \text{ Kg/cm}^2 = 3100 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_p = (0.3556)^2 [1.2 \times (3100) \times (18.40) + 875 (9.45) (30.14) + 0.4 (875) (16.56)]$$

$$Q_p = 40,430.18 \text{ Kg}$$

$$Q_{p \text{ adm}} = \frac{40,430.18}{3} = 13,476.726 \text{ Kg}$$

b) Aplicando Meyerhof

$$q_d = C N C' + \gamma' D_f N_q'$$

$$N C' = 350, N_q' = 56.5 \gamma' = 875$$

$$q_d = 3100 (350) + 875 (9.45) (56.5)$$

$$q_d = 1085000 + 467184.375$$

$$q_d = 1552184.375 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q_p = B^2 \times q_d$$

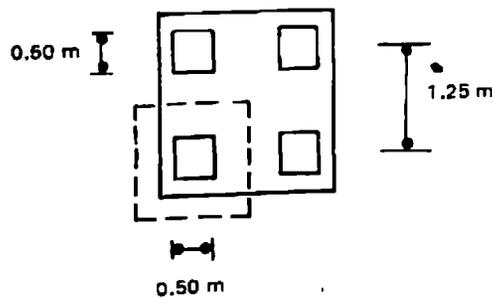
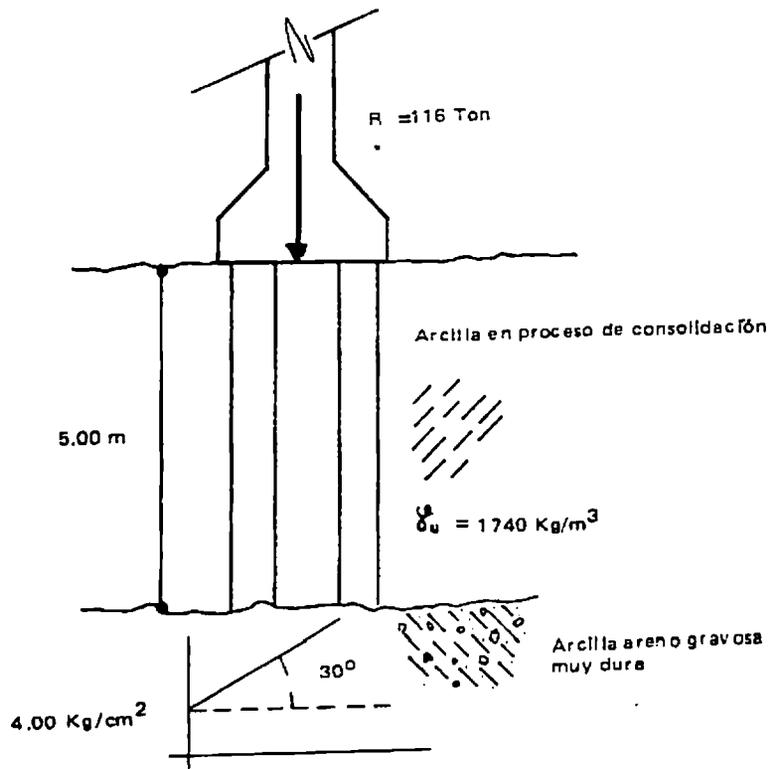
$$= (0.3556)^2 \times 1552184.375 = 196273.7 \text{ Kg}$$

$$Q_p = 196.27 \text{ Ton}$$

$$Q_{padm} = \frac{196273.7 \text{ Kg}}{3} = 65424.566 \text{ Kg}$$

Respuesta 65,424.566 Kg 65.42 Ton

II.— Analice la siguiente solución de fundación por pilotes, determinando el factor de seguridad



$$q_{d_s} = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$Q_d = 0.25 (1.3 \times 40 \times 37 + 1.74 \times 5.0 \times 22 + 0.4 \times 1.74 \times 0.5 \times 20)$$

$$= 0.25 (1924 + 191.4 + 6.96)$$

$$= 0.25 (2122.36) = 530.59 \text{ Ton/Pilote}$$

- $N_c = 37$
- $N_q = 22$
- $N_\gamma = 20$

$$\text{Grupo: } 530.59 \times 4 = 2122.36 \text{ Ton}$$

Area tributaria: $(0.375 + 0.375) (0.375 + 0.375 + 0.5) - \text{Area del pilote}$

$$= \frac{1.25^2}{2} - 0.25 = 1.563 - 0.25 = 1.313$$

$$\text{Chequeo: } \left\{ \frac{1.25}{2} + \frac{1.25}{2} \right\}^2 - A_{\text{Pilote}} = 1.563 - 0.25 = 1.313$$

$$\text{Volumen tributario / Pilote} = 1.313 \times 5 = 6.565 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso tributario / Pilote} = 6.565 \times 1.74 = 11.423 \text{ Ton}$$

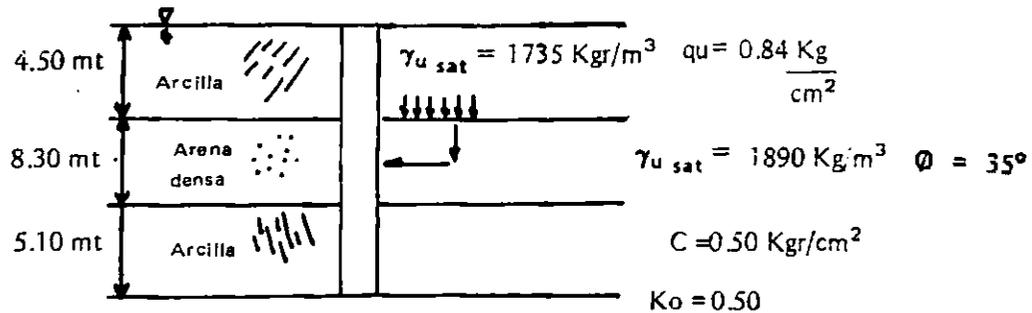
$$\text{Peso tributario total (fricción neotiva)} = 11.423 \times 4 = 45.69 \text{ Ton}$$

Cargas totales = 116 + Fricción Negativa Total

$$116 + 45.69 = 161.69$$

$$\text{F.S.} = \frac{2122.36}{161.69} = 13.126$$

III.— Determine la capacidad de carga lateral, admisible, del pilote de las condiciones indicadas.



$$\gamma'_1 = \gamma_{u\ sat} - \gamma_w = 785 \text{ Kgr/m}^3$$

$$\gamma'_2 = \gamma_{u\ sat} - \gamma_w = 890$$

a) 1era. Capa

$$Q_{dl} = 2B l q_u = 2 (35) (450) (0.84) = 26,460 \text{ Kgr}$$

b) 2da. Capa

$$Q_{dl} = \int_{11}^{12} 4B dZ S = \int_{11}^{12} 4B dZ \text{ Ptg} \phi = 4B \text{ tg} \phi \int_0^{8.30} (1766.25 + 445Z) dZ$$

$$P_h = P_v \cdot K = [(\gamma'_1) (4.50) + \gamma'_2 (Z)] \cdot K_o = 1766.25 + 445 Z$$

$$Q_{dl} = 4 B \text{ tg} \phi [(1766.25) (8.30) + (222.5) (8.30^2)] = 29,396.85 \text{ Kgr}$$

c) 3era. Capa

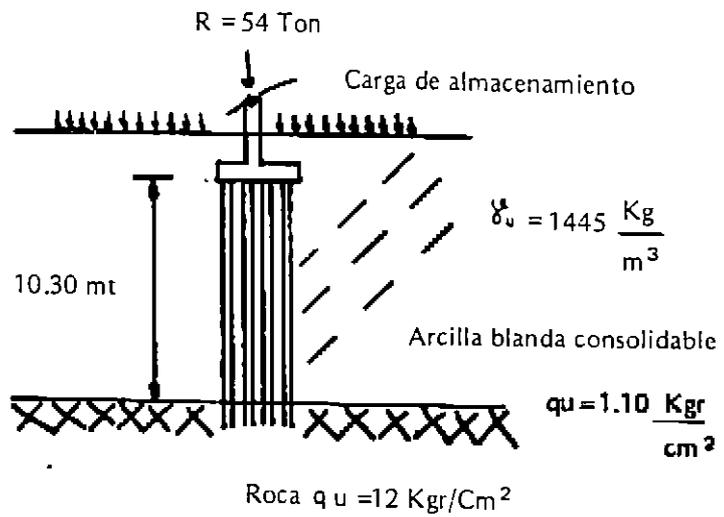
$$Q_{dl} = 4B l C = 4 (35) (510) (0.51) = 36,414 \text{ Kgr}$$

$$Q_{dl\ total} = 26,460 + 29,396 + 36,414 = 92,270.85 \text{ Kgr}$$

$$Q_{dl\ adm} = \frac{92,270.85}{3} = 30,757 \text{ Kgr} \quad 30.7 \text{ Ton}$$

Ejercicios propuestos

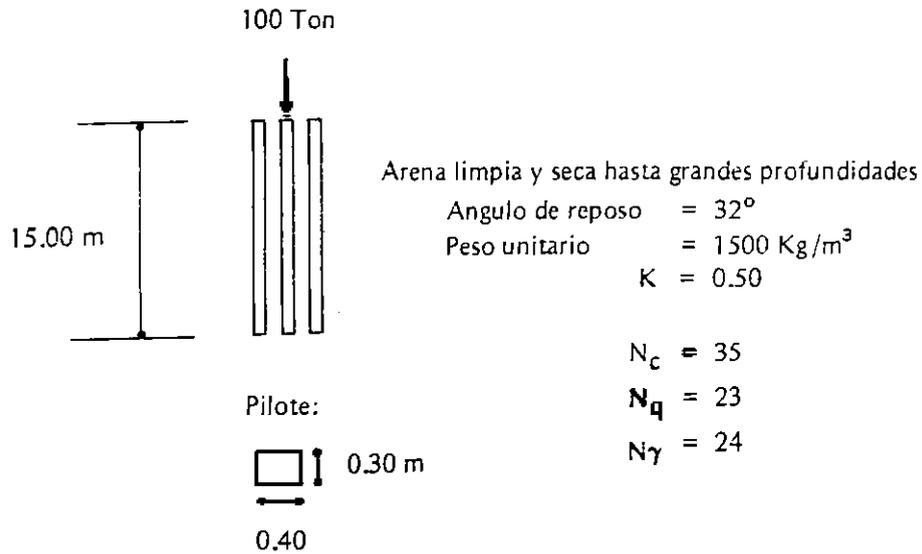
I.— Resuelva la infraestructura por pilotes, siguiente



Pilotes a utilizar: redondos, de 0.45 mt de diámetro.

Respuesta $N = 20.68 = 21$ pilotes

II.- Diseñe el siguiente caso de cimentación por pilotes:

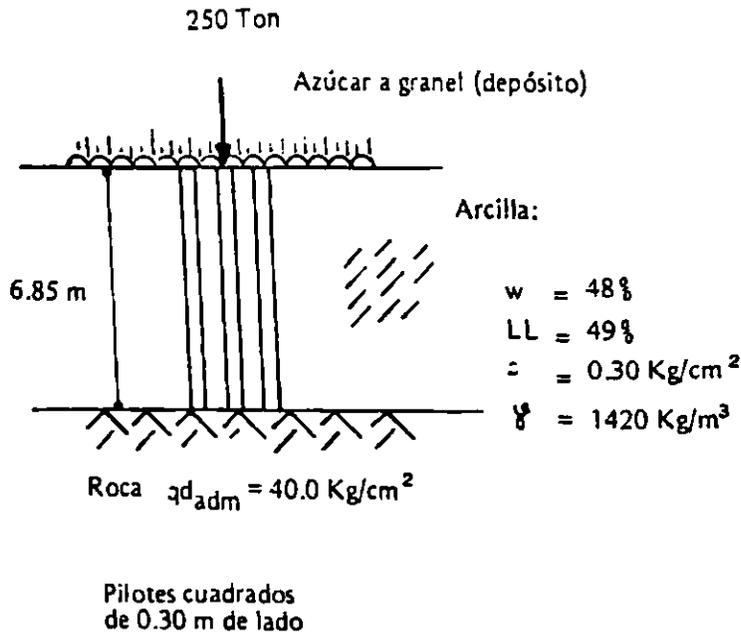


Para cimientos cuadrados:

$$q_d = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

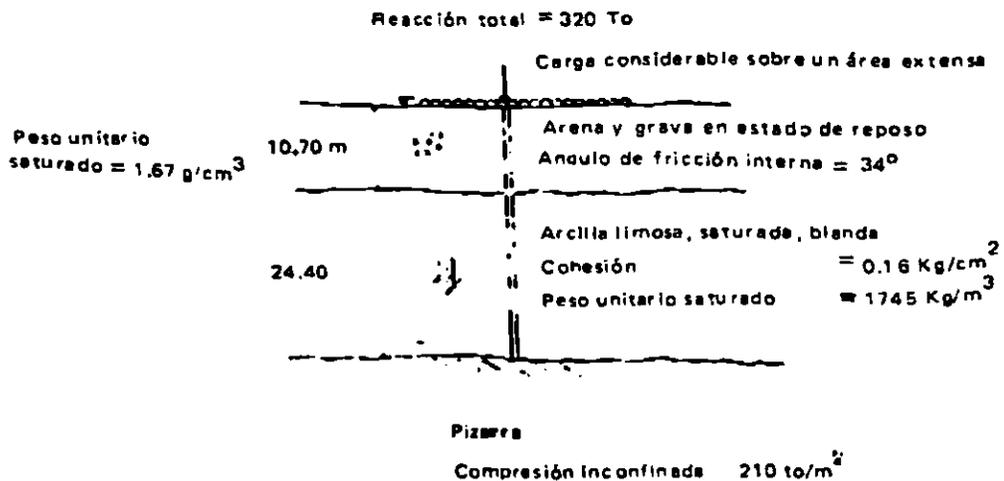
Respuesta Núm. Pilotes = 2 pilotes

III.— Solucione el siguiente caso de cimentación



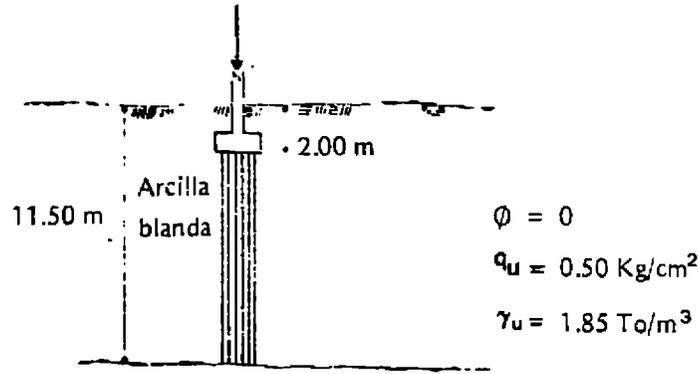
Respuesta Número de pilotes = 8 pilotes

IV.— Resuelva el siguiente caso de cimentación por pilotes cilíndricos macizos, de 35 cms de diámetro, para una columna de sección cuadrada.



Respuesta Núm. Pilotes = 27

V.— Resuelva el siguiente caso de cimentación profunda



Arcilla arenosa rígida:

$$\phi = 15^\circ$$

$$c = 35 \text{ To/m}^2$$

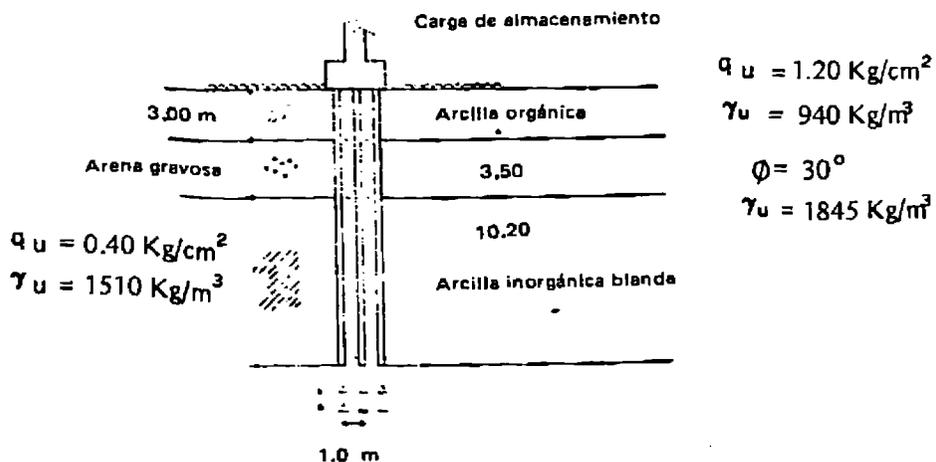
$$N_c = 11$$

$$q_d = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma_r N \quad N_q = 4$$

$$N \gamma = 1$$

VI.— Respuesta $\rightarrow 2.065 \text{ to}$

Determine la capacidad portante, admisible, de un pilotaje de seis unidades con sección transversal cada unidad en forma de triángulo equilátero de 0.40 m de lado, en las siguientes condiciones de trabajo:



Respuesta \cdot $Q_d \text{ total} = 19.55 \text{ Ton}$
 $Q \text{ grupo} = 117.3 \text{ Ton}$

QUESTIONARIO

- I.— Discuta los fundamentos de la teoría de Meyerhof.
- II.— Analice los cambios que la penetración de pilotes provocan en las características físicas de los suelos.
- III.— Determine la expresión matemática de la capacidad de carga admisible por fricción de un pilote que tiene por sección transversal un triángulo equilátero de lado B , embebido una longitud L en arena.
- IV.— ¿Qué situación puede detener transitoriamente el proceso de la fricción negativa en pilotes?

UNIDAD 5

Capacidad de carga de pilotes. Fórmulas dinámicas

Cuando los pilotes son del tipo prefabricado, hincados a golpes, la necesaria energía de penetración puede disciplinarse, regularse o normalizarse de modo tal de que el número de golpes para la longitud de avance oriente sobre la capacidad portante del pilote. Las llamadas fórmulas de hinca tratan de evaluar esa capacidad portante teniendo la innumerable cantidad existente hoy en día, aún las más sofisticadas y elaboradas, un origen común a partir de los aportes de Wellington, quien en 1888 estableció su fórmula dinámica a partir de la igualdad de la energía del impacto de la masa del martinete y el trabajo de penetración de la punta del pilote. Esta divulgación fue hecha al través de la revista especializada "Engineering News", por lo cual se ha identificado tradicionalmente a la supradicha expresión, conociendo muy pocos el nombre de su creador.

5.1 Fórmulas de Wellington o de Engineering News.

En la maza de un martinete de gravedad, de peso W y altura de caída libre h :
La energía de penetración = $W.h$.

Por otra parte si llamamos por " s " el recorrido o avance del pilote en el momento de observación, y aún mejor el promedio en los 5 ó 10 impactos finales, esto último en pro de mejores condiciones representativas, tendremos

$$\text{Trabajo de penetración} = Qd.s + c.Qd$$

donde el segundo término ($c.Qd$) representa las pérdidas en calor u sonido expresadas en función de la capacidad de carga.

Por tanto, podremos establecer la siguiente igualdad.

$$W.h = Qd.s + cQd.$$

$$W.h = Qd (s + c)$$

$$Qd = \frac{W.h}{s + c}$$

En un martillo de vapor y acción doble en el cual A es el área de émbolo o pistón y p es la presión del aire o vapor la energía del impacto se aumenta en el valor (A.p) h.

Este adiciónante en martillos de vapor o de aire comprimido de acción doble modifica la ecuación de la siguiente forma.

$$Qd = \frac{Wh + (A.p) h}{s + c}$$

$$Qd = \frac{h (W + A.p)}{s + c}$$

Al término "c" le corresponde las unidades de longitud (cm) y su elección va a depender de la oportunidad que tenga el suelo de generar capacidad portante, función de la velocidad de la piloteadora. En consecuencia, para martinets de gravedad se utilizará un valor más alto de "c" que por estar en el denominador tendrá misión reductora y para piloteadoras rápidas de vapor emplearemos un valor más bajo de "c" de influencia amplificadora en la ecuación.

Se recomienda:

Para piloteadoras lentas: $c = 2.5 \text{ cms.}$

Para piloteadoras rápidas: $c = 0.25 \text{ cms.}$

Haciendo notar que los anteriores valores son la conversión a unidades de sistema métrico de una pulgada y una décima de pulgada.

El peso del pilote, al consumir energía altera los resultados de las fórmulas dinámicas haciendo aparecer al suelo con mayor resistencia de la real. Para corregir este efecto reemplazaremos a "c" por el siguiente valor modificado.

$$\frac{p}{W} = c$$

donde p es el peso del pilote, y

W el peso de la maza del martinete.

Como medida de eficiencia la maza de la piloteadora deberá tener en cualquier momento un peso no menor a la tercera parte de los pilotes empalmados.

Por esta vez utilizaremos, siguiendo el criterio de Wellington, un factor de seguridad igual a 6 para pasar de carga de falla a capacidad admisible o de trabajo.

$$Qd_{adm} = \frac{1}{6} \frac{Wh}{s + c}$$

Muchas son las fórmulas dinámicas que se han desarrollado a partir de la expuesta.

Las fórmulas dinámicas están reservadas a los pilotes de punta.

CUESTIONARIO

- 1.- Discuta las limitaciones y aberraciones de las fórmulas dinámicas como medio para valorar la capacidad de carga de los pilotos.

UNIDAD 6

Capacidad de carga de pilotes. Prueba de carga directa

6.1 Descripción del ensayo

Los ensayos de carga directa se realizan utilizando un pilote del proyecto trabajando en las condiciones determinadas en el diseño mediante la aplicación de las fórmulas estáticas. Tiene el beneficio de que contrariamente a lo que ocurre con las pruebas de laboratorio no hay riesgos de escala llevándose a cabo la prueba en las mismas dimensiones de la obra. Es sin lugar a dudas el método más fehaciente para evaluar la capacidad portante de unidades de cimentación individuales.

La prueba de carga debe programarse con los primeros pilotes que se penetren de modo que sus resultados permitan las modificaciones de ejecución a que podrá llegarse.

Las necesarias cargas graduales que se impondrán en el pilote de prueba se generarán mediante un gato hidráulico de capaci-

dad suficiente al caso, con bomba acoplada al pistón en un conjunto monolito o situada a distancia, existiendo diversas modalidades de provocar las reacciones contrarias al trabajo del gato. En ocasiones podríamos hacer un entramado de vigas de madera apoyados sobre suelo, sobre el cual colocaremos elementos de construcción abundantes en obras como son las barras estructurales, bloques de construcción y otros.

En otros casos podrían emplearse tanques o barcazas llenos de agua; siendo posible con iguales fines producir el anclaje mediante vigas o cables de pilotes, llamados de reacción, periféricos al de prueba. En otras oportunidades la prueba se hace extrayendo el pilote.

Independientemente de la naturaleza de los elementos que producen las reacciones, la prueba de carga directa sobre pilotes tiene como fase común la medición de las car-

gas impuestas y de las consiguientes deformaciones que se producen. Para mayor claridad en la exposición supongamos que se han hincado 5 pilotes metálicos, perfiles H, elegidos de modo tal de ensayar el central, dejado más bajo que los restantes, utilizando los vecinos como pilotes de anclaje. Con un orden de capacidad de 2 1/2 veces la carga de trabajo prevista en el diseño elegiremos el gato hidráulico que situaremos encima del pilote de prueba e inmediatamente debajo de un sistema de vigas de arriostramiento que amarren los pilotes de reacción, figura 6.1. El gato ha de estar provisto de un manómetro que mida la presión del aceite en su cuerpo de bomba o aún mejor las cargas, como fuerzas totales, tomando en consideración el área de su émbolo lo que por lo general imprime el fabricante en su esfera en kilogramo o tonelada. Antes de iniciar hipotéticamente la prueba, debemos

discutir los dispositivos de la medición de los hundimientos, consistentes en dos o más relojes micrométricos apoyados en un puente, cuyos apoyos o pies deben estar a no menos de 1.5 m. del pilote, obviándose los riesgos de hundimiento de las áreas vecinas al pilote; arrastradas por él; construyéndose la viga horizontal de éste puente de madera o forrándose de papel si es metálica para reducir las elongaciones y contracciones que puede sufrir por los cambios de temperatura. Es apropiado que la viga tenga posibilidad de libre movimiento en uno de sus extremos. Los extensómetros de los deformímetros tocarán iguales números de piezas salientes de orejas soldadas al pilote de análisis. Se acostumbra para la mayor facilidad y eficiencia en el control soldar a los pilotes de reacción fragmentos de reglas de medida metálicas que permitan las lecturas

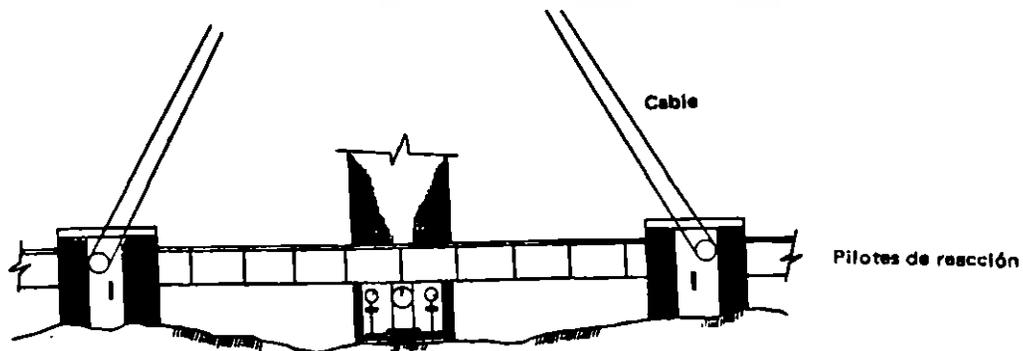
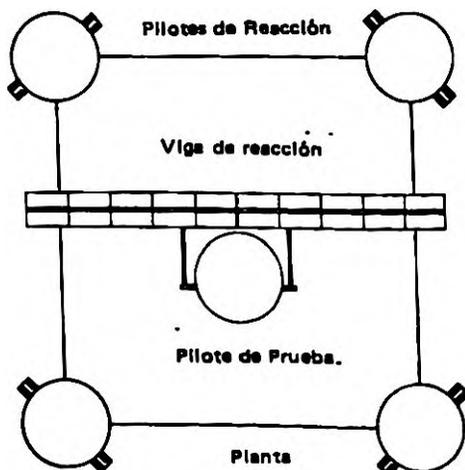


Fig. 6.1 Prueba de carga directa.
Sección



periódicas mediante un nivel de trípode a las susodichas unidades de reacción.

Es usual recubrir con una lona toda el área de trabajo para aminorar los efectos solares.

Antes de pasar a la medición de las deformaciones debemos informar que los relojes micrométricos registrarán las deformaciones totales que constan de los siguientes componentes y que los relojes no diferencian:

deformación total = deformación elástica del pilote + deformación elástica del suelo + deformación plástica del suelo.

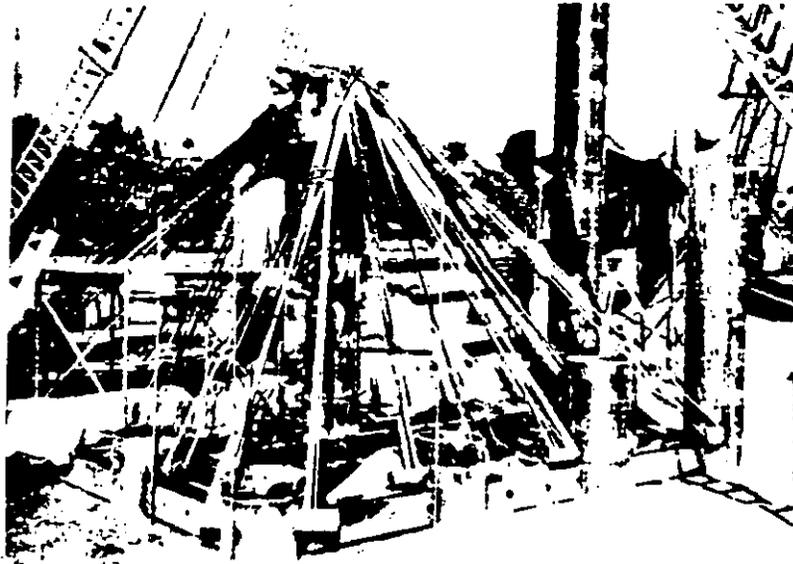


Fig. 6.2 Equipo de prueba de carga directa.

La deformación elástica del pilote se producirá en función de las características elásticas de sus elementos constructivos, en un caso acero y hormigón y en el del ejemplo acero sólo. La deformación elástica del suelo es aquella que se recuperará cuando se libere totalmente de cargas en oposición a la plástica o permanente que perdurará para siempre.

Supongamos que se imponga una carga de 10 toneladas, de inmediato se producirán compresiones en el suelo en el modo gradual que reproducirán los relojes registrando un conjunto de lecturas sucesivas con los consiguientes tiempo a que se observan; pudiendo juzgarse que se alcanza el equilibrio cuando el avance de las agujas de los micrómetros prácticamente se detiene momento en el cual estamos aptos para la imposición de un nuevo incremento de carga, que llevaría en este caso la fuerza total a 20 toneladas, repitiéndose el mismo procedimiento descrito con anterioridad y reproducido en el formulario de la figura 6.3. Elegido arbitrariamente un límite tope para la aplicación de nuevos incrementos, digamos 50 toneladas, procederemos a la descarga en los mismos escalones pero ahora de modo decreciente,

con los consiguientes registros de lecturas de deformación para detenimientos de las recuperaciones. Llegándose finalmente a cero carga o sea, a la liberación total de la unidad de ensayo. Tomándose una vez más lecturas de deformación y tiempo hasta el equilibrio del suelo y el pilote.

La fijación en un gráfico aritmético, figura 6.4, de cargas y deformaciones conduce a los gráficos de carga y descarga correspondientes haciéndose notar que resta una deformación remanente que el suelo nunca recuperará y que denominamos ya deformación plástica. En éste momento y en estas condiciones estamos aptos para iniciar un nuevo ciclo de cargas que comprometerán a la aplicación de los incrementos del ciclo anterior con las observaciones de tiempo y deformación para cada escalón hasta llegar a las 50 toneladas a que ya se arribo. Si el suelo fuese perfectamente elástico y uniforme coincidirían las curvas de carga y recarga, pero como no lo es se obtendrían dos gráficos desiguales. No es prudente establecer amplitudes muy grandes para cargas y descargas porque en ese entorno podría producirse el colapso del suelo bajo el pilote y no poder precisarse la magnitud de la fuerza en que esto sucede.

Nuevos procedimientos repetitivos se seguirán hasta llegarse al límite previsto de la prueba, o habrá suspensión antes si se alcanza la falla del suelo. Nuevas curvas de carga y descarga reproducen los resultados del procedimiento. Ahora bien, si lo que ha de regir el límite de la habilidad portante de un pilote va a estar en función de la deformación plástica residual o permanente del suelo se justifica que preparemos un gráfico de deformaciones plásticas contra cargas el cual tendrá tantos puntos como ciclos la prueba, habiéndose creído conveniente situarlos en la misma Fig. 6.4 para evaluar la carga de falla o de rotura, podríamos prolongar las ramas rectas, tomándose como carga de rotura la proyección de su intersección sobre el eje de abscisa, computándose el valor admisible al dividir por un factor de seguridad normalmente tomado igual a 2.

Otros criterios de evaluación son normativos entre los cuales indicaremos el seguido por el Departamento de Obras Públicas de la ciudad de Nueva York que toma la capacidad de carga admisible como la mitad de aquella que mantenida durante 24 horas produce un hundimiento residual de 1/4 de pulgada (6 mm). Esta recomendación es severa y puede ser exigida por las características de la roca granítica que existe en el subsuelo de la isla de Manhattan; nosotros la aplicamos mientras podemos siendo más flexibles en algunos casos al llevar la deformación plástica admisible a 1/2 pulgada (12 mm).

Como podrá notarse, la prueba de carga directa sobre pilotes implica la movilización y uso de gruas, cargas pesadas, montajes y largas y pacientes observaciones, que conllevan a gastos considerables.

6.2 Discusión de los diferentes métodos para determinar la capacidad de carga

La aplicación de las fórmulas estáticas es el mecanismo lógico para la cuantificación

de la capacidad de carga de los pilotes, cajones y cilindros, que parte del conocimiento de los parámetros al esfuerzo constante de los suelos comprometidos, llevados a las teorías que discutimos en el momento propicio.

El uso de las fórmulas dinámicas, de sencilla aplicación, tiene los siguientes inconvenientes.

- Ofrecen una *capacidad dinámica* que no se compadece con el trabajo estático del pilote en obra, ya que no recibirán impactos.
- Analizan la capacidad de una sola unidad de cimentación y no valúan la capacidad del grupo.
- No toman en consideración la longitud de los pilotes.
- Puede reflejar, en ocasiones aumentos locales de resistencia provocados por bolos o endurecimientos transitorios del suelo.

La inexactitud de las fórmulas dinámicas esta manifiesta por un factor de seguridad igual a 6, establecido por Wellington, duplo del normalmente empleado en esta área de trabajo.

Las fórmulas dinámicas nunca deberán ser empleadas en pilotes sobre arcilla, dado que no pueden reproducir, por su pequeño tiempo de observación, los fenómenos de consolidación que pudiesen ocasionarse.

La prueba de carga directa, ensayo a escala natural, suministra la información más verídica del comportamiento real del pilote, con los inconvenientes siguientes:

- Su costo es elevado y a veces queda fuera del alcance de los proyectos moderados.
- No reproduce los efectos de consolidación de los suelos infrayacentes a las puntas de los pilotes, dado su corto tiempo de desa-



8-10
1 de 7

Unidad N° 4-iv

ENSAYO DE CARGA DIRECTA SOBRE PILOTE

PROYECTO Fuente II sobre el río Ozama, Santo Domingo 5244-5

PARA Obras Públicas y Van Dam CONTRATISTA Cypca

Fecha	Tiempo	Carga (t)	Lectura Reloj A (mm)	Lectura Reloj B (mm)	Promedio de Lecturas de Relojes (mm)	Lectura Nivel Trípoda (mm)
18-8-71	10:53 A.M.	25	0.56	0.61		0.9
	11:05		56	62		
	15		55	60	0.575	
	11:15	50	1.52	1.62		
	25		52	63		1.9
	35		63	64	1.585	
	11:35	0	0.10	0.14		
	50		0.02	0.08	0.05	0.1
	11:50	50	1.35	1.66		1.9
	12:00 M		37	67	1.47	
	12:00 M	75	2.15	2.38		2.9
	10		17	40		
	15		15	41	2.28	
	12:15 P.M.	100	2.86	3.14		3.4
	25		90	17		
	35		93	20		
	45		96	22		
	55		96	24		3.7
	1:05		96	23		
	10		97	24	3.106	
	1:10	50	2.03	2.26		2.4
	20		1.96	20		
	30		96	20	2.06	
	1:35	0	0.34	0.41		1.0
	45		38	34		

Fig. 6.3 Formulario prueba de carga directa



ENSAYO DE CARGA DIRECTA SOBRE PILOTE

 8-18
 2 de 7
 Unidad N° 4-W
PROYECTO Puente II sobre el río Ozama, Santo Domingo

S 244-5

PARA Obras Públicas y Van DamCONTRATISTA Cypca

Fecha	Tiempo	Carga (t)	Lectura Reloj A (mm)	Lectura Reloj B (mm)	Promedio de Lecturas de Relojes (mm)	Lectura Nivel Trípode (mm)
8-5-71	1:55 P.M.	0	0.22	0.29		
	2:06		25	33	0.29	
	2:06	50	58	68.1		2.0
	15		59	81	1.70	
	2:15	100	3.31	3.81		4.0
	25		31	81	3.46	
	2:26	125	3.85	4.19		4.8
	35		87	19		
	45		87	21	4.04	
	2:45	150	5.34	5.74		5.1
	55		38	78		
	3:05		42	81		
	15		43	81		
	25		43	81	5.82	
	3:25	100	4.26	4.59		5.0
	35		21	56		
	45		20	53		
	55		18	52	4.35	4.9
	3:55	50	2.85	2.83		3.2
	4:05		81	88		
	10		80	87	2.735	
	4:10	0	0.65	0.75		
	20		57	59		1.0
	30		56	66		
	40		55	66		



ENSAYO DE CARGA DIRECTA SOBRE PILOTE

Unidad N^o 4-WPROYECTO Puente II sobre el río Ozama, Santo Domingo, Rep. Dom.

S 244-5

PANA Obras Públicas y Van DamCONTRATISTA Cypca

Fecha	Tiempo	Carga (t)	Lectura Reloj A (mm)	Lectura Reloj B (mm)	Promedio de Lecturas de Relojes (mm)	Lectura Nivel Trípode (mm)
18-5-71	4:40 P.M.	50	1.84	2.00		
	50		86	10	1.98	
	4:50	100	3.45	3.77		4.0
	5:00		57	66	3.71	
	5:00	150	5.48	5.57		
	10		52	92	5.72	
	5:10	175	6.33	6.77		7.0
	20		36	80		
	30		38	85	6.615	
	5:30	200	7.84	8.17		8.3
	40		73	24		
	50		76	27		
	6:00		76	27		8.6
	10		76	27		
	15		76	27	8.015	
	6:15	150	7.06	7.49		7.7
	20		00	46	7.23	
	6:20	100	5.18	5.66		6.0
	25		22	61	5.415	
	6:25	80	3.81	4.12		4.6
	30		84	07	3.885	
	6:30	0	1.20	1.32		1.6
	40		06	19		
	50		02	18		1.4



ENSAYO DE CARGA DIRECTA SOBRE PILOTE

Unidad No. 4 WPROYECTO Puente II sobre el río Ozama, Santo Domingo

S 244-5

PARA Obras Públicas y Van DamCONTRATISTA CURCA

Fecha	Tiempo	Carga (t)	Lectura Reloj A (mm)	Lectura Reloj B (mm)	Promedio de Lecturas de Relojes (mm)	Lectura Nivel Trípode (mm)
18-6-71	7:00 P.M.	0	0.97	1.12		
	10		97	12	1.045	
	7:10	50	2.28	2.56		2.8
	20		31	58	2.445	
	7:20	100	3.78	4.14		4.8
	30		80	18	3.99	
	7:30	150	5.52	6.08		6.8
	40		65	09		
	45		65	09	5.87	
	7:45	200	7.50	8.01		8.4
	55		56	06		
	8:00		58	07	7.825	
	8:05	225	8.24	8.78		9.5
	20		68	30		10.7
	30		81	37		
	40		81	37		
	60		10.03	59		
18-6-71	4:50 A.M.		38	94		
	5:50		37	93		
	6:50		33	89		
	7:45		34	88	10.80	
	7:45	200	10.34	10.84		10.9
	55		33	84	10.865	



ENSAYO DE CARGA DIRECTA SOBRE PILOTE

 9-18
 5 de 7
 Unidad N° 4-W
PROYECTO Puente II sobre el río Ozama, Santo Domingo

S 244-5

PARA Obras Públicas y Van DamCONTRATISTA Cypca

Fecha	Tiempo	Carga (t)	Lectura Reloj A (mm)	Lectura Reloj B (mm)	Promedio de Lecturas de Relojes (mm)	Lectura Nivel Trípode (mm)
19-5-71	7:55 A.M.	150	8.93	9.40		9.7
	8:05		87	31	9.08	
	8:05	100	6.98	7.36		7.8
	15		80	29	7.045	
	8:15	50	6.00	5.27		2.8
	25		4.88	5.18	6.035	
	30	0	2.40	2.48		
	35		16	31		
	45		12	27		
	55		08	22		
	9:05		06	21		
	15		05	20	2.215	
	9:25	50	3.50	3.76		
	35		56	81	3.885	
	9:35	100	5.14	5.48		
	45		18	52	5.35	
	9:45	150	7.18	7.48		
	55		20	80	7.40	
	10:00	200	9.18	9.52		
	10		20	86	9.43	
	10:15	250	10.73	11.25		11.9
	25		75	28	11.015	
	10:30	275	11.70	12.26		12.8



ENSAYO DE CARGA DIRECTA SOBRE PILOTE

Unidad N° _____

PROYECTO Puente II sobre el río Ozama, Santo Domingo

S 244-5

PARA Obras Públicas y Van DamCONTRATISTA Cypca

Fecha	Tiempo	Carga (t)	Lectura Reloj A (mm)	Lectura Reloj B (mm)	Promedio de Lecturas de Relojes (mm)	Lectura Nivel Trípode (mm)
19-6-71	10:35 A.M.	275	11.75	12.30		
	40		78	33	12.065	
	10:45	300	16.47	16.90		
	50		17.10	17.80		
	51		18.30	19.04		
	52		19.30	20.90		
	54		55	20.12		
	55		60	16		
	56		60	17		
	11:00		68	25		
	05		68	26		
	10		21.67	22.17		22.9
	12		77	39		
	15		90	47		
	20		22.01	59		
	25		-	-		
	35		22.10	22.88		
	45		10	88		
	12:00 M.		28	85		
	1 P.M.		28	85		
	30		30	88		
	2:00		33	91		
	3:00		39	91		
	4:00		29	88		
	5:00		42	23.01		
	6:00		39	22.98		
20-6-71	5:00 A.M.		46	23.05		
	6:00		45	04		
	7:30		62	01		
	8:00		64	02		23.0
	8:00		77	38		

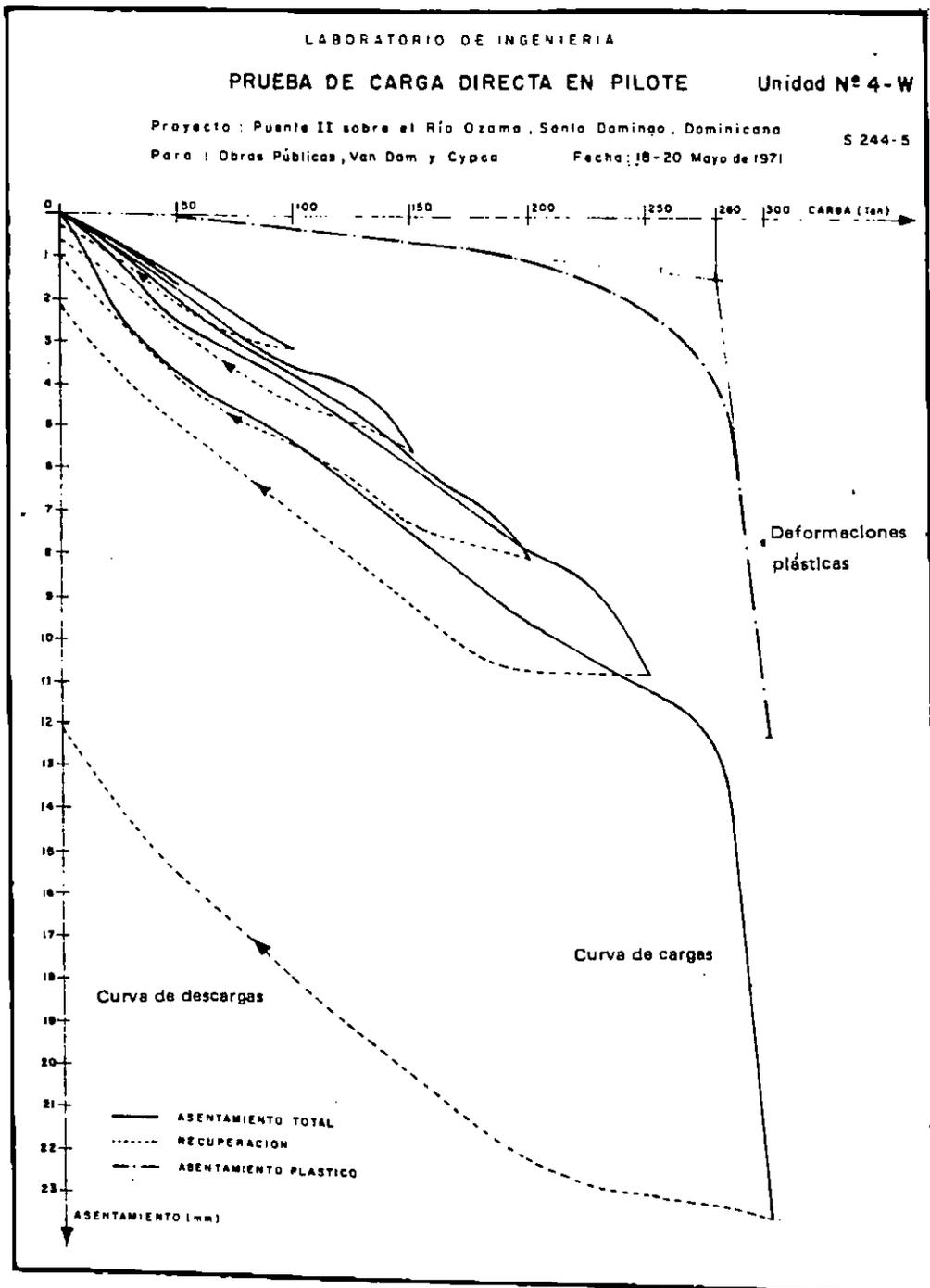


Fig. 6.4 Gráfico de cargas-descargas

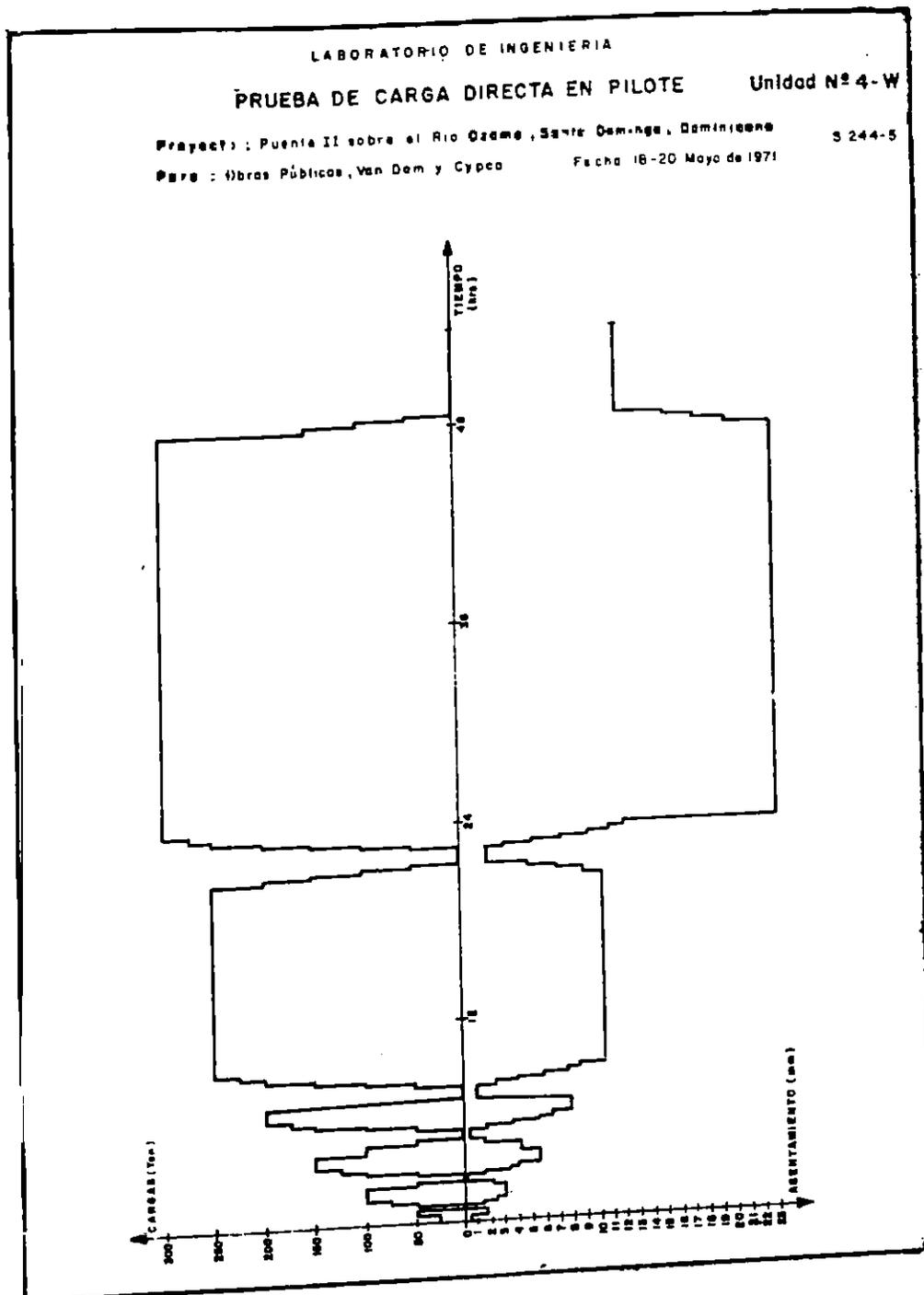
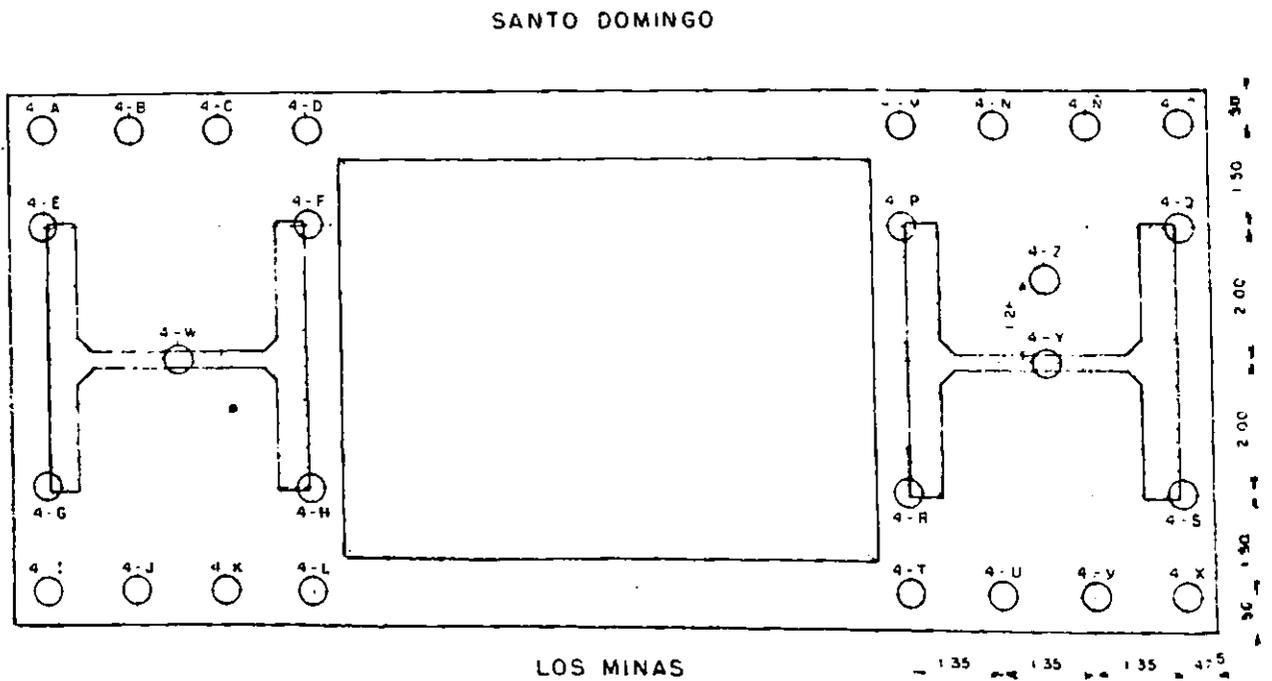


Fig. 6.4 (b) Relación tiempo-Cargas-Asentamientos



PUENTE SOBRE EL RIO OZAMA

PILA N° 4

LOCALIZACION DE PILOTES

S-244
1971

1:100
1:100
1:100

Fig. 6.5 Localización de pilotes

rrollo limitado a unas cuantas horas, por lo cual está reservada a pilotos de punta.

Siempre ha existido una pugna sorda entre los que defienden la prueba de carga directa y los que la detractan; pareciéndonos que las

tres alternativas para evaluar la capacidad de carga de los pilotes pueden ser aprovechadas a plenitud, diseñándose por las fórmulas estáticas, controlando la suspensión de la hincia por las fórmulas dinámicas y evaluando finalmente por el método más preciso y confiado de la prueba de carga directa.

QUESTIONARIO

- I.—¿Por qué se utilizan en la prueba de carga directa sobre pilotes fuerzas moderadas crecientes que luego se retiran, y no se aplican por el contrario de modo continuo y progresivo hasta alcanzar la falla del suelo?

- II.—¿Podría un pilote estructural sometido al ensayo de carga directa hasta alcanzarse la rotura del suelo, ser incorporado posteriormente al trabajo de la obra?

UNIDAD 7

Estabilidad de taludes

Talud es toda superficie inclinada que limita una masa de materiales naturales o colocados por el hombre para una función específica, diciéndose que el talud falla cuando un volumen apreciable de los suelos que acota se desplaza, Fig. 7.1. Los troncos de los árboles y los postes de cerca dentro del área afectada pierden su normal verticalidad convirtiéndose en sensores del fenómeno y signos visibles e inequívocos del fenómeno que ocurre. Se produce una superficie de rotura que separa la porción movida del resto de la gran masa que permanece estable, a cuyo través penetran los agentes de intemperismo, sobre todo el agua, acelerando el corrimiento. La parte superior de la hendedura, en la banqueta, recibe el nombre de *grieta de tracción*, señalada durante mucho tiempo como coincidente con el sector que primero rompe, habiendo señalado Skempton que la falla se inicia al pie del talud y progresa hacia arriba.

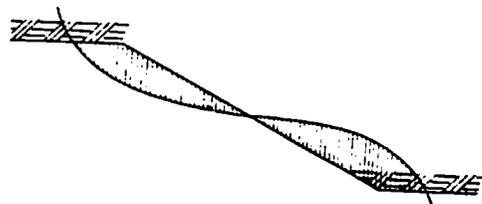


Fig. 7.1 Talud

La impresión que produce un talud fallado es la de haber sido cortado por un enorme cucharón. El criterio de que los taludes rompían según superficies planas prevaleció por largo tiempo, sostenido por el crédito de Coulomb, quien lo propuso. Hoy creemos que la traza de la superficie de rotura es una curva que se asemeja a la espiral logarítmica que sería compleja de manejar, sustituyéndola por un arco de circunferencia cuyo centro de generación "O" colocamos en el espacio.

7.1 Tipos de rotura

- Por el talud, cuando el círculo de falla corta o interesa el talud, Fig. 7.2
- Por la base, en los casos que el círculo se desarrolla por debajo del talud, casi siempre tangente a suelos o materiales resistentes. Fig. 7.3, ubicándose la falla, obviamente, en los suelos más blandos.



Fig. 7.2 Círculo Falla Corta Talud

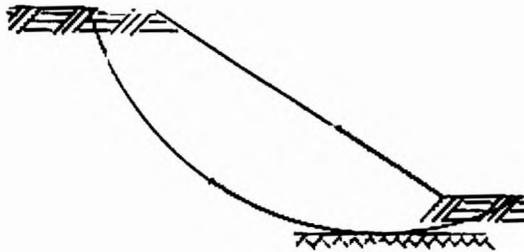


Fig. 7.3 Círculo de Fallo Debajo Talud

7.2 Caso de arena

Supondremos la arena seca y limpia descartando de esta forma la posibilidad de que exista algún grado de cohesión, estándose así en condiciones de tomar el valor del ángulo de fricción interna (ϕ) como igual al de reposo (θ). Fig. 7.4

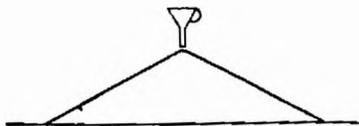


Fig. 7.4 Caso de arena

7.3 Caso de arcilla homogénea

Nos ocuparemos de suelos regidos por la ecuación de Coulomb reducida $s = c$, donde $\phi = 0$.

El material dentro del círculo va a desplazarse hacia afuera provocando la falla del talud. Calcularemos la fuerza producida por la masa del suelo, W , actuante en el centro de gravedad. El peso total será igual al producto del volumen engendrado por el área que se desplaza y la unidad de profundidad tomada perpendicular al plano del dibujo. En consecuencia, tendremos un momento motor que tiende a producir el desplazamiento de la masa del suelo y que es tomado con relación al punto o , centro del círculo.

$$M^{(o)} = W.A$$

El suelo responde a esta acción al través de las fuerzas de intensidades que están ubicadas en el plano de rotura.

Tomaremos como L la longitud rectificada del segmento de circunferencia, computado en función de su ángulo central correspondiente.

Concomitantemente con el momento motor, existe un momento resistente debido a las fuerzas de oposición presentes en el suelo.

Si llamamos $M_r^{(o)}$ al momento resistente respecto al punto o .

$$M_r^{(o)} = L.I.S.R.$$

$$M_r^{(o)} = L.C.R.$$

Llamaremos *Relación de Estabilidad* (RE)

$$RE = \frac{M_r^{(o)}}{M_m^{(o)}}$$

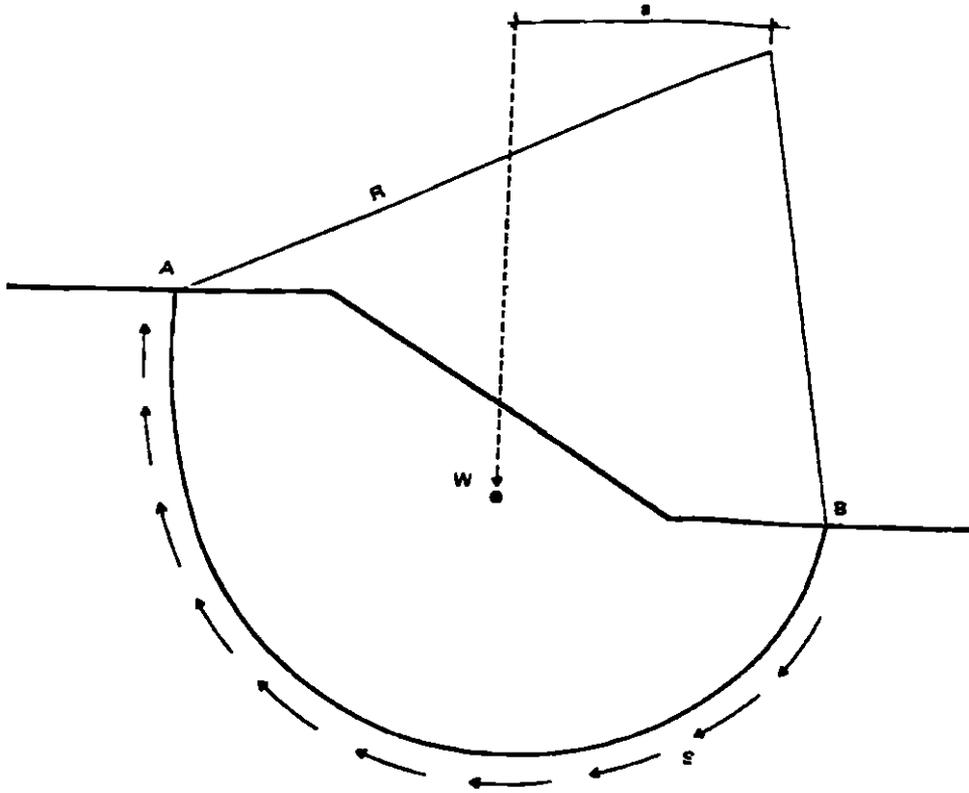


Fig. 7.5 Caso de arcilla homogénea

En consecuencia, el círculo por el cual se producirá la rotura, que es uno solo y que denominaremos *Círculo Crítico* corresponderá a la mínima expresión de RE. Fig. 7.5

7.4 Caso general

Versaremos sobre suelos que se rigen por la ecuación $s = c + p \operatorname{tg} \phi$, utilizando para la resolución del problema el método desarrollado por Fellenius, también reconocido como Método Sueco, que hoy todavía continúa siendo el único sistema para analizar o diseñar taludes en suelos.

Observemos el talud reproducido Fig. 7.6. En ella se han efectuado divisiones en sectores o rebanadas de la masa potencialmente móvil, que llamaremos *dovelas* repitiendo el vocablo que nombra las piedras componentes de un arco, consideradas sin interacción entre sí y las cuales no deben ser de un nú-

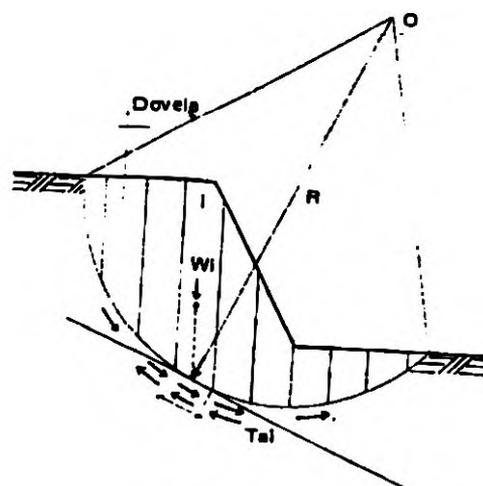


Fig. 7.6 Caso general
Talud desarrollado por el método de Fellenius

mero elevado para no aumentar la magnitud de las labores sin ganancia de precisión significativa.

Nuestro primer paso habrá de ser el dibujo del proyecto a iguales escalas verticales y horizontales, y no en la forma tradicional de amplificación de la escala vertical. Las dovelas no tiene que ser necesariamente del mismo ancho, nombrándolas con números desde el 1 hasta el n.

Tomemos la dovela i para explicar el procedimiento, en ella es posible computar su peso W_i , en función de su peso unitario y su volumen consecuencia del producto de su área multiplicada por la unidad y la aplicaremos en su centro de gravedad. Prolongaremos la línea de acción del vector W_i hasta encontrar el arco de circunferencia que conforma la base de la dovela, descomponiéndola aquí en una fuerza tangencial (T_{ai}) y otra normal (N_i) a la circunferencia, haciendo uso de la escala de fuerzas que hubimos de haber elegido.

La componente normal, cuya línea de acción pasa por el punto o, no aporta momentos con respecto a éste punto y participará en valor de las fuerzas resistentes como veremos oportunamente.

La componente tangencial, que hemos llamado T_{ai} tendrá la virtud de tener el mismo brazo de momento, es decir, el radio de la circunferencia igual en todas las dovelas.

Las fuerzas tangenciales son de carácter motor y disminuyen de intensidad de modo gradual hasta finalmente, invertir su trabajo que termina por convertirse en resistente.

En oposición tenemos la fuerza resistente de intensidad s actuando perpendicular a la base de la dovela. La supondremos trabajando en un área producto del espesor unitario multiplicado por la cuerda tomada en vez del arco, aun a sabiendas de que cometemos un pequeño error en aras de la simplicidad.

Designando por Tri a la fuerza resistente en la base de la dovela i tenemos que

$$Tri = C_{li} + N_i \text{ Tang } \phi$$

Para el manejo sistemático de estos datos hemos preparado el cuadro de trabajo de la Fig. 7.7 y que se explica por sí mismo.

Nada asegura que el círculo elegido sea el crítico y por tanto, varios intentos habrán de llevarse a cabo, aprovechando las experiencias acumuladas que orientan sobre el tipo de falla probable. El círculo crítico o de falla de estabilidad y que de inmediato se convierte en el factor de seguridad del talud. El carácter repetitivo del procedimiento lo hace adecuado para ser solucionado mediante un programa de computadora.

7.5 Influencia del flujo de agua en la estabilidad de los taludes

Establezcamos el círculo de falla y análisis AB, desarrollado con un radio R girando desde el centro "O", y a continuación dividamos la masa de suelo comprometida en un número arbitrario de dovelas. En la dove-

No. Doveia	Li (m)	Area Doveia (m2)	Wi (Ton)	Ni (Ton)	T _{ai}		C _{li}	N _i Tan φ	C _{li} + N _i Tan φ
					Motora	Resist.			

Fig. 7.7 Cuadro de trabajo

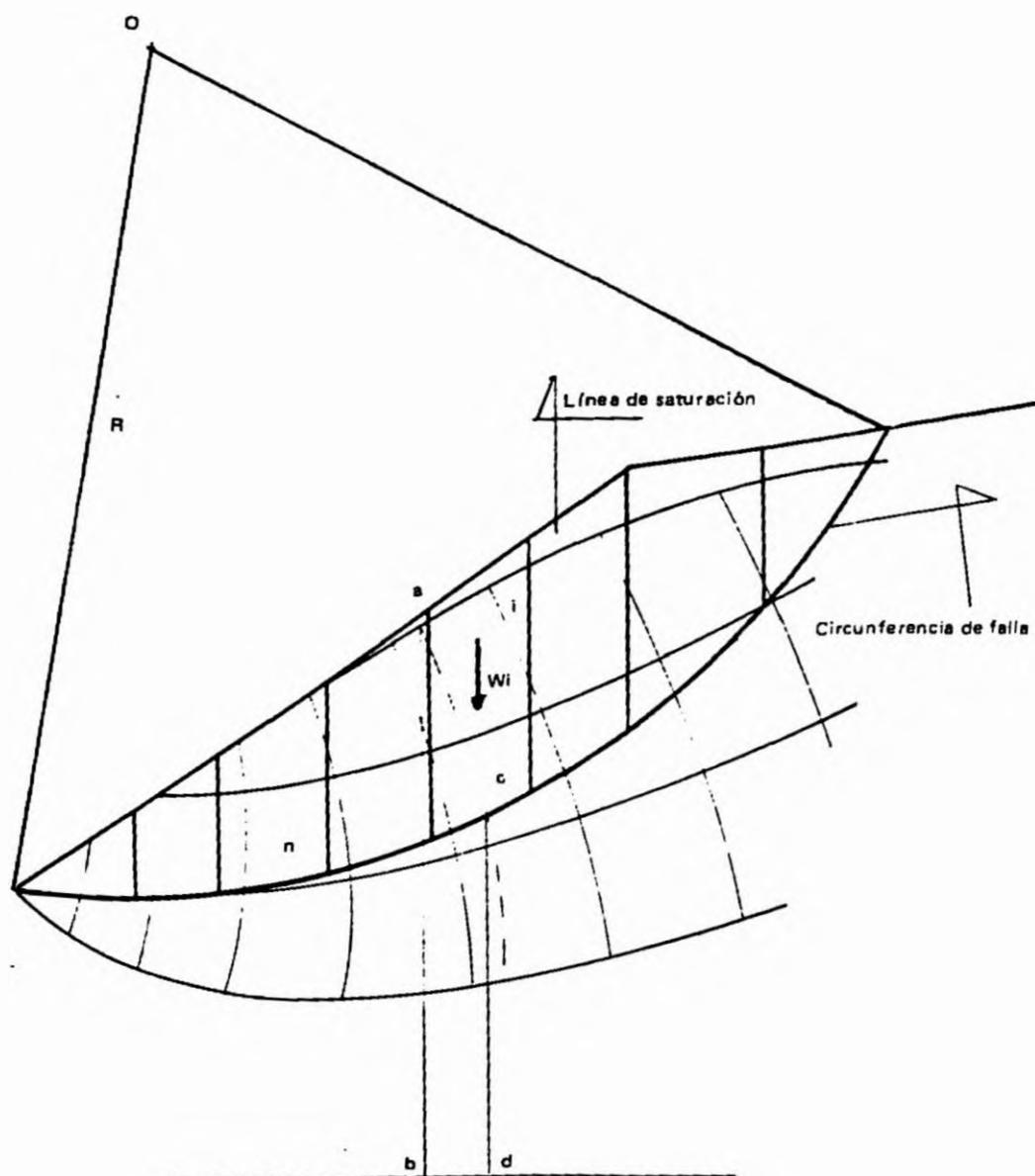


Fig. 7.8 Influencia del flujo de agua en la estabilidad de talud

la "i" prolongaremos la línea de acción de su peso total W_i hasta interceptar su base en el punto "c" y pasando por ese mismo punto trazaremos una equipotencial auxiliar que cortará la línea de saturación o línea de flujo superior en el punto "a". Fig. 7.8

Recordando que

$$h = h_p + z$$

Donde

- h = altura total de presión
- h_p = altura de presión piezométrica
- z = altura de posición

Tendremos que para el punto "a"

$$h_a = h_{pa} + z_a$$

$$h_a = 0 + ab = ab. \quad h_a = ab \text{ (A)}$$

7.6 Corrección y mejoramiento de taludes

a) Protección superficial.

La acción de las lluvias, principalmente en suelos calizos (caliche) o de gran contenido de limo erosionan los taludes tanto o más cuanto más alto sean, dada la energía que se incrementa por la fuerza gravitacional; para contrarrestar esto podremos implementar sistemas superficiales de estabilización en los cuales tenemos

- La siembra de gramíneas
- La proyección de productos cementantes
- El cubrimiento con piedras o fragmentos de roca, ver Fig. 7.9

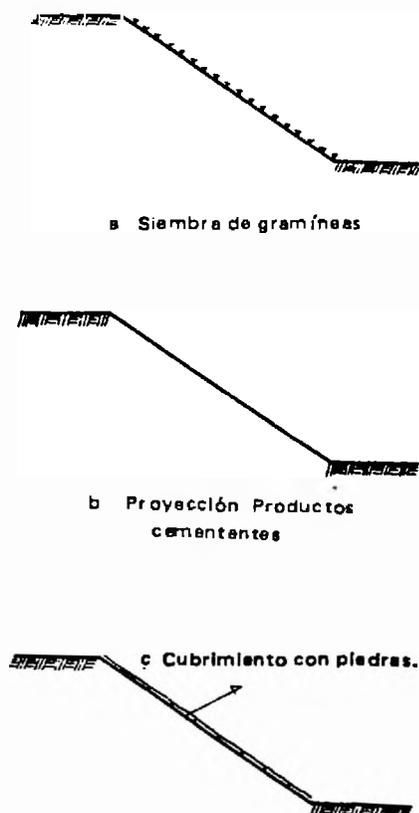


Fig. 7.9

Cuando los taludes se esperan proteger con vegetación debe hacerse acopio de las arcillas orgánicas superficiales con capa vegetal que se remueve en la primera etapa de todo movimiento de tierra distribuyéndose sobre la superficie del talud tan pronto como quede perfilada; sembrándose a continuación plantas de crecimiento reducido y raíces tejidas que provean de un tejido vegetal que cumpla la doble función de estabilizar e impermeabilizar. Este tipo de tratamiento no ha sido seguido tradicionalmente en la República Dominicana y debería promoverse su empleo.

El lanzamiento a presión de mezclas de cemento Portland o cemento asfáltico produce un trabajo de aglutinación e impermeabilización de los materiales superficiales. Pueden aprovecharse las bombas de las compañías suplidoras de hormigón para proyectar hormigones de gravilla o morteros. El bitúmen asfáltico deberá ser licuado "previamente al lanzamiento", por calor o por adición de solventes adecuados; habiéndose utilizado en el país en excavaciones verticales para sótanos de edificios.

El mampuesto de fraguados achaflanados de roca o de piezas de arrastre fluvial se ha empleado desde hace mucho tiempo con el nombre de encache, utilizándose preferentemente en revestimientos de taludes de canales de riego y en taludes de obras sometidas a la inmersión esporádicas y permanentes, Fig. 7.9 colocados en éste caso como albañilería en seco, es decir, sin el uso de mortero en las juntas.

b) Corrección estructural.

Para incrementar la capacidad resistente de los taludes podemos recurrir a los siguientes métodos de mejoramiento.

● Colocación de banquetas

Consiste en la construcción, al pie del talud, de elementos pesados mediante el acarreo de material de arrastre fluvial, preferiblemente de tamaños de bolas, según

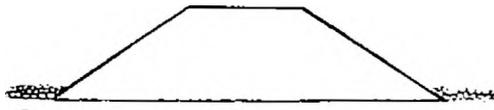


Fig. 7.10 Colocación de banquetas

Fig. 7.10. Si imaginamos el desarrollo del círculo de falla intuiremos que las banquetas contribuyen al incremento de las fuerzas resistentes en beneficio del factor de seguridad.

● Sección escalonada

Con el principio del sistema anterior se recurre a la sección escalonada, donde varios taludes y banquetas aminoran la energía del agua lluvia, habiéndose utilizado en los caminos nacionales. Cabe decir que muchas de nuestras fallas de carreteras en montañas obedece al diseño de cortes y taludes considerables con grandes superficies inclinadas de colección de agua que arrastran grandes masas de materiales; casos que debieron haber sido solucionado mediante túneles como sucede con la carretera autopista Duarte-Constanza.

c) Caso de talud fallado.

Los taludes rompen cuando las fuerzas motoras superan a las resistentes.

Paradójicamente nunca se está en mejor condición de diseñar un talud que cuando éste ha fallado, en consecuencia, procede el levantamiento planialtimétrico de la zona utilizándose para esto uno o más ejes que permitirán fijar el círculo probable de rotura y su centro geométrico.

Debe señalarse que toda falla de talud implica una posición de equilibrio, aunque fuese precaria, y que si no precipitamos a "limpiar" el material deslizado que pudiere estar obstaculizando el servicio de la obra conexas tal como una carretera, un canal, etc., podríamos inducir a nuevas fallas, situación que hemos observado con frecuencia.

El diseño exigirá la realización de barrenos exploratorios, toma de muestras y análisis de las mismas para obtener la información física de lugar, así como la fijación de la posición de aguas subterráneas y otros datos de interés, siendo necesario establecer la red de flujo cuando hubiesen filtraciones. El nuevo talud tendrá, probablemente una inclinación mayor que el fallado, señalándose que si la sección estratigráfica del subsuelo es de tipo errático la aplicación del método de Fellenius se convertiría en un simple juego matemático de resultados que podrían estar muy distantes de la realidad.

d) Avenamiento de taludes.

Siendo la presión de filtración cuando existe un elemento negativo para la estabilidad de los taludes debemos tomar provisiones para su disipación efectiva, mediante soluciones de avenamiento. Fig. 7.11

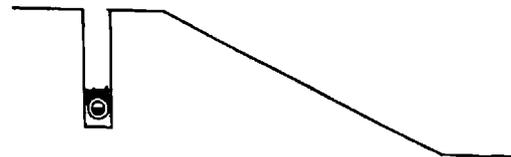


Fig. 7.11 Avenamiento de taludes

Las aguas que descienden desde la parte superior de los taludes pueden ser interceptadas y sacadas del área mediante las llamadas *zanjas de coronación* que son canales paralelos al eje del camino; que se revisten por lo general para impedir que se conviertan en vehículos de penetración de las aguas y en grietas de tracción artificiales.

Otra medida correctiva son los llamados *drenajes franceses* consistentes en zanjas verticales antepuestas a las líneas de corriente de modo que la intercepten, apoyados en la información geomecánica, en los cuales se coloca en su fondo una línea de tubos perforados en su media caña superior para facilitar la entrada del agua que se acumula y circula con pendiente apropiada en la otra

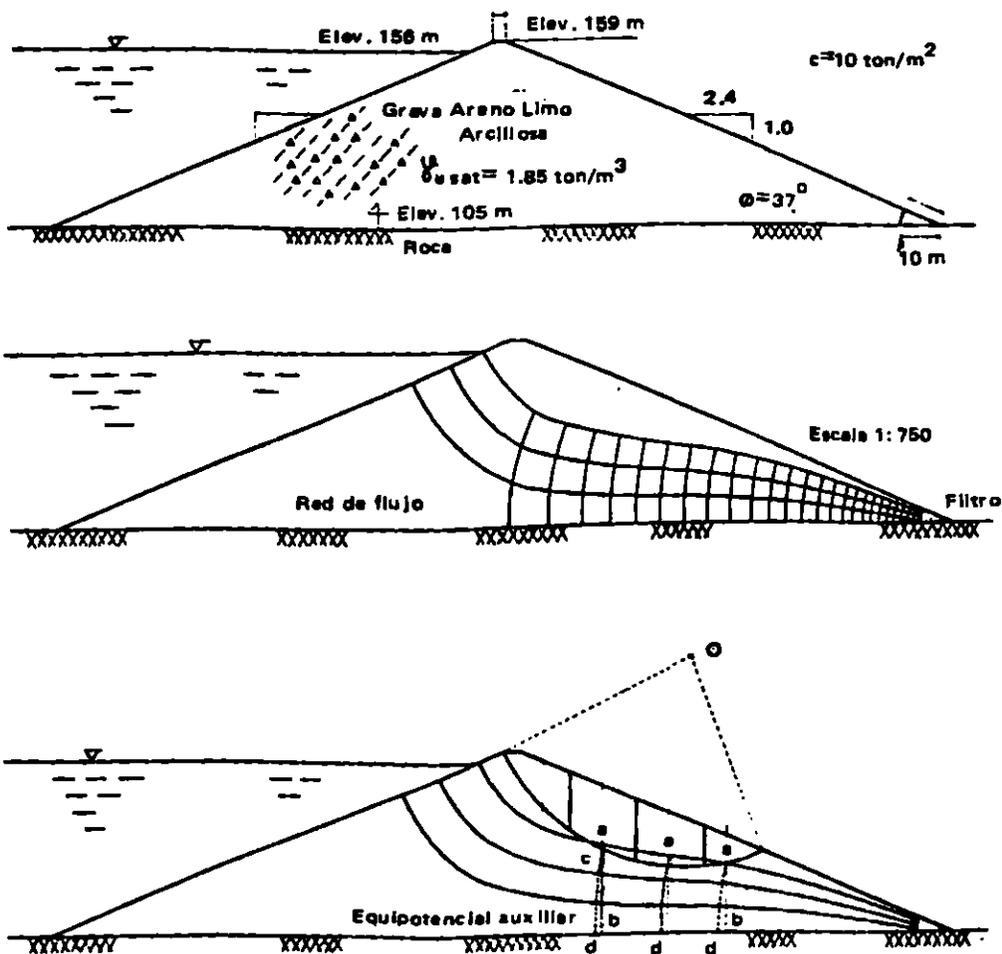
media caña o inferior sin perforar. Suprayacente a los tubos de avenamiento de hormigón, se coloca un relleno granular, graduado de tamaños mayores a menores hacia la superficie, finalmente cubierto de una capa arcillosa, atendiendo que el filtro granular detiene el flujo del agua y lo envía a su través hacia el tubo colector de fondo. Este tipo de solución amerita el mantenimiento periódico consistente en el reemplazo de los materiales de filtro que por el arrastre de las partículas finas y coloidales tienden a sellarse y a perder su eficiencia de filtración, siendo por tanto indispensable

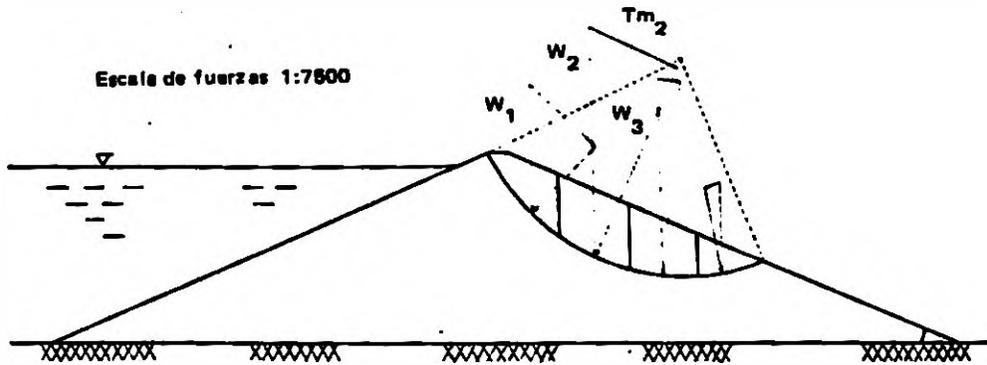
que sus posiciones sean registradas en los planos de la obra para sus consultas ulteriores, dificultándose los trabajos de conservación cuando el registro no se efectúa en los planos.

En ocasiones y para evaluar grandes volúmenes de aguas e adicionan bajo los fondos de canales a cielo abierto drenes de arena.

Se usan también *drenes transversales* excavados con perforadoras apropiadas y en dirección inclinada del talud para ser llenados luego de materiales granulares o de filtro.

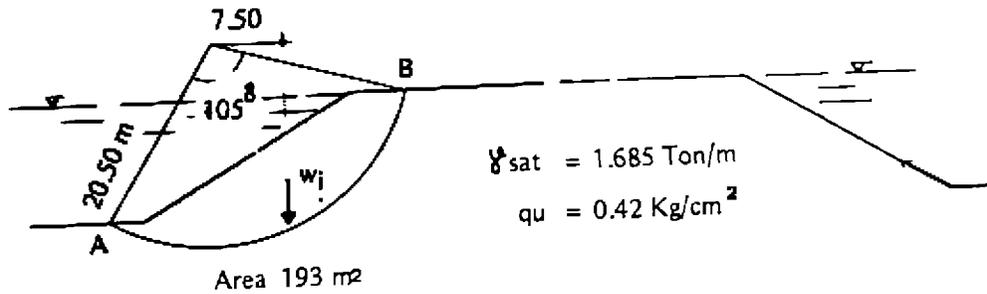
Estabilidad de taludes





No. Dovela	Base de Dovela	Area de Dovela	Peso de Dovela	Componente Normal	Componente Tang.		h _{pc}	U _i	T _{ri}
					Motor	Resist.			
1	30.5 m	101.75	373.20	365 Ton	260 Ton				304.7 Ton
2	22.0 m	51.75	160.70	398 Ton	270 Ton		1.5 m	33.0 Ton	143.53 ton
3	19.75 m	101.0 m	36.9	555 Ton	60 Ton		4.5 m	88.88 ton	148.72 ton
4	19.75 m	138.0 m	55.3	250 ton		45 Ton	0.0 m	0.0 ton	285.9 ton
R.E. = $\frac{2082.85 + 45.0}{590.0} = 361$				1665 ton	690 ton	45 Ton		121.88t	2082.85 t _e

Determine el factor de seguridad del siguiente talud, inundado, de arcilla homogénea



$$c = \frac{q_u}{2} = 0.21 \text{ Kg/cm}^2 = 2.10 \text{ ton/m}^2$$

$\widehat{AB} = L =$ longitud de arco de circunferencia

$$\frac{360^\circ}{105^\circ} = \frac{2\pi R}{L}; \quad L = \frac{2\pi R \times 105^\circ}{360} = \frac{2 \times 3.1416 \times 20.50 \times 105}{360}$$

$$L = \frac{13524.588}{360} = 37.568 \text{ m}$$

$$W_i = 193 \times 1 \times 0.685 = 132.205 \text{ ton}$$

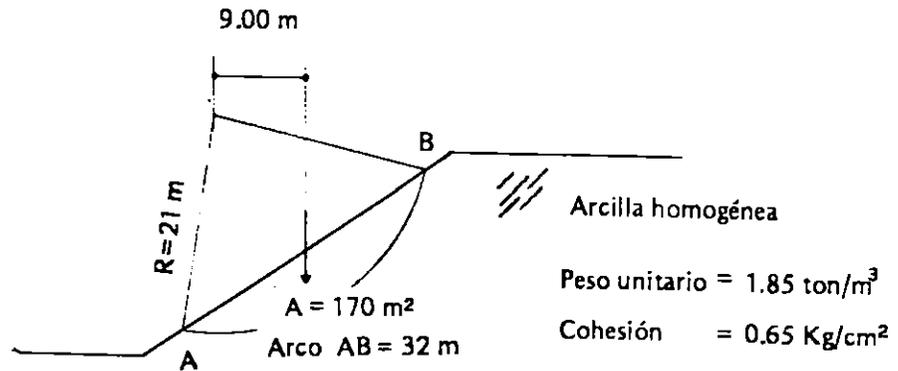
$$M_m = 132.205 \times 7.50 = 991.538 \text{ ton-m}$$

$$M_r = AB \times 1 \times 2.10 \times 20.50 = 37.568 \times 1 \times 2.10 \times 20.50$$

$$M_r = 1617.302 \text{ ton-m}$$

$$FS = \frac{1617.302}{991.538} = 1.63$$

Determine el factor de seguridad del siguiente círculo de falla de talud.



Respuesta $F_s = 1.543$

Diseñe un talud para un corte de 6.10 m de altura en arena con un ángulo de fricción interna igual a 33° . Dé las recomendaciones en la forma usual que se utiliza en carreteras.

CUESTIONARIO

1.— Realice el análisis teórico de la estabilidad de un talud que tiene en su pie un muro de contención.

UNIDAD 8

Compactación

8.1 Definición

Compactación es el procedimiento mecánico, artificial, mediante el cual se mejoran las propiedades de los suelos, caracterizados por las siguientes condiciones:

- Aumento de la resistencia al esfuerzo cortante.
- Aminoramiento de la permeabilidad, y,
- Reducción de la sensibilidad a la compresión bajo cargas.

La compactación es deseable en todos los campos de la ingeniería civil en vista de las condiciones expuestas antes y solamente sería objetable en el caso de suelos activos donde un aumento excesivo de densificación reduciría el volumen de huecos, amino-

rando la posibilidad de que las partículas sólidas en movimiento de expansión, ocupen estos vacíos y también en algunos casos de estructuras hidráulicas tales como presas, hablándose de éstos efectos como de sobre compactación, por lo demás mientras más compactos queden los suelos mejores serán las obras a las que pertenecen.

Desde tiempo inmemorial ha sido preocupación del hombre la acomodación de los rellenos que dejó a la acción de las lluvias y al paso de los animales que finalmente sirvieron de modelos para el diseño de los equipos mecánicos de compactación.

Ahora nos ocupamos de los ensayos de laboratorios que permiten determinar los parámetros de la compactación.

8.2 Relación entre los pesos unitarios seco y húmedo

Puesto que va a ser base de nuestras discusiones ulteriores comenzaremos por encontrar la relación aritmética entre los pesos unitarios.

Denominado por

γ_{uh} = Peso unitario húmedo

γ_{us} = Peso unitario seco

donde por definición

$$\begin{aligned}\gamma_{uh} &= \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} \\ &= \frac{\gamma_{us} + W_w}{V} \quad [A]\end{aligned}$$

Tomando el contenido de humedad en forma decimal, $W = \frac{W_w}{W_s}$

deducimos

$$W_w = W \cdot W_s$$

Sustituyendo en [A]

$$\gamma_{uh} = \gamma_{us} + \frac{W \cdot W_s}{V}$$

$$\gamma_{uh} = \gamma_{us} + W \cdot \gamma_{us}$$

$$\gamma_{uh} = \gamma_{us} (1 + W)$$

$$\gamma_{us} = \frac{\gamma_{uh}}{1 + W}$$

8.3 Ensayo proctor normal

R.P. Proctor en el año 1931 ideó para compactación de presas un método de laboratorio que hoy se reconoce por su apellido.

Este sistema requiere una serie de instrumentos y de modalidades de trabajo que ofrecemos en la siguiente lista y que pasaremos a discutir por partes.

- Molde: Volumen 1/30 pie³
- Martillo: Peso 5.5 lb
Caida libre = 1 pie
- Número de golpes por capa: 25
- Número de capas: 3

Pese a que hemos dado siempre preferencia al sistema métrico decimal (S.M.D.), que es el imperante en el país y a pesar de nuestro compromiso de reafirmarlo, respetaremos en el ensayo Proctor la unidad del sistema inglés "Avois dupois". Respetaremos el sistema inglés para facilitar la labor de retención mental, ya que como es natural, los pesos y volúmenes fueron elegidos en cifras enteras.

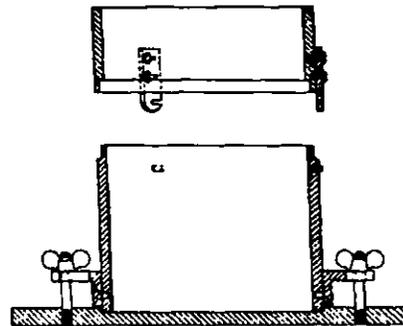


Fig. 8.1 Molde proctor

El molde original Proctor de 1/30 de pie³ se construye de forma tubular, de 4 pulgadas de diámetro y, 8 pulgadas de altura, Fig. 8.1, acoplándosele una porción superior del mismo diámetro cuya función será evitar el salto en las partículas de suelo. En la porción inferior se ajusta una base metálica cuadrada al cuerpo principal del molde mediante espárragos y tuercas de mariposa.

El martillo, Fig. 8.2, consta de una maza metálica circular a la cual se ha adosado una barra y una agarradera, con un peso de conjunto de 5.5 libras. Todo esto opera dentro de una camisa de diámetro ligeramente mayor que el de la maza y de una longitud tal que cuando la parte superior de la maza toca



Fig. 8.2 Martillo de ensayo proctor.

la porción de arriba de la camisa, la distancia de recorrido de la maza será de 1 pie; en consecuencia para garantizar la constancia en la energía de los impactos debe observarse el chasquido metálico de la maza contra la camisa. El enchufe de la maza y la barra y la agarradera se realiza mediante roscas de forma tal que se facilite, cuando se desee el desarme y la limpieza del martillo.

El número de golpes o de veces que el martillo será dejado caer libremente sobre la capa de suelo en procedimiento de compactación será de 25, utilizándose un número total de capas igual a 3.

La energía de compactación del método proctor normal (E_{cn}) o prueba original puede expresarse y desarrollarse en la forma siguiente:

$$E_{cn} = \frac{5.5 \text{ Lb} \times 1 \times 25 \times 3}{1/30 \text{ pie}^3} = 12,375 \frac{\text{Lb} \cdot \text{Pie}}{\text{Pie}^3}$$

Siendo esta la energía total que se invierte en la preparación de un testigo.

Ensayo de laboratorio

La muestra para efectuar la prueba de compactación deberá ser **parcialmente seca** al aire cribada al través de una malla Núm. 4 (abertura = 4.76 mm). A pesar de que el molde está provisto de una base metálica se incinira colocándolo sobre una base metálica empotrada en el piso del labora-

torio de modo a suministrar un apoyo rígido. Con una primera porción, que bien podría ser a humedad ambiental llenaremos el molde aproximadamente hacia la mitad de su volumen con material suelto con el deseo de que una vez densificada esta capa alcance la tercera parte de la muestra. Ahora con el martillo 5.5 Lb vamos a producir 25 impactos distribuidos en toda la sección de la muestra. Antes de proceder a la preparación de la segunda capa debe rayarse con un instrumento cortante la parte superior de la primera capa de modo que haya contacto íntimo con la segunda, procediéndose a su dosificación del mismo modo señalado para la primera. Ajustado el collarín en posición compactaremos la última capa, si es posible con una cantidad de muestra que una vez compacto ésta última porción y retirado el collarín sobresalga ligeramente por encima del plano tope del molde, cortándose los excedentes con una regla afilada. Removiéndose con una brocha las partículas de suelo en exceso adheridas al molde sin olvidar la parte inferior de la base. De inmediato debe determinarse el peso del molde + suelo compacto, registrándose en la hoja de laboratorio correspondiente, Fig. 8.3; pudiendo cuantificarse de inmediato el peso del suelo compacto, deducido del peso del molde vacío, para finalmente, y en función del volumen conocido del molde ($1/30 \text{ pie}^3$) computar el peso unitario húmedo. Como a la postre expresaremos las conclusiones gráficas en términos de peso unitario seco, dado su carácter absoluto, debemos determinar el contenido de humedad al cual la muestra fue compacta; operación que podemos hacer con el promedio de dos especímenes, de las posiciones superior e inferior, o como nos ha parecido más preciso llevando al horno la casi totalidad del testigo compacto. La extracción de la muestra del molde se facilitará con el uso de un gato montado en un marco y provisto de los dispositivos adecuados al efecto.

Como se persigue medir la influencia que el agua tiene sobre la compactación, a las

5-4



ENSAYO DE COMPACTACION

PROYECTO Alcantarillado Pluvial Zona Norte Santo Domingo. INVESTIGACION 5537-5
 PROCEDENCIA Albert Thomas entre 33 Oeste y Fausto Jiménez. LOCALIZACION Santo Domingo
 MUESTRA N° Pozo No. 22 PROFUNDIDAD 000 - U.17
 LABORATORISTA Ramón Balbuena COMPUTADOR A.P. FECHA 21 Febrer. 1980
RBR - RBR Calceña Terreo Rocosa

MÉTODO DE ENSAYO: PROCTOR Año de arcilla N° DE MOLDE: 1
 VOLUMEN DE MOLDE: 0.002098 m³; % QUE PASA MALLA N° 4: _____

PESO UNITARIO HUMEDO

DETERMINACION N°	1	2	3	4	5	6	7
PESO DE MOLDE + SUELO HUMEDO g	20224	20542	20577	20506	20466		
PESO DE MOLDE g	15812	15812	15812	15812	15812		
PESO DE SUELO COMPACTO g	4412	4730	4765	4694	4654		
PESO UNITARIO HUMEDO Kg/m ³	2103	2255	2271	2237	2218		

PORCENTAJE DE HUMEDAD

DETERMINACION N°	1	2	3	4	5	6	7
RECIPIENTE N°	7 2	7 1	6 7	5 8	1 7		
PESO DE RECIPIENTE + SUELO HUMEDO g	25 98	23 90	28 72	32 65	36 67		
PESO DE RECIPIENTE + SUELO SECO g	24 58	22 01	25 80	28 74	31 63		
PESO DE AGUA g	1 40	1 89	2 92	3 91	5 04		
PESO DE RECIPIENTE + SUELO SECO g	24 58	22 01	25 80	28 14	31 63		
PESO DE RECIPIENTE g	1 09	1 09	1 20	1 09	1 12		
PESO DE SUELO SECO g	23 49	20 92	24 60	27 65	30 51		
PORCENTAJE DE HUMEDAD o/o	5 96	9 03	11 87	14 14	16 52		
PROMEDIO DE CONTENIDO DE HUMEDAD o/o	5 96	9 03	11 87	14 14	16 52		

PESO UNITARIO SECO

PESO UNITARIO SECO (Kg/m ³)	1985	2068	2030	1960	1904		
---	------	------	------	------	------	--	--

Fig. 8.3



Fig. 8.4 Atomizador.

siguientes deberá añadirseles cantidades desiguales de agua y para hacer esto de modo disciplinado es conveniente aunque no imprescindible medir el volumen de agua que se agregará y registrarlo en la hoja de laboratorio. Para la buena repartición del agua que se añadirá emplearemos un atomizador, Fig. 8.4. Para la mejor repartición del agua agregada sería conveniente adicionar esta con 24 horas de anticipación a la realización del ensayo. Elaboremos el número de especímenes que nos permita definir con precisión los parámetros del ensayo, suspendiendo el trabajo cuando el suelo tenga un grado de humedad tal que se desplace por efecto del martillo. Muchas veces, y esto es práctica inveterada en el país reusar una misma muestra a la cual se le añaden nuevos incrementos de agua; si bien es cierto que de éste modo se empequeñece la cantidad de muestra que debe transportarse al laboratorio, se introduce la posibilidad de triturar las partículas de suelo con el martillo de compactación, acabando la prueba con un material granulométricamente distinto al original y en consecuencia de resultados viciados.

Una vez computados los contenidos de humedad y en consecuencia, los pesos unita-

rios seco, pasamos de inmediato a la confección, en escala aritmética, de un gráfico donde en las abscisas situaremos los contenidos de agua, en porciento y en las ordenadas los pesos unitarios seco, en unidades de Kg/m^3 o semejantes, Fig. 8.5

Al observar el gráfico del espécimen supuestamente arcilloso notaremos que tiende a ser una curva simétrica en la cual se nota que en la porción izquierda, denominada *rama seca*, existe una influencia creciente, benéfica de la humedad, es provocado por la lubricación de las partículas de suelo en pro de su acercamiento y consiguiente reducción de poros; trabajo que adquiere su máxima expresión en la cima del gráfico con el valor más alto del proceso de compactación que reconoceremos en el *peso unitario seco máxima*. El contenido de agua que produce el peso unitario máximo lo reconoceremos con el calificativo de *humedad óptima*, o contenido de agua para el cual el suelo alcanza el mayor grado de densificación.

Rebasado el contenido de humedad óptima notamos que el agua, en principio un elemento coadyuvante de la compactación invierte sus funciones y se convierte en un

estorbo al desplazar las partículas sólidas. Nombraremos esta segunda parte y final del gráfico como *rama húmeda*.

Los suelos de buena graduación granulométrica tienden a presentar el gráfico peso unitario seco -contenido de agua puntiagudo, tornándose redondeado cuando existe supremacía de un tamaño.

En suma, estaremos evaluando las cualidades de compactación de los suelos con los parámetros peso unitario seco máximo y contenido de humedad óptima.

8.4 Curva de saturación.

Si al compactar un suelo logramos expulsar todo el aire que hay en sus poros éstos quedarán totalmente llenos por el agua utilizada en el trabajo de densificación, es decir, se cumple que $S_r = 100$ situación teórica que no llegaremos a alcanzar y que aparece reproducida en la llamada *curva de saturación* de la figura '8.5', la cual relaciona el peso unitario seco de un suelo con la humedad que provoca su saturación. Para encontrar puntos que definan el gráfico nos apoyaremos en el siguiente desarrollo:

$$\gamma_{us} = \frac{W_s}{V}$$

y como $V = V_s + V_v$, entonces:

$$\gamma_{us} = \frac{W_s}{V_s + V_v}$$

Dividiendo por V_s :

$$\gamma_{us} = \frac{V_s}{\frac{V_s}{V_s} + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{\gamma_s}{1 + e} \quad (A)$$

Por otra parte:

$$W = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100, \text{ y numéricamente}$$

$$W = \frac{V_w}{W_s} \cdot 100$$

Como el suelo está saturado:

$$W = \frac{V_v}{W_s} \cdot 100$$

Dividiendo por V_s :

$$W = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{W_s}{V_s}} \cdot 100 = \frac{e}{\gamma_s} \cdot 100$$

Deduciéndose que cuando el suelo está saturado:

$$e = \frac{W \cdot \gamma_s}{100} \quad (B)$$

Si sustituimos este último valor en la ecuación (A), tendremos:

$$\gamma_{us} = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{W \cdot \gamma_s}{100}}$$

Es decir, que una vez conocido el peso específico de las partículas sólidas (γ_s), podemos tomar valores de contenido de humedad dentro del entorno de la curva de compactación, computar el γ_{us} correspondiente aplicando la ecuación (C), para terminar por establecer la curva de saturación, que como puede observarse es prácticamente asintótica a la rama húmeda del gráfico de compactación.

8.5 Ensayo proctor modificado.

Con el aumento de la eficiencia de los equipos mecánicos de compactación los resultados en obra iban requiriendo de un

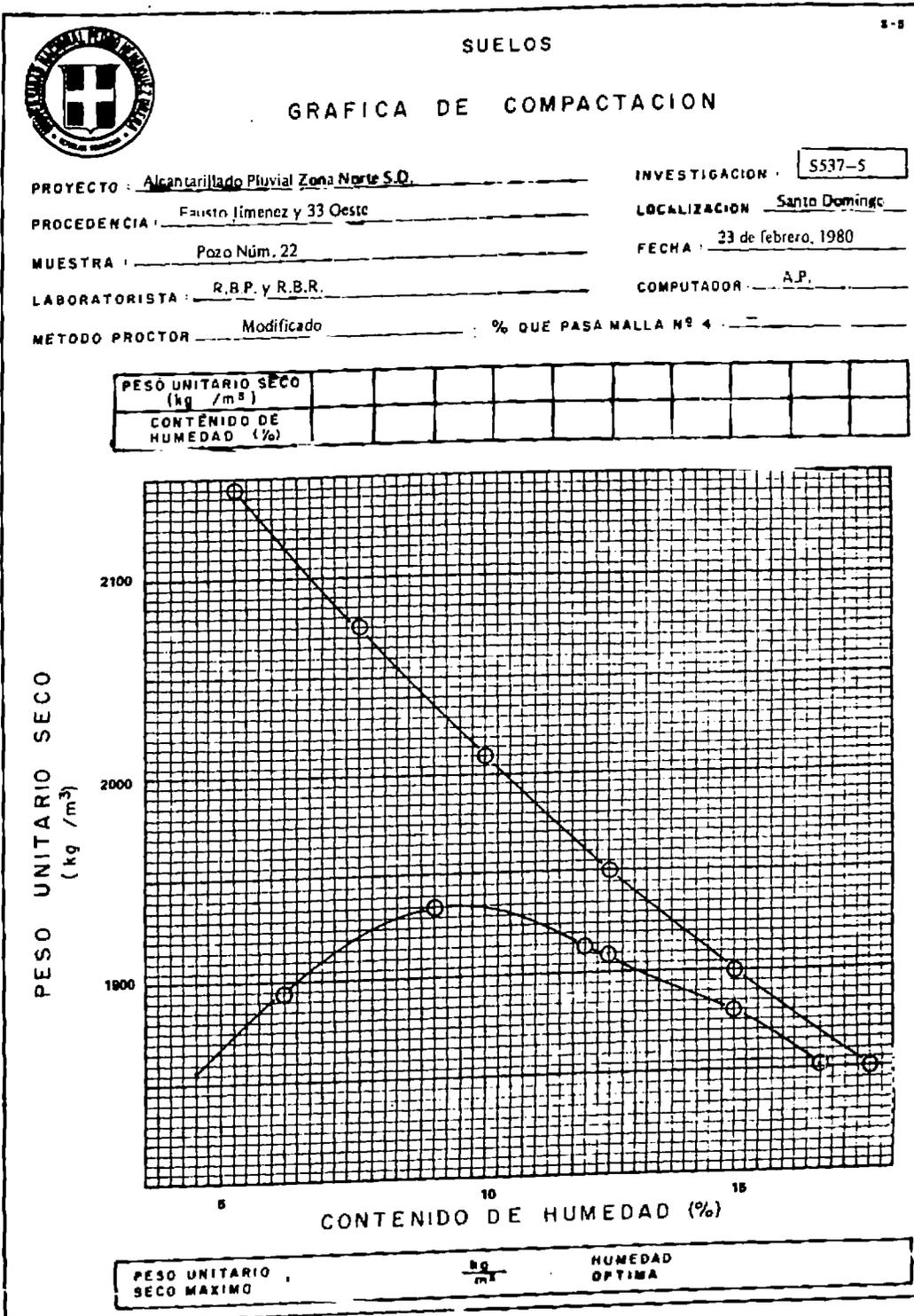


Fig. 8.5

método normal u original ideado en una época de equipos de compactación más ligeros por lo que se desarrolló un método más vigoroso conocido desde entonces, con mucha propiedad de nombre como el método Proctor modificado, cuyo instrumental y normas de trabajo resumimos a continuación:

- Molde: $1/30 \text{ pie}^3$
- Martillo: Peso 10 lbs.
Caída libre 1.5 pie
- Número de golpes por capa: 25
- Número de capas: 5

En consecuencia, la energía que lo define (E_{cm}) es la siguiente:

$$E_{cm} = \frac{10 \times 1.5 \times 25 \times 5}{1/30}$$

$$E_{cm} = 56,250 \frac{\text{Lb} \cdot \text{Pie}}{\text{Pie}^3}$$

Es decir, que:

$$\frac{E_{cm}}{E_{cn}} = \frac{56,250}{12,375} = 4.545$$

Debemos tener conciencia al momento de elegir el método de control de compactación de la diferencia crasa entre los dos sistemas de los cuales uno implica una energía $4 \frac{1}{2}$ veces mayor que el otro.

De todo lo anterior se reduce que los parámetros de compactación no son únicos sino que por el contrario, son función del método de laboratorio empleado.

En la Fig. 8.6, se puede notar que los resultados de someter una misma muestra co-

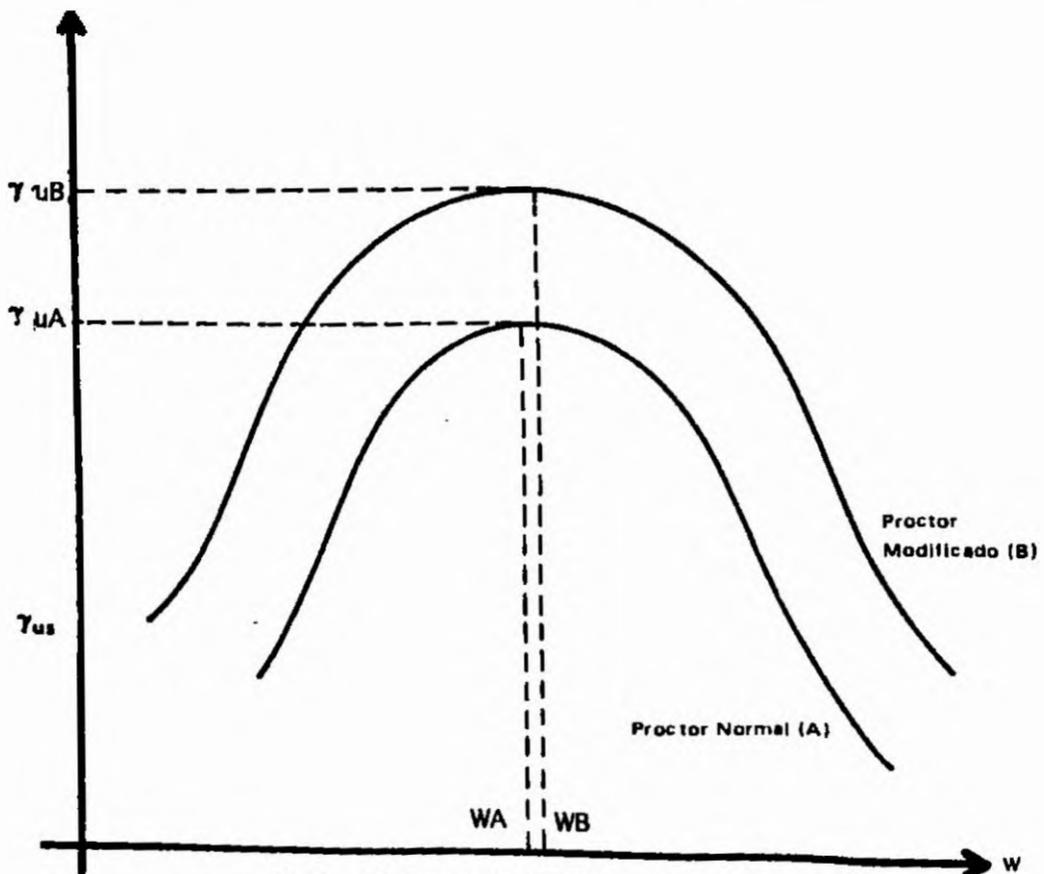


Fig. 8.6 Gráfico proctor normal y modificado

hesiva a los métodos de ensayos Proctor Normal y modificado obtenemos en este último un peso unitario seco mayor y una humedad óptima menor.

8.6 Variaciones de los elementos de trabajo en un mismo método de compactación.

Lo que define fundamentalmente un método de compactación es su energía. A veces queremos dar cabida a corpúsculos presentes en el suelo arcilloso, mayores que las aberturas de la malla número 4, imponiendo en consecuencia la elección de un molde de mayor capacidad que el normal con la sola condición que sus paredes y fondo sean resistentes y si es posible guarden la misma relación de altura a diámetro igual que la de los métodos clásicos, utilizándose un martillo modificado para completar el equipo.

Si por ejemplo estuviésemos la necesidad de compactar a energía del método modificado y digamos que impongamos un número de capas igual a 8 despejamos número de

$$\text{golpes} = \frac{\text{Volumen} \times 56250}{10 \times 1.5 \times 8}$$

$$\text{No. de golpes} = \frac{1}{30} \times \frac{56,250}{10 \times 1.5 \times 8}$$

$$\text{No. de golpes} = 15.95 = 16 \text{ golpes}$$

Algo que había que tomar en consideración para reproducir las condiciones exactas del método Proctor en asunto en nuestro caso el modificado y aunque no lo señalen específicamente las normas, es la relación entre el área de ataque del martillo y la sección transversal de la muestra, para inmitada a cabalidad tendríamos que construir un nuevo martillo y ésto implica mayor labor. De mantener el martillo modificado habrá tendencia al desplazamiento lateral de las partículas.

Lo más relevante de la discusión anterior es el criterio de que nosotros podemos alterar los elementos de trabajo de cada sistema de compactación siempre y cuando, preservemos la energía que lo define y aún más, podríamos con suma facilidad idear nuevos métodos que claro, carecerían de universalidad o universalismo.

UNIDAD 9

Peso unitario de campo

En la unidad anterior discutimos los procedimientos para evaluar las características de acomodación de los suelos cohesivos y granulares, dirigiéndonos ahora a la determinación del peso unitario alcanzado en la ejecución del relleno del camino, calle, aeropista o para cualquier tipo de obra.

La medición de la bondad alcanzada en el proyecto la realizaremos al través de la idea del *por ciento de compactación* a definir del modo siguiente.

$$\% = \frac{u_{\text{campo}}}{u_{\text{máximo}}} \times 100$$

De esta expresión conocemos, por el ensayo de compactación de lugar, el peso unitario seco máximo, siendo ahora menester computar el peso unitario seco del campo.

9.1 Determinación del peso unitario de campo.

Todos los métodos para la fijación del peso unitario de campo, frecuentemente llamado densidad, tienen por etapa común la excavación de un pequeño agujero que llamaremos pozo dentro de la capa de suelos cuyo grado de acomodación se desea investigar, salvo el método nuclear.

Los puntos para la realización de las pruebas de peso unitario de campo deben ser elegidos donde reproduzcan las condiciones medias del trabajo, consecuentemente debe eliminarse como sitios de control las zonas de sobreebanco externas al proyecto, en las cuales los equipos de compactación no trabajan con el número de pasadas suficientes, registrándose las posiciones con respecto a las estaciones en el eje, en cuanto

a planta concierne y en altimetría por la elevación o cota de la capa de suelo.

a) Método de la arena.

Usaremos el equipo reproducido en la Fig. 9.1, colocándose la placa de aluminio o plato agujereado coincidente con el punto de control, con el cuidado de que la superficie del suelo esté prácticamente horizontal; dándole ligeros golpes a la placa con el cabo de madera de un martillo para que se ajuste al material. A partir de este momento estamos en condiciones de horadar un agujero de forma troncocónica, disminuído de diámetro hacia el fondo y de paredes redondeadas, excavado con el auxilio de cincel, martillo y cuchara, empleándose esta última para llevar el suelo cortado a un recipiente metálico o de cristal previamente pesado, provisto de tapa, con el cuidado de no perder suelo. Una vez alcanzada la profundidad de unos 15 cm, recogemos el material retenido en el plato y el suelto dentro del pozo haciendo uso de una brocha, para ser colocado finalmente en el recipiente que será tapado firmemente, dando por terminado el pozo. La determi-

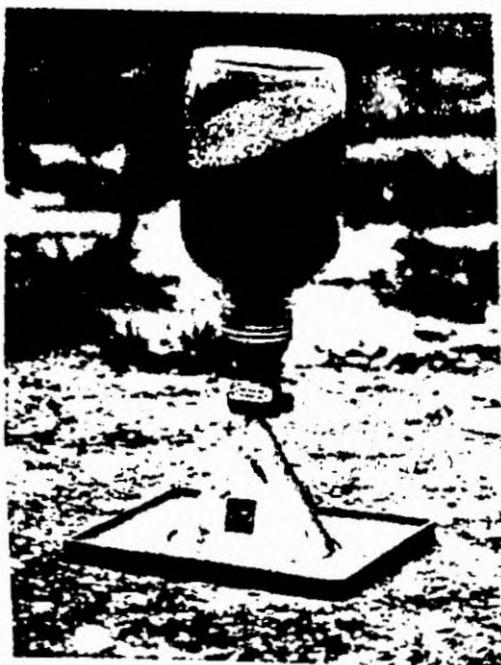


Fig. 9 1 Equipo empleado en método de la arena

nación en el laboratorio de campo del peso del material húmedo más el recipiente comparada con el peso del recipiente solo nos permitirá computar el peso de suelo húmedo tal y como se indica en la hoja de la Fig. 9.2 cuando se localice grava que no participó en el ensayo proctor deberá dejarse en el fondo del pozo para que no aporte peso ni volumen igualándose así las condiciones de campo y laboratorio.

Un frasco de cristal de boca roscada permitirá el enchufe de el de un cono de aluminio que tiene en su sección extrema o mayor un diámetro igual al del agujero de la placa, existiendo una válvula de paso que es tan solo una barra con un orificio que da paso cuando se alinea con el agujero que en otra posición cierra.

El frasco será llenado con arena que tienda a producir un peso unitario constante lo cual se obtiene cuando esta está constituida por corpúsculos esféricos, uniformes, limpios y secos a lo que es lo mismo cuando el material tiene condiciones para ser utilizado en reloj de arena. Universalmente se expende para estos fines la arena de Ottawa, utilizando en nuestro país arena cribada entre mallas 20 y 30 ó 20 y 50, lavada y secada; aún cuando no son de partículas redondeadas sino esféricas por el contrario.

Antes de iniciar el ensayo deberá registrarse en la hoja de campo el peso inicial de equipo + arena, ajustando el cono en la base o plato, abriendo la válvula de paso y permitiendo que la arena descienda sin golpes ni impactos. Una vez que se haya llenado el pozo deberá cerrarse la válvula y retirarse el equipo, tomándose el peso final de equipo + arena. La continuación de los cómputos de gabinete requerirá de dos datos previos cuya determinación vamos a explicar ahora por estar en mejores condiciones para hacerlo, y a cuyas operaciones llamaremos *calibraciones*. Necesitamos conocer a priori el peso unitario de la arena, necesariamente constante y por eso nuestra preocupación con que fuese, aceptable-

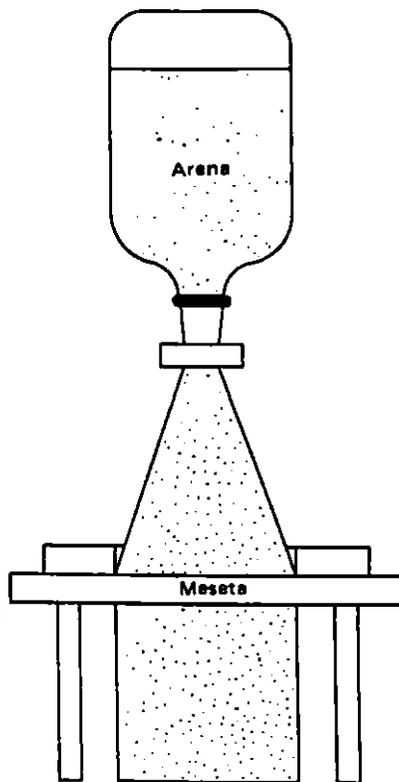


Fig. 9.3 Equipo de densidad

mente de partículas redondeadas y tamaño uniforme. Para esto haremos uso de un molde que reproduzca el pozo, colocándolo bajo una meseta de madera, Fig. 9.3 y encima de la meseta situaremos el equipo de densidad en la forma normal de trabajo, una vez llenado el recipiente se fijará el peso de arena contenido en él y se comparará con el volumen del molde para obtener el peso unitario buscado. Con el empleo sucesivo la arena se va adicionando de grumos de arcillas por lo que periódicamente habrá de limpiarse de modo a mantenerla en las condiciones de calibración.

Otro dato que deberemos conocer previamente será el peso de arena contenido en el cono, que es característico de cada equipo y que se localizará invirtiendo el frasco y el cono sobre la placa, colocada a su vez sobre un fragmento de papel, permitiendo que la arena llene el volumen del cono y encontrando este peso, llevando a una balanza el mate-

rial sobre la pieza de papel o estableciendo la diferencia entre el peso inicial del equipo y el final después de llenar el cono.

Establecido el peso de la arena en el pozo deberá dividirse por el peso unitario de la misma arena, dato de calibración para conocer finalmente el volumen del pozo.

El peso unitario húmedo del suelo se deducirá de la relación por cociente entre el peso del suelo en el pozo y el volumen del mismo pozo. El peso unitario seco, cuyo valor es misión del ensayo determinar lo conoceremos finalmente relacionando, en la forma sabida el peso unitario húmedo y el contenido de humedad.

Pasando por alto los cambios volumétricos por los también cambios de humedad se visualiza el hecho de que el peso unitario seco es un valor absoluto independiente del contenido de humedad que el suelo del terraplen pueda tener en un momento dado.

El método de la arena no tiene prácticamente limitaciones siendo por esto el de más amplia difusión a nivel mundial y local.

b) Método del agua.

Como la fase de la excavación del pozo es común a todos los métodos y fue explicada en el anterior la omitiremos, limitándonos a la determinación del volumen del pozo que es lo que diferencia los diversos métodos entre sí.

En rasgos generales la prueba del agua se limita a la colocación de una pieza elástica de goma en la cual se vierte agua, cuyo volumen reproducirá el buscado. Para hacer estas operaciones de modo mecánico y rápido se ha ideado el equipo reproducido en la Fig. 9.4 en el cual un cilindro graduado permitirá tomar una lectura inicial antes de la excavación del pozo y una final después de terminada. El cilindro graduado está unido a un globo o vejiga de

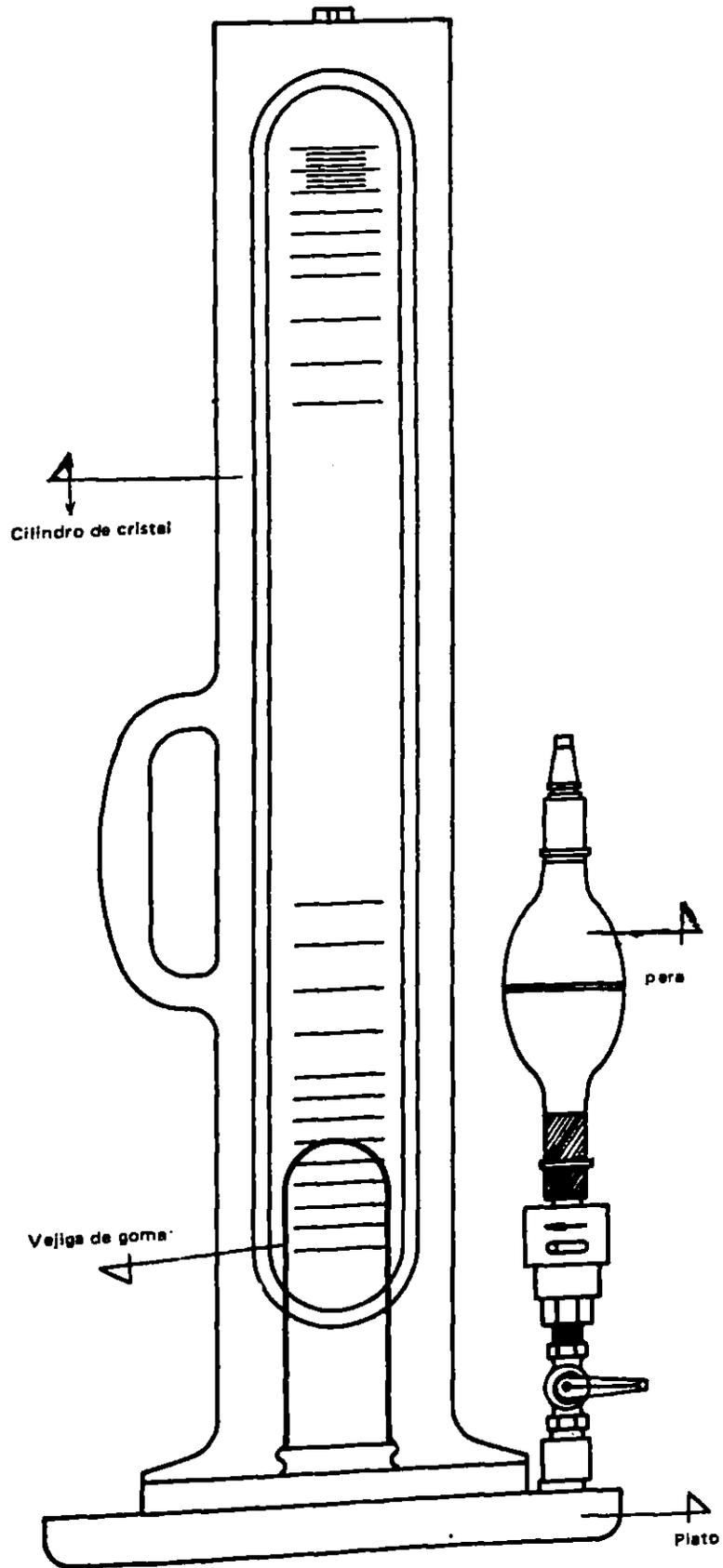


Fig. 9A Equipo empleado en método del agua.

goma, pudiéndose hacer llegar presión de aire o succión según el caso, para empujar o extraer el globo.

En detalle una vez elegida la posición de ensayo en el terraplén se pondrá sobre ella el plato de pequeño tamaño, del cual el equipo está provisto; inyectándose aire mediante el uso de la punta apropiada en el dispositivo que tiene en su parte central una pera. Para evitar el levantamiento debe precionarse hacia abajo la guardera que protege al cilindro de cristal, tomando la lectura más baja al presionar la pera que será la que se corresponda con la mejor adaptación del globo de goma a la superficie del terraplén.

A continuación retiramos el equipo por la agarradera que tiene en la guardera, dejando sobre el sitio la placa, excavando el pozo al través del agujero de la misma del modo consabido.

Una vez finalizado el pozo y colocado el material que se le extrajo en un recipiente tapado, se vuelve a situar el equipo sobre la placa y en el eje del pozo excavado, volviéndose a presionar el agua con el dispositivo de la pera enchufado en la válvula de lugar, permitiéndose así que el globo lleno de agua a presión se adapte al agujero y produzca una nueva lectura, final, en el cilindro graduado. La diferencia entre las lecturas inicial y final ofrecerá de inmediato el volumen buscado del pozo.

Para llevar nuevamente el globo y el agua en él hacia la parte interior del equipo deberá invertirse el dispositivo de la pera utilizando esta vez el extremo de succión; estando ahora en condiciones de desplazarnos hacia otro lugar de prueba.

La mayor fuente de error al utilizar este método radica en la adaptación incompleta del globo de goma al pozo, lo que llega a condiciones críticas cuando en el agujero quedan salientes de grava, que, además tien-

den a romper la goma. La rapidez de ejecución con este equipo ha promovido grandemente su uso.

c) Método del aceite.

Por razones de facilidad de obtención emplearemos aceite de motor de viscosidad SAE 50, de modo a reducir las inevitables filtraciones del aceite que serían aún mayores en grasas más ligeras.

Para iniciar el trabajo debemos elegir una superficie prácticamente horizontal, excavando el agujero y recuperando el material con la ayuda de un plato de aluminio del equipo de arena, continuándose las operaciones del modo convencional. Una vez hecho el agujero tomaremos un volumen inicial de partida medio en un cilindro graduado de cristal, usado más de una vez si fuese menester. La diferencia entre el volumen inicial y el volumen restante nos dará el volumen en el pozo; con la dificultad de evaluar el momento en que debemos suspender la adición de aceite por haberse alcanzado el nivel de la superficie original del suelo. El aceite podrá reusarse si se saca con un extractor de succión o jeringa.

En este método se producen errores, tanto mayores como más permeable sea la capa que se controla, por filtración del aceite que conduce a valores del volumen del pozo mayores que los reales y por apreciación del llenado correcto del pozo hasta la superficie original.

Otra alternativa dentro del mismo método sería la de trabajar las cantidades de aceite en peso y no en volúmenes, lo que requiere la medición de la temperatura al momento de trabajo y el conocimiento previo del peso específico de la grasa a ese mismo grado de calor. Es obvio que esta modalidad implica mayor labor innecesaria.

d) Método del tubo de pared delgada.

Cuando los Terraplenes son construidos con suelos arcillosos desprovistos de grava, el método más confiable es el del tubo de

pared fina o tubo shelby; de cuya forma de operación poco habría que añadir en razón de que nos ocupamos de él en la unidad de perforación, dentro de la Mecánica de suelos I.

Penetramos el tubo de pared delgada dentro de la capa a evaluar, mediante acción dinámica, extrayéndose y colocándose la muestra en un frasco herméticamente cerrado hasta su traslado al laboratorio donde se tallará, medirá y pesará en búsqueda del cómputo del peso unitario húmedo convertido finalmente a peso unitario seco con la determinación del contenido de humedad correspondiente.

Si el material no fuese muy plástico y hubiesen riesgos de disgregación, una vez sacado el tubo de la capa de suelo podrían enrrazarse las superficies extremas de la muestra, midiéndose la parte del tubo que quede vacío, comparándose con la longitud inicial del mismo.

La forma apropiada del control de compactación requiere ensayos periódicos por capas de modo tal que cuando no se alcanzare el mínimo peso unitario establecido en las especificaciones hubiese lugar para la recompactación correctora, sin embargo, algunas veces tenemos que valuar terraplenes ya terminados en cuyo caso podremos hacer una excavación a cielo abierto o calicata, mediante el cual iremos ensayando capa tras capa por el método digamos de la arena. El empleo de los tubos de pared delgada, si el suelo fuese cohesivo nos permite

una más rápida cuantificación a menores montos de tiempo y costos; con las limitaciones que la alta densificación del suelo introduce a veces al dificultar la penetración y salidad de los especímenes en los tubos. Siempre acudimos al campo con la idea de emplear tubo shelby salvo que condiciones contrarias impidan su uso.

e) Método nuclear.

El equipo tiene como elemento básico, Fig. 9.5 una unidad nuclear que emite rayos gamma y unos tubos medidores que permiten medir la energía refractada y pasan sus lecturas a un reloj; siendo normalmente el alcance en profundidad del equipo de unos 75 mm (3"), con modificaciones que pueden aumentar ese alcance. El equipo opera con la siguiente ley: la refracción de la energía nuclear es inversamente proporcional a la densificación del suelo.

El equipo en asunto permite reducir considerablemente el tiempo de ensayo pero tiene el inconveniente del alto costo inicial y el mantenimiento especializado del mismo.

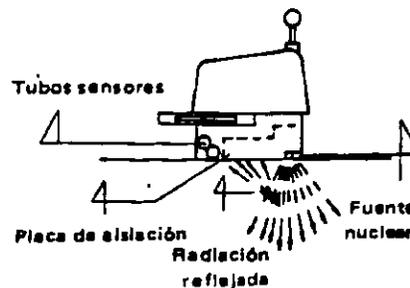


Fig. 9.5 Método nuclear

QUESTIONARIO

- I.— **Prepare las normas de un método alternativo para la medición del peso unitario de campo donde en el pozo de prueba se produzca un testigo vaciado en yeso.**
- II.— **Programe el método del agua para valuar la densificación de pedraplenes donde hubiesen bolos.**

UNIDAD 10

Equipos de compactación

Equipos de Compactación

Para obtener el mayor grado de acomodación posible de los suelos a utilizar en la construcción de terraplenes y de pedraplenes es menester diferenciarlos y elegir los equipos y sus modalidades de uso en armonía con la naturaleza y el comportamiento de cada uno de ellos. Los suelos de comportamiento plástico deben ser manipulados con equipos que produzcan el amasado de estos. En los materiales granulares, contrapuestamente es menester recurrir a las vibraciones como medio óptimo de densificación.

Aún cuando los equipos básicos son el rodillo metálico liso, el patas de cabra, el rodillo de neumáticos y las unidades vibratorias han estado entrando al mercado de modo gradual combinaciones y modalidades de los equipos básicos citados, muchos de los cuales están amparados por patentes de construcción.

Antes de la era de la mecanización los suelos para terraplenes eran colocados a vuelco dejándole a las lluvias el trabajo de acomodación en la medida en que éstas lo pueden realizar. Independientemente del largo tiempo que había que esperar para poner en servicio los caminos y las calzadas el grado de compactación alcanzado dejaba mucho que desear. Un primer intento por mejorar la densificación fue la utilización de animales: elefantes, bueyes, etc., modalidades estas que inspiraron o condujeron al diseño de equipos mecánicos.

10.1 Rodillo metálico liso

Este equipo es el más antiguo y conocido para la densificación de suelos. Consiste de una serie de tambores de superficie cilíndrica, capaces de lastrarse o no con arena, agua o ambas cosas a la vez, por un tapón roscado acoplado a ellos. El cuerpo del equipo está desarrollado con placas metálicas

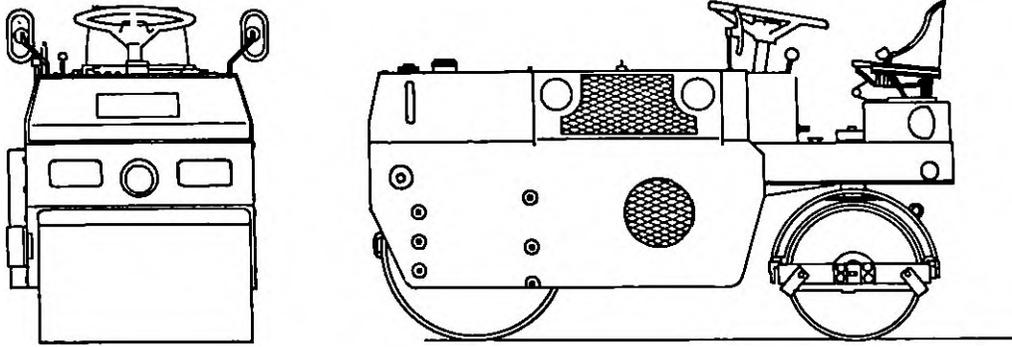


Fig. 10.1 Rodillo metálico liso.

pesadas que terminan por transmitir su carga a la zona que en un momento dado hace contacto con el suelo; teniendo propulsión propia, Fig. 10.1. Muchas veces, por desconocimiento los tambores no se lastran, por lo cual es recomendable una inspección previa a los trabajos.

Tenemos dos grandes tipos en lo que concierne a la disposición en planta, Fig. 10.2; el tipo de 3 ruedas o más antiguo en el cual las ruedas traseras amplían el área de compactación de la rueda delantera, y el tipo tandem, en el cual las dos ruedas, delantera y trasera, densifican en una pasada el mismo sector. No hay razón alguna para juzgar a uno de los equipos descritos como mejor que el otro, pudiendo anotar en beneficio del tandem su mayor capacidad de adaptación a zonas reducidas.

Los rodillos metálicos lisos están provistos de una cuchilla adosada al tambor que quita el suelo adherido al cilindro.

Estos equipos son empleados también en la compactación de carpetas de hormigón asfáltico.

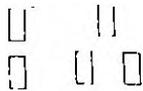


Fig. 10.2 Tipos de rodillos.

10.2 Rodillos Patas de Cabras

No cabe duda dada la denominación de este equipo del modelo que sirvió de guía para que los ingleses lo crearan. Construidos de tambores metálicos huecos pueden ser lastrados del mismo modo que los rodillos metálicos lisos; distribuyen su carga sobre unas extensiones llamadas patas de unos 15 cm² de área en contacto con el suelo que se compacta. Fig. 10.3. Usualmente no son autopropulsados, sino por el contrario, halados por tractores ligeros; siendo el número de tambores de uno, dos o tres, pudiendo utilizarse dos conjuntos acoplados.

Las patas se construyen con chapas de acero de grosor tal que le otorguen rigidez, pudiendo ser tronco cónicas en uno y en otro caso las superficies de contacto están separadas del contorno externo de los tambores en el orden de 15 cm. colocándose las patas de modo que cada una pise en el espacio libre que dejan las próximas dos de las filas anterior y siguiente.

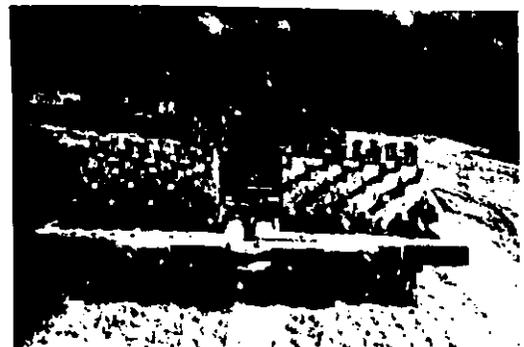


Fig. 10.3 Rodillo pata de cabra.

Los rodillos patas de cabras, que compactan el suelo por amasado, están reservados a materiales de comportamiento predominantemente cohesivo, observándose que en la medida en que cumplen su misión van penetrando cada vez menos dentro de la capa de suelo, terminando finalmente por producir huellas ligeras sobre el mismo.

10.3 Rodillos Neumáticos

En los trabajos de reconstrucción de carreteras es usual que se aproveche el tránsito ordinario de la vía como medio de compactación con el solo cuidado de dirigirlo a una y otra mitad de la plataforma de trabajo, e imponer velocidades reducidas de tránsito. Con la idea de la densificación vehicular es que se han desarrollado los rodillos de neumáticos compuestos esencialmente de dos ejes de llantas combinadas de forma tal que sus huellas no se solapan, aumentando el peso del equipo con placas metálicas adosadas al mismo. Estos equipos poseen propulsión propia. La presión de inflado de los neumáticos normalmente se maneja alrededor de 6 Kg/cm². Destinados a suelos con alto contenido de limo y/o arena, son utilizados a veces en trabajo de terminación, Fig. 10.4.

10.4 Rodillo Vibratorio

Para densificar materiales granulares, tales como bases y sub-bases de cambios se dispone de equipos que al vibrar suministran el tipo de energía que mejor acomodación produce a las gravas o gravas arenosas.

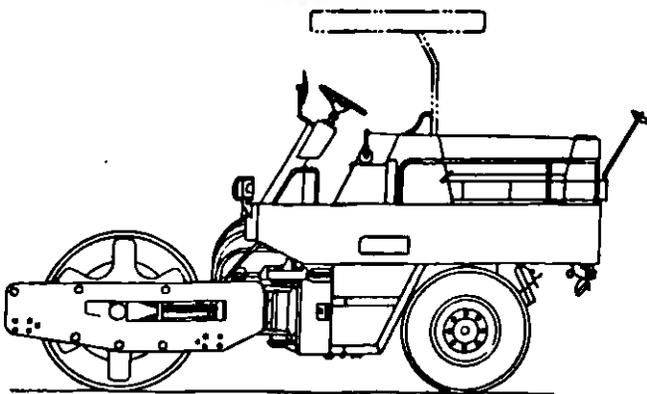


Fig. 10.4 Rodillos neumáticos

Un motor acoplado al tambor rodillo produce las trepidaciones. El arrastre del equipo se consigue con tractores ligeros. Fig. 10.5.

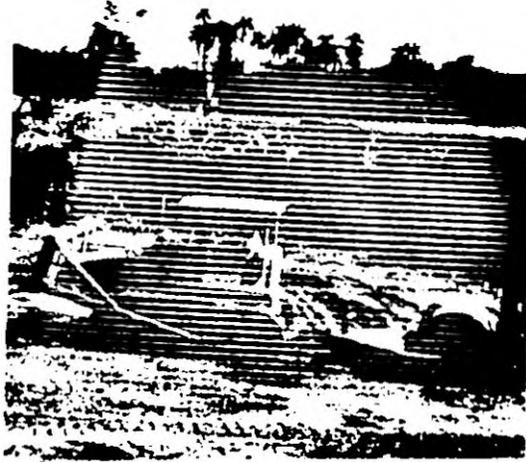


Fig. 10.5 Rodillo vibratorio

10.5 Equipos portátiles.

Ranas y Planchas

Cuando las áreas de suelo a compactar son reducidas como es el caso de los "riñonados" o volúmenes de tierra a ambos lados de las alcantarillas es imposible utilizar los equipos pesados convencionales descritos con anterioridad, empleándose en su lugar compactadores pequeños concebidos con los mismos principios de los grandes. Entre estos cabe citar a la rana, Fig. 10.6, que consta de un pisón metálico, imitación del antiguo equipo manual, levantado por la explosión de un motor que cae libremente

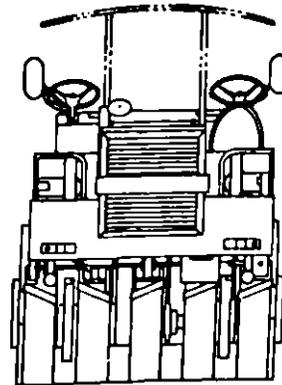




Fig. 10.6 Rana

al apabarse este, siendo guiado por las agarraderas de las cuales está provisto, siendo llevado por el operador a los sitios de compactación deseados. Su uso está restringido a materiales arcillosos. El homólogo al equipo anterior y para suelos granulares es la *plancha* como, Fig. 10.7, capaz de vibrar y densificar las áreas hacia donde es colocado, siendo operados por motor de combustión.

10.6 Control de Humedad

Además de la selección del equipo de compactación apropiado para cada tipo de suelo y de los espesores de capa que en todo momento deben ser moderados para lograr una acomodación favorable, debemos controlar el contenido de agua, que como vimos al momento de discutir los ensayos proctor tienen una influencia crucial en la densificación de los materiales con cohesión. En consecuencia, debemos conocer o al menos tener una idea del entorno de humedad en que se encuentra un suelo en vías de compactación, por lo cual podríamos utilizar un equipo para la determinación rápida de la cantidad de agua, presente en el suelo, ya que el método regular exige un largo tiempo de secado en horno al término del cual, y en adición al sacrificio de la espera, puede producir valores ya cambiados al momento de su cómputo. Una modalidad que nos ha parecido racional es la de preparar en laboratorio una muestra a su contenido de humedad óptimo, y guardarla en un frasco de cierre hermético para compararla, mediante el tacto, con la consistencia del material en el relleno. Cuando el suelo tuviese en grado de humedad bajo, determinado por algún medio cualquiera, deberemos proceder a su humedecimiento mediante el empleo de camiones



Fig. 10.7 Plancha



Fig. 10.8 Camión repartidor de agua

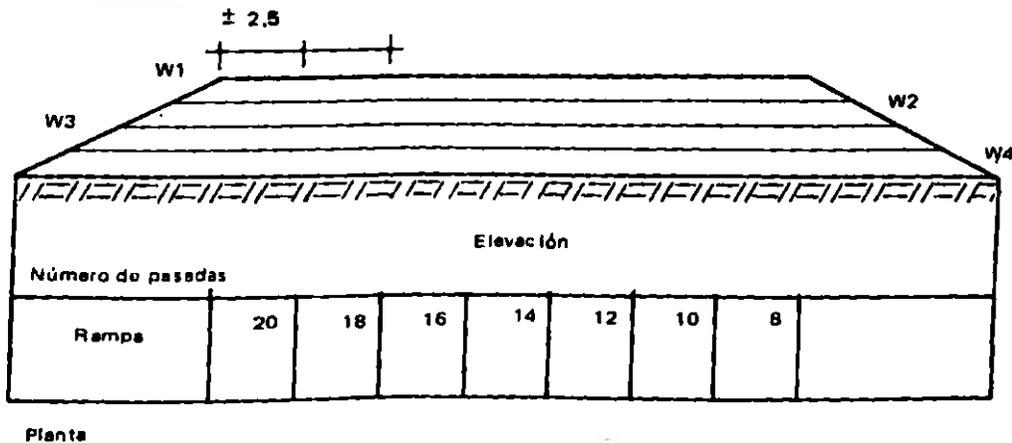
distribuidores de agua, provistos de barras traseras con espaldas repartidoras del líquido, Fig. 10.8. En el caso contrario, cuando haya en agua en demasía, consecuencia de lluvias recientes, deberá esperarse que por evaporación se alcance un contenido de agua adecuado, lo que podría reducirse en tiempo, volteando el material periódicamente con la acción de una motoniveladora. De todo esto se deduce que durante los períodos anuales de grandes lluvias, dos en nuestro país, abril-mayo y octubre-noviembre, las operaciones de compactación se ven obstaculizadas por estas situaciones de estación, hasta el punto inclusive de provocar el cierre de los frentes de trabajo.

10.7 Terraplenes de prueba

Cuando se proyecta utilizar grandes volúmenes de tierras, de un mismo banco o mina

de suministro, se justifica la inversión para construir un pequeño relleno con el material en asunto, donde las variables serán el contenido de humedad y el número de pasadas del equipo mecánico.

En una primera capa le proporcionaríamos al material un contenido de agua w , y con el equipo seleccionado, a utilizar en obra, compactaríamos un relleno de observaciones de un ancho del orden de 3.00 m. donde el equipo pueda desplazarse con seguridad, construyéndose al mismo tiempo dos rampas de acceso, una en cada extremo del terraplén. Según la Fig. 10.9 el equipo ha pasado, moviéndose hacia adelante y hacia atrás, 6 veces en la totalidad de la plataforma, ahora bien, en el próximo recorrido el equipo no cubrirá la última zona limitada por balizas colocadas en puntos visibles y externos al terraplén y si recorrerá el resto



Planta

Fig. 10.9 Terraplenes de prueba

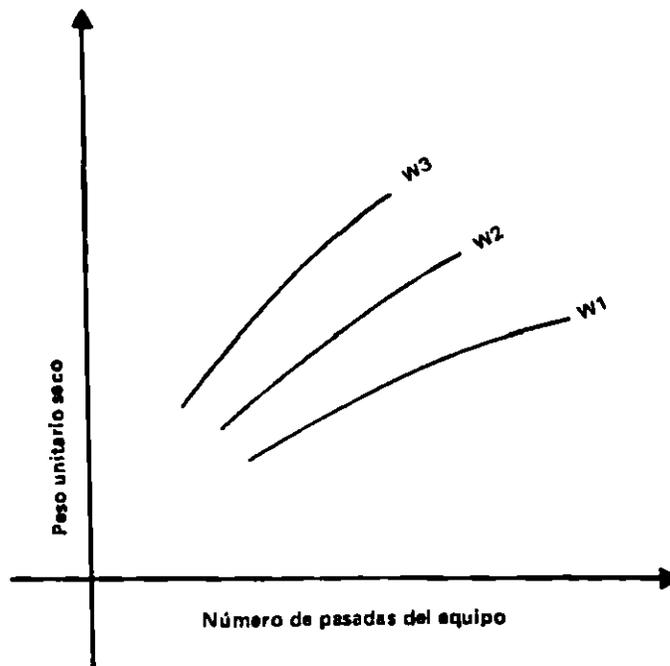


Fig. 10.10 Gráfico peso unitario seco

del área. De este modo obtendremos una serie de sectores diferenciados por un número de pasadas menor en dos a la próxima anterior, siendo por el caso del ejemplo variables desde 6 hasta 20. El resto del trabajo consistirá en la determinación del peso unitario seco de campo y el porcentaje de compactación correspondientes a cada zona balizada.

El procedimiento indicado se repetirá en una serie de capas superiores con el solo

cambio del contenido de humedad constante para cada una de ellas, quedándose finalmente en condiciones de preparar gráficos que exhiban los resultados de las influencias en los cambios del contenido de humedad y el número de pasadas del equipo.

De la figura 10.10 se deducirán el número de pasadas para el cual se satisfacen las condiciones de peso unitario seco aceptable según las normas del proyecto.

CUESTIONARIO

- 1.— Discuta la influencia del agua en la acomodación de los suelos cohesivos y de los materiales granulares.

UNIDAD 11

Cambios volumétricos en los movimientos de tierra

11.1 Necesidades de pronosticar los cambios de volúmenes en los suelos

Cuando se corta un volumen dado de arcilla en una mina de préstamo y se acarrea en las unidades de transporte, ocupa un espacio considerablemente mayor que aquel que tenía en estado natural, contrayéndose cuando se compacta en el terraplén.

Para la toma de de decisiones, programación y evaluación de costos relativas a las operaciones de movimientos de tierras, es condición necesaria pero no **suficiente** el cómputo de los volúmenes de los cortes y rellenos inherentes al proyecto en **asunto** siendo menester, además, el conocimiento del comportamiento de los suelos cuando pasan a los diferentes estados de volumen, medido por los coeficientes que reproducen esas formas físicas.

La incidencia numérica de esta segunda parte puede ser de tanta importancia como la primera y su manejo inadecuado podría llevar a perder una licitación o a menoscabar los beneficios de una obra en ejecución. En conclusión, es vital para los ingenieros civiles, proyectistas o contratistas, conocer el mecanismo de los movimientos de tierras que les permiten arribar a un presupuesto justo, armónico con los esfuerzos reales.

En la antigüedad estos cambios no eran considerados porque los costos unitarios de corte y acarreo eran holgados no ocurriendo la misma situación hoy en día.

En un camino, que constituye el ejemplo clásico de obra con movimiento de tierras, se empieza por establecer el área de la sección transversal en cada estación del eje-función de la forma del terreno natural, al-

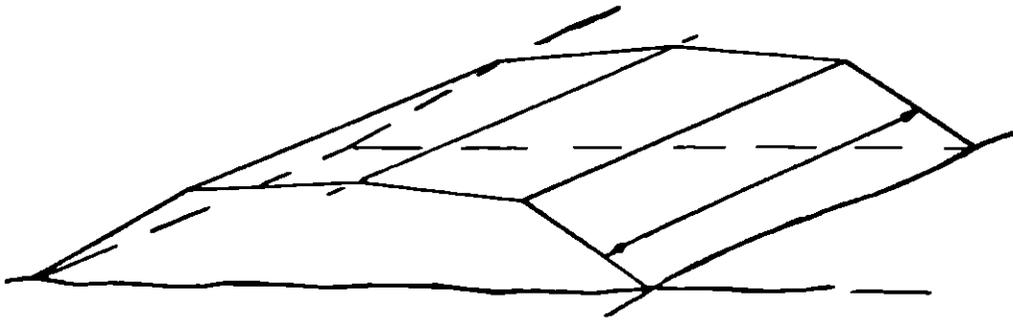


Fig. 11.1 Sección transversal

turas de corte o relleno, inclinación de taludes y otros -por medio del promedio de valores que se derivan de varias aplicaciones de planímetro; computándose los volúmenes parciales de remoción y relleno de los prismoides que se conforman con las áreas de las susodichas secciones transversales y las longitudes de las estaciones correspondientes. Véase Fig. 11.1

El diagrama de masas, figura 11.2, es un gráfico donde sobre una línea que representa el eje del camino rectificado se representan normalmente a él y hacia arriba y abajo

los volúmenes de cortes y rellenos acumulados en un punto dado. Esta curva que permite conocer las distancias medias de transporte y el emplazamiento óptimo de las minas de préstamo debe establecerse igualando la expresión de las ordenadas de volúmenes de corte y relleno mediante la aplicación de los factores de cambios volumétricos que estableceremos más adelante.

11.2 Relaciones volumétricas entre los diferentes estados

Observemos, en la Fig. 11.3 los cambios que experimenta *un mismo peso de material (W)* cuando se encuentra en estado natural en la

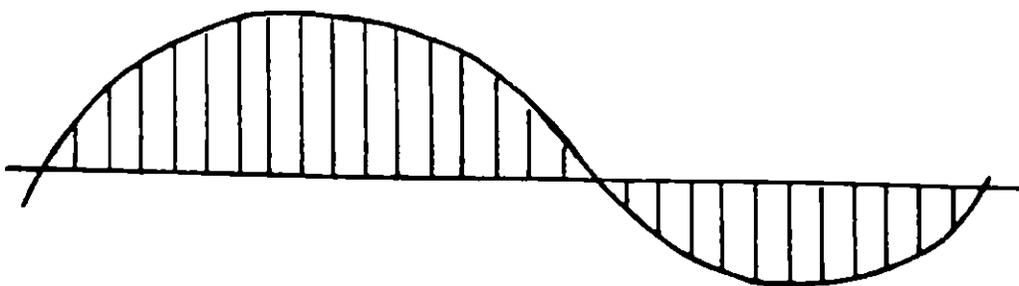


Fig. 11.2 Diagrama de masas

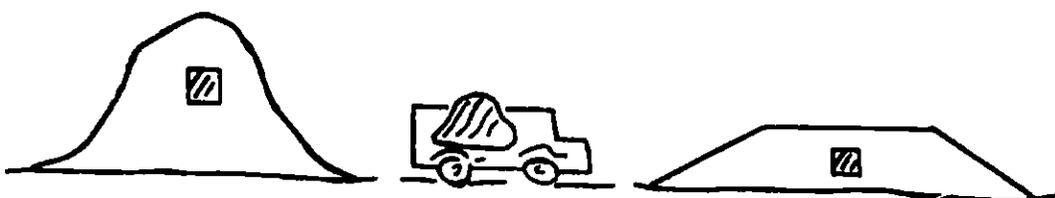


Fig. 11.3 Cambios volumétricos

mina o banco de suministro y cortado es colocado, en el equipo de transporte, o finalmente es acomodado, en estado compacto, en el relleno de modo a satisfacer las necesidades de proyecto.

Llamado por:

γU_n y V_n al peso unitario seco y volumen en estado natural,

γU_s y V_s al peso unitario seco y volumen en estado suelto, y,

γU_c y V_c al peso unitario seco y volumen en estado compacto.

Tenemos que:

$$\gamma U_n = \frac{W}{V_n};$$

$$\gamma U_s = \frac{W}{V_s};$$

$$\gamma U_c = \frac{W}{V_c}$$

$$W = \gamma U_n V_n = \gamma U_s V_s = \gamma U_c V_c$$

Si estuviésemos interesados, lo que ocurre con frecuencia, en determinar cual sería el volumen de material que tendríamos que cortar en la mina de préstamo para satisfacer una determinada demanda de volumen de suelo compacto, deduciríamos de la relación

$$\gamma U_n V_n = \gamma U_c V_c$$

$$V_n = \frac{U_c}{U_n} V_c = V_c K_{cn}$$

$$K_{cn} = \frac{\gamma U_c}{\gamma U_n}$$

Si fuese menester conocer cuál sería el volumen de suelo a transportar a partir de un volumen compacto, entonces

$$V_s = V_c \frac{\gamma U_c}{\gamma U_s} = V_c K_{cs}$$

De modo similar se podrían establecer los índices de cambios armónicos con nuestras necesidades específicas.

Como se puede notar, para fijar los índices de cambios volumétricos es necesario conocer los pesos unitarios secos del suelo en estados natural, suelto y compacto, haciéndose de la siguiente forma:

Estado natural:

Los métodos a emplear coinciden con los disponibles para controlar la compactación de los terraplenes. En suelos arcillosos desprovistos de materiales granulares al empleo de tubos de pared delgada, Fig. 11.4, ofrece los medios de obtener, a percusión, especímenes semi-inalterados de valores confiables, a manipular como conocimos y practicamos en las unidades de "obtención de muestras y ensayos básicos".

Estado suelto:

Las condiciones del estado suelto son las más difíciles de reproducir en armonía con las influencias que en un proyecto dado tienen la humedad natural del suelo, los tipos de equipos de corte y acarreo, así como la capacidad de éstos últimos. Pese al espectro de las variables, realizaremos las determinaciones de lugar, en el campo y a pie de obra, utilizando un recipiente aforado de la mayor capacidad disponible; poniendo en él y al grado de acomodación que nos luzca probable en obra, suelo en estado natural que nos

permitirá conocer, previo promedios de pesos, el peso unitario húmedo del material, Fig. 11.5. El conocimiento de la humedad de trabajo nos conducirá, finalmente, al peso unitario seco, en estado suelto, buscado.

Estado compacto:

Las características de acomodación del es-

tado compacto habrán de ser deducidas del gráfico de peso unitario seco-contenido de humedad del suelo en asunto, tomándose como valor probable el producto del peso unitario seco máximo y el porcentaje de compactación que rige como mínimo de aceptación.

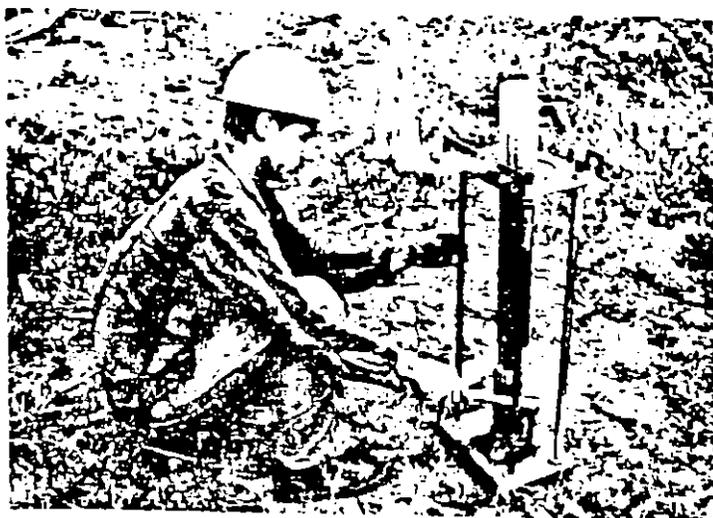


Fig. 11.4 Empleo de tubos de pared fina

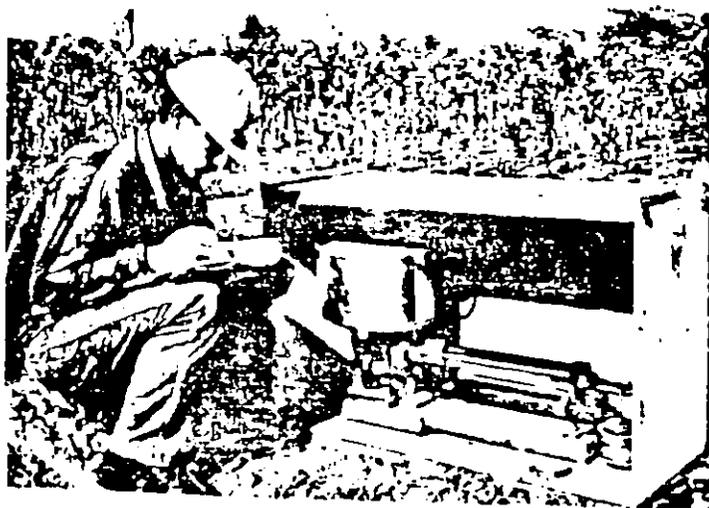


Fig. 11.5 Determinación del peso unitario en estado suelto

CAMBIOS VOLUMÉTRICOS DE SUELOS
DETERMINACIONES DE CAMPO Y LABORATORIO
 Proyecto Carretera Santiago - Puerto Plata Localización: Provincia de Santiago Estación: Mina E-580

TOMAMUESTRA DE PARED FINA Área 41.88 cm² Longitud 401 cm Peso 1.170 Kgs.
RECIPIENTE Volumen 12.893 dm³ Peso 1.308 Kgs. γ_{100} - Peso Líquido Humedo γ_{200} - Peso Unitario Seco

Prof. (m)	PESO		LONGITUD		Muestra Muestra [Cm ²]	γ_{100} [Kg/m ³]	γ_{200} [Kg/m ³]	γ_{sat} [Kg/m ³]	PESO (Kgs)			γ_{100} [Kg/m ³]	γ_{200} [Kg/m ³]	γ_{sat} [Kg/m ³]	Sw	K _{on}	K _{ca}
	Mojado [Kgs]	Seco [Kgs]	Mojado [Cms]	Seco [Cms]					Mojado [Kgs]	Mojado [Kgs]	Mojado [Kgs]						
0.00-0.30	2.984	1.874	13.2	28.9	1,128.6	1810	9.0	1478	14.921	13.871	1056	989	1568	1.52	1.08	1.81	
0.30-0.60	3.116	1.948	10.9	29.2	1,222.9	1661	7.6	1477	15.437	14.137	1096	1018	1568	1.45	1.06	1.63	
0.60-0.90	2.495	1.325	19.7	20.4	854.4	1851	8.0	1463	16.594	15.294	1186	1118	1568	1.31	1.07	1.39	
0.90-1.20	2.502	1.332	19.7	20.4	854.4	1859	8.3	1429	16.638	15.338	1180	1089	1568	1.31	1.18	1.66	
1.20-1.50	2.879	1.709	14.0	28.1	1083.1	1563	7.9	1448	16.120	14.820	1140	1063	1568	1.36	1.17	1.60	
1.50-1.80	2.710	1.640	17.6	22.5	842.3	1834	9.7	1480	16.871	15.571	1208	1101	1568	1.35	1.14	1.65	
1.80-2.10	2.727	1.657	18.0	22.1	875.6	1882	11.0	16.16	17.004	15.704	1218	1098	1568	1.38	1.12	1.55	
2.10-2.40	2.854	1.784	12.9	27.2	1138.1	1666	8.1	14.49	16.134	14.834	1151	1069	1568	1.36	1.17	1.60	
2.40-2.70	2.987	1.427	20.2	19.9	833.4	1712	16.8	14.80	18.842	15.342	1190	1028	1702	1.44	1.15	1.65	
2.70-3.00	2.833	1.483	20.5	18.8	820.9	1782	17.7	16.14	18.717	15.417	1186	1018	1702	1.49	1.12	1.88	
3.00-3.30	2.888	1.428	21.2	18.9	751.5	1804	16.8	15.47	17.073	15.773	1223	1048	1702	1.47	1.10	1.82	
3.30-3.60	2.519	1.349	22.1	18.0	733.8	1790	18.0	15.44	17.577	16.277	1262	1088	1702	1.42	1.10	1.66	
3.60-3.90	2.796	1.626	18.3	21.6	813.0	1781	15.6	18.40	16.760	15.460	1199	1037	1702	1.48	1.11	1.64	
3.90-4.20	2.572	1.402	21.4	18.7	783.2	1780	15.7	16.48	17.374	16.074	1247	1078	1702	1.44	1.10	1.88	

FIGURA 1

CUESTIONARIO

1.—Exponga su opinión sobre los cambios volumétricos en roca.

UNIDAD 12

Método CBR

Este ensayo, conocido por las siglas **CBR** fue ideado por Stanton y Porter y empleado para la clasificación de suelos y el diseño de pavimentos. El Perfeccionado se utilizó ampliamente para la proyección de aeropuertos militares durante la Segunda Guerra Mundial.

Investigando, en una primera parte, las características de compactación de los suelos termina por medir su resistencia al esfuerzo cortante mediante una prueba de penetración.

12.1 Fase de compactación

Los parámetros de compactación del suelo serán investigados en una muestra pasante por las aberturas del tamiz de $3/4"$ (19.05 mm), empleándose un procedimiento homólogo al proctor, usándose el equipo señalado en la siguiente lista:

- Molde: de 7" de altura, 2" de fondo falso y 6" de diámetro, según Fig. (12.1)
- Martillo: de 10 Lbs. de peso y 1.5 pie de caída libre.
- Número de golpes por capa; 55
- Número de capas: 5

El fondo falso es una pieza de diámetro ligeramente menor que el del molde. Su función es proporcionar rigidez a la muestra que se compacta, dejando un vacío en el cual colocaremos en el momento oportuno pesas de sobrecarga.

El volumen libre, del molde es de 0.0818 pie³.

La energía de compactación de este método, que pretende ser la del proctor modifi-

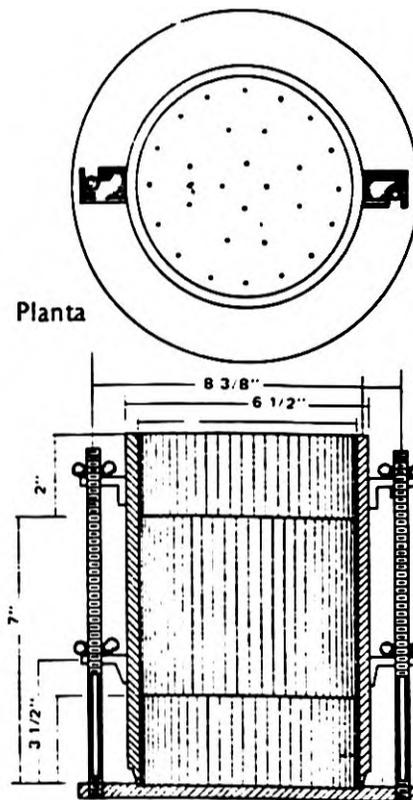


Fig. 12.1 Equipo CBR

cado, se expresa de la siguiente forma:

$$E_{c\text{ CBR}} = \frac{5 \times 55 \times 10 \times 1.5}{0.0818}$$

$$= 50427.873 \frac{\text{Lb. Pie}}{\text{Pie}^3}$$

Efectuada la prueba de compactación se computan el peso unitario seco máximo y el contenido de humedad óptima.

12.2 Fase de Inmersión

Para estudiar el comportamiento del suelo a diferentes grados de compactación prepararemos un número dado de especímenes que por lo general es de 3, a la humedad óptima y a 10, 25 y 55 golpes/capa. Antes de compactar el material debe colocarse sobre el fondo falso o separador una malla

metálica fina o un papel de filtro de modo tal que al invertir el molde con relación a su base no se pierda suelo.

El peso de las muestras compactas a diferentes energías deberá ser registrado según se indica en la hoja de la Fig. 12.2, conducente al peso unitario seco de cada muestra.

Reemplazaremos la base sólida del molde de compactación por una base con perforaciones, colocando encima de la muestra una placa de un diámetro ligeramente menor que el del molde, de bronce, agujereada, provista de un vástago ajustable mediante rosca. En el hueco dejado por el fondo falso pondremos dos pesas metálicas provistas de orificios circulares, centrales, de 5 Lbs. de peso cada una, ideadas inicialmente para reproducir las capas superiores del pavimento y mantenidas constantes hoy en día según normas.



ENSAYO DE RELACION DE SOPORTE

Proyecto Pavimentación de calles Trabajo No. S-587

Localización del proyecto Comendador (Pozo) 7 Muestra No. 1
(0.05-0.23 m)

Descripción del suelo Grava arena arcilla limosa

Realizado por R.B., I.C. y E.P. Fecha 26 de julio de 1983

Energía de compactación: Martillo 10Lb No. de capas 5 Golpes/Capa 10,35 y 61

w de compactación — o/o Diám. del molde 0.5' Altura de suelo 0.4167' Vol. 0.081812 pie³
—5" = 0.00231666 m³

Peso húmedo del suelo — Peso seco del suelo, W — Humedad — 1400

Hora y fecha de iniciación	Tiempo transcurrido	Molde No. <u>I</u> Sobrecarga <u>10 Lb</u>		Molde No. <u>II</u> Sobrecarga <u>10 Lb</u>		Molde No. <u>III</u> Sobrecarga <u>10 Lb</u>	
		Lectura del deformímetro (x <u>—</u>)	$\% = \frac{S}{H} (100)$	Lectura del deformímetro (x <u>—</u>)	$\% = \frac{S}{H} (100)$	Lectura del deformímetro (x <u>—</u>)	$\% = \frac{S}{H} (100)$
<u>29-7-83</u> <u>7:00 A.M.</u>	<u>0 h</u>	<u>8.004</u>	<u>0.00</u>	<u>9.062</u>	<u>0.00</u>	<u>7.503</u>	<u>0.00</u>
	<u>1 h</u>	<u>8.018</u>	<u>0.28</u>	<u>9.039</u>	<u>0.54</u>	<u>7.090</u>	<u>1.74</u>
	<u>2 h</u>	<u>7.087</u>	<u>—</u>	<u>9.099</u>	<u>0.74</u>	<u>5.025</u>	<u>2.46</u>
	<u>4 h</u>	<u>7.072</u>	<u>—</u>	<u>3.004</u>	<u>0.84</u>	<u>8.024</u>	<u>2.42</u>

Después de la inmersión

Molde No.	<u>I</u>	<u>II</u>	<u>III</u>
Sobrecarga, N			
Peso inicial de suelo húmedo + molde + base	<u>11.889</u>	<u>11.635</u>	<u>11.869</u>
Peso final de suelo húmedo + molde + base	<u>12.245</u>	<u>11.927</u>	<u>12.098</u>
Peso molde + base	<u>7.252</u>	<u>6.739</u>	<u>6.882</u>
Peso inicial de suelo húmedo, W _i	<u>4.637</u>	<u>4.896</u>	<u>4.987</u>
Peso de agua absorbida, W _w	<u>3.96</u>	<u>2.82</u>	<u>2.29</u>
% Agua absorbida = $\frac{W_w}{W_i} \times 100$	<u>8.72</u>	<u>5.88</u>	<u>5.17</u>
Nota: Introducir las unidades en los encabezamientos.			
Humedad	<u>13.53</u>	<u>13.18</u>	<u>12.57</u>
$W_w = \frac{W_w}{W_i}$	<u>4.086</u>	<u>4.365</u>	<u>4.430</u>
$u_s = \frac{W_w}{V}$	<u>1.723</u>	<u>1.884</u>	<u>1.912</u>

Fig. 12.2

Un reloj micrométrico de sensibilidad igual a una milésima de pulgada (0.001) será montado sobre un trípode metálico, marcándose las posiciones de sus pies sobre la parte superior del collarín. El vástago de bronce acoplado a la base de la misma permitirá ajustar a cero el reloj. La misma operación deberá efectuarse en todas las muestras. Con un mismo reloj y trípode pueden controlarse varias muestras a la vez.

Los moldes serán ahora introducidos en un baño con agua de modo tal que queden inmersos en ella. A partir de éste instante los especímenes se entumecerán debiendo medirse el valor de la deformación vertical ascendente a intervalos de tiempo de una (1) hora y durante las primeras cuatro (4), para luego tomar lecturas cada 24 horas y hasta el cese de la expansión.

Las expansiones serán expresadas, cada vez, en por ciento y en relación con la altura inicial de muestra.

12.3 Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante

El método de CBR mide la resistencia al esfuerzo cortante mediante la penetración, en la muestra saturada de un pistón cilíndrico de un área de sección transversal igual a 3 pulgadas cuadradas (19 cm^2) utilizándose para esto el equipo indicado en la Fig. 12.3, que consta de un gato capaz de generar una fuerza máxima de 6000 Lb., con un manómetro acoplado a su cuerpo de bomba hábil para medir cargas desde 0 hasta 6000 Lb. El molde con el espécimen saturado será colocado sobre una base acoplada al extensómetro del gato, manteniéndose las dos placas de 5 Lt., cada una, permitiendo que el émbolo atraviese los orificios centrales de las placas, con la superior semiabierta de modo tal, que pueda ser situada cuando ya el émbolo haya sobrepasado la placa inferior. Cuando la aguja del manómetro del gato se retire de la posición 0 estamos en condiciones de ajustar el reloj

de penetración, que tiene una sensibilidad de 0.001 pulgada, y que habrá de ser montado sobre uno de los pernos de la estructura del equipo; con el manómetro y el deformímetro en contacto y en posición de cero estamos prestos para iniciar el ensayo.

Con una velocidad de penetración de 0.100" en dos minutos mantenida durante toda la prueba laboraremos a deformación controlada según las penetraciones señaladas en la hoja de laboratorio, Fig. 12.4. Penetraremos el pistón hasta 0.500" suponiendo que ya en esa deformación la muestra ha fallado en vista de deformaciones de éste orden son inadmisibles en pavimentos.

Los otros dos testigos, saturados, deberán ensayarse de modo análogo, determinando en todos el contenido de agua en condiciones de $S_r = 100\%$.

En escala aritmética se prepararán tres gráficos, Fig. 12.5, uno por cada muestra producto de relacionar la resistencia a la penetración en lb/pulg² contra la penetración en pulgada, teniendo presente que la resistencia o esfuerzo a la penetración es la razón por cociente entre la fuerza medida en el manómetro del gato y el área transversal del pistón (3 pulg²).

Los gráficos deberán presentar una curvatura única, cóncava hacia el eje de abscisas, debiendo correrse el cero de coordenadas en el caso en que hubiese un cambio de curvatura de modo tal que éste sea eliminado, llamándose a todo esto *corrección del gráfico* en los casos necesarios.

Porter y Stanton supuestamente ensayaron con las modalidades descritas una muestra de piedra triturada para la cual obtuvieron los valores correlativos de deformación y esfuerzo de penetración reproducidos en la tabla 12.1.

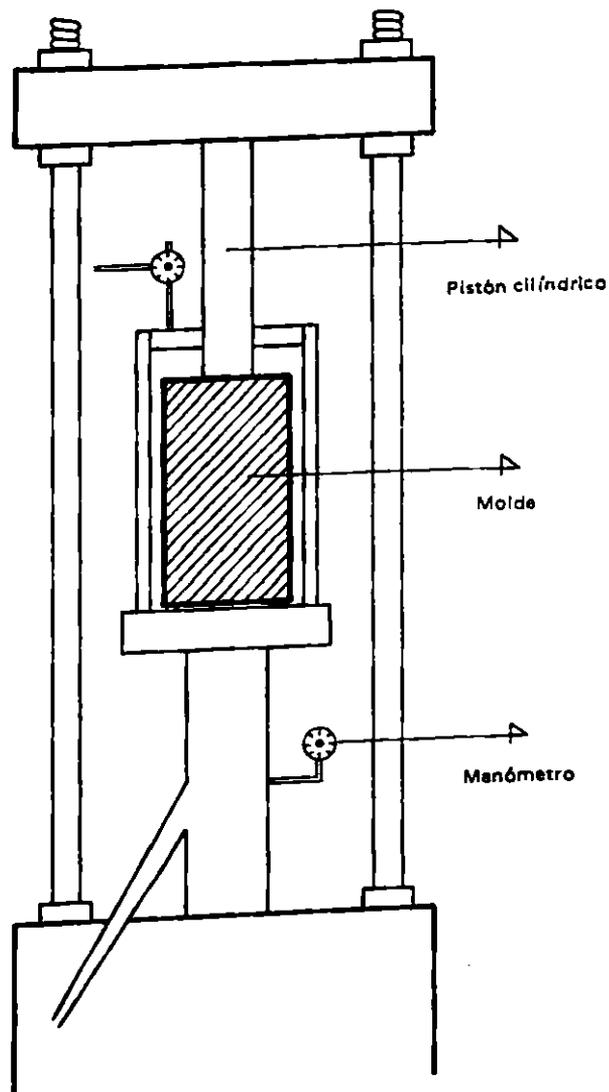


Fig. 12.3



ENSAYO DE RELACION DE SOPORTE

Proyecto Pavimentación de calles Trabajo No. S-587
Localización del proyecto Comendador (Pozo) 7 Muestra No 1
Descripción del suelo Grava areno arcilla limosa
Realizado por _____ Fecha _____

Datos del ensayo de carga del CBR (saturado, señale la condición aplicable)

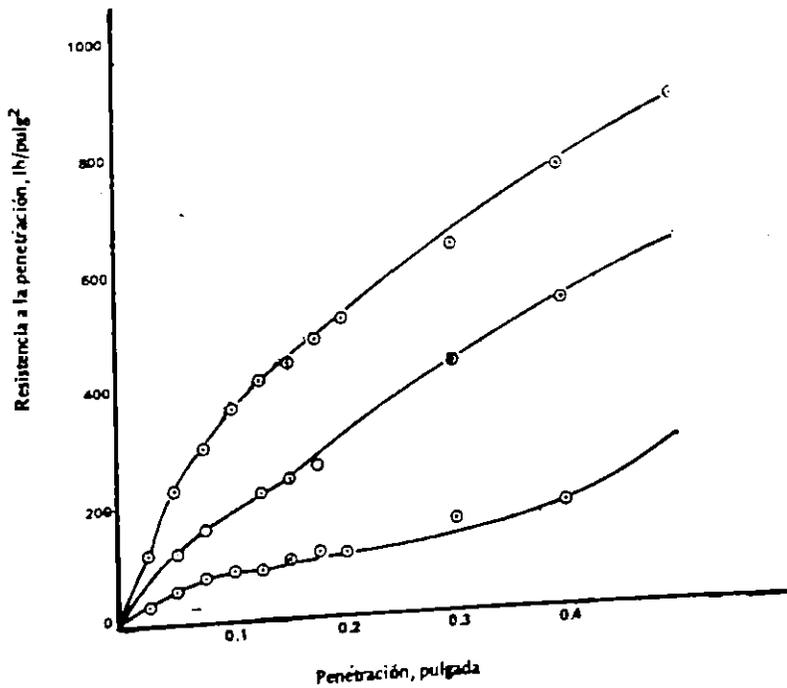


Fig. 12.5

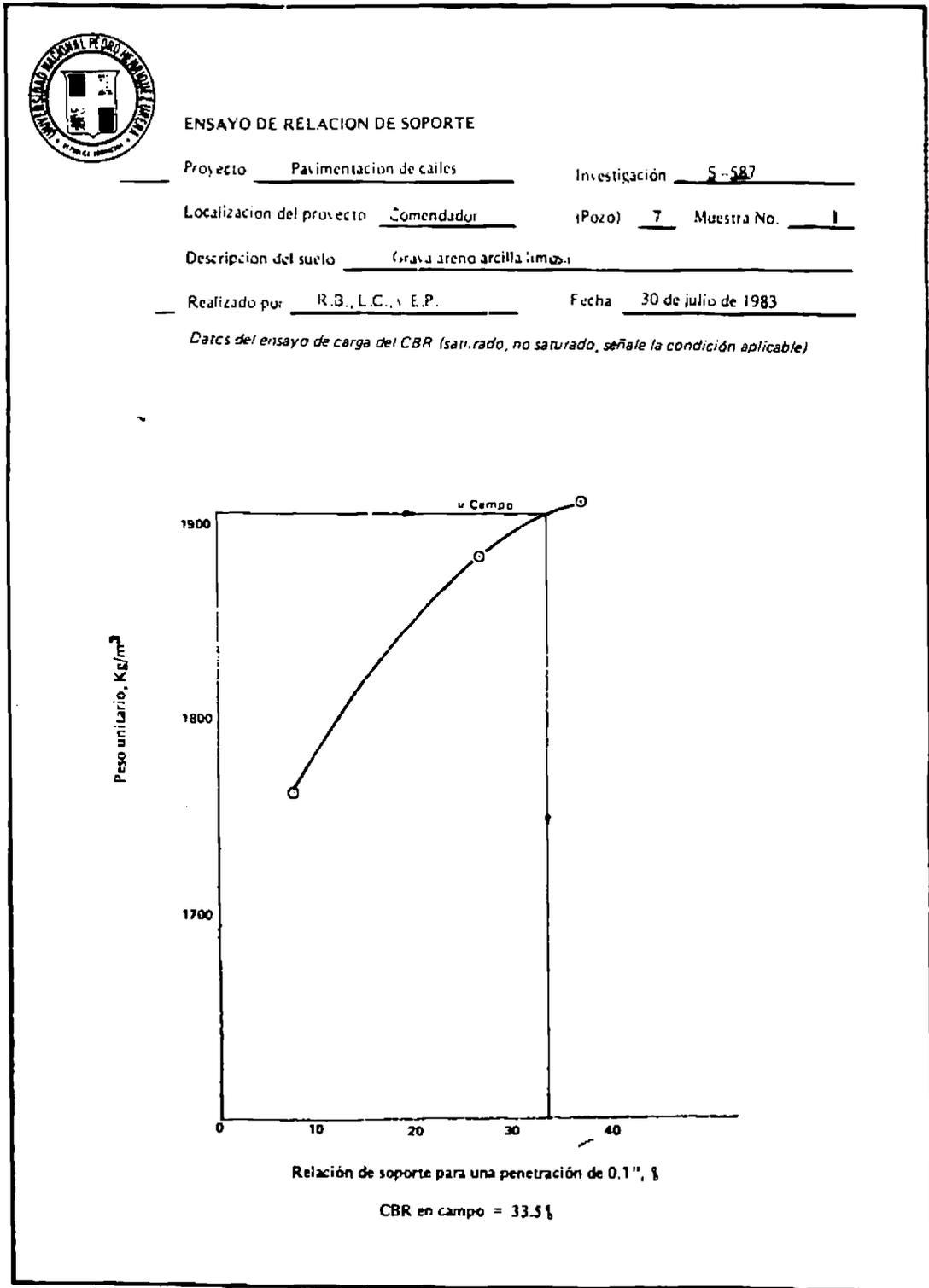


Fig. 12.6

Deformación Pulg ²	Esfuerzos de penetración (Lb/Pulg ²)
0.1	1000
0.2	1500
0.3	1900
0.4	2300
0.5	2600

Tabla 12.1
Relaciones del patrón de piedra triturada.

No debe haber dudas sobre la acomodación de los esfuerzos a valores múltiples de 100, sobre todo en el primer valor igual a 1000 lb/Pulg² que como veremos de inmediato facilitará los cálculos de lugar.

El valor de trabajo del esfuerzo cortante se ha convenido establecer como aquel correspondiente a una deformación de 0.100", y como para esta penetración a la muestra triturada patrón se le asigna un esfuerzo de 1000 lb/Pulg² podremos establecer cada vez la relación por cociente expresada en por ciento entre el esfuerzo obtenido en el espécimen ensayado y el de la piedra triturada, llevando a un gráfico aritmético, Fig. 12.6, este valor y el del peso unitario seco correspondiente; eligiéndose como esfuerzo probable de campo aquel que corresponde al mínimo por ciento de compactación exigido medido en peso unitario seco y fijado en el gráfico señalado. Este valor final de presentación y uso recibe el nombre lacónico de CBR.

12.4 Método CBR de Campo

En los casos de reconstrucción de carreteras donde se prevé la colocación de un nuevo pavimento la evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante de la capa actual superior puede ser llevada a cabo mediante el denominado prueba CBR de campo, homóloga al ensayo de laboratorio que hemos estudiado en el acápite anterior con algunas modificaciones propias del caso.

El gato a utilizar en el CBR de campo será de tipo mecánico y no hidráulico porque ha de trabajar en forma invertida y esto no podría realizarlo el equipo último. El gato operará contra la parte posterior de un camión de gran capacidad, cargado; acoplándose entre gato y camión un dinamómetro de aro metálico. Dos placas de 5 lbs cada una reproducirán la influencia de las capas superpuestas a construir. La deformación será medida por dos relojes montados en un puente cuyos soportes deberán estar suficientemente alejados de la zona de penetración; siendo por lo demás las mediciones efectuadas según el método de laboratorio.

12.5 Diseño de pavimento flexible por el Método CBR

Además de la importancia del CBR como valor de clasificación de suelos puede ser utilizado en el diseño de pavimentos flexibles. Requiriéndose para esto disponer de los valores CBR correspondientes a los materiales que serán empleados en la subrasante, sub-base y base, informándose de paso que no deben emplearse en base y/o sub-base materiales de un CBR menor de 80%. Partiendo de los gráficos empíricos propios de aeropistas o carreteras y en función del tipo de aeronave o camión y su carga por tren de aterrizaje, rueda simple, rueda doble o eje determinaremos en todos los casos el grosor total de las capas del pavimento que quedarán por encima de aquella cuyo valor de CBR se introduce en el gráfico de lugar. En la Fig. 12.7 se ofrece un grupo de curvas empíricas para el caso de

Así, al introducir el CBR de subrasante conseguiremos el espesor total del pavimento flexible, esto es, la suma de los espesores de base, sub-base y carpeta de rodadura. Al llevar al gráfico el CBR de sub-base fijaremos el grosor combinado de base y carpeta rodadura y por diferencia con el grosor de pavimento total ya encontrado tendremos el valor del espesor de sub-base. Análogamente el CBR de la base nos permitirá elegir el grosor de la carpeta bituminosa

restándole el espesor impuesto de capa de rodadura.

A título de ejemplo se ofrece el siguiente diseño de pavimento de

12.6 Discusiones del Método CBR

El método CBR tiene su bien ganada popularidad basada en su sencillez y racionalismo. Algunos otros sistemas más complejos han querido dar cabida a mayor número de condiciones, pero han resultado infructuosos en vista de su complejidad. A pesar de su éxito podría sensurarse la situación de que la hincada del pistón dista de reflejar las condiciones exactas en que una llanta

ataca el pavimento, cuando su huella de forma elíptica sobrepasa en mucho las 3 pulg² del área del pistón.

Otro argumento que se esgrime en contra del CBR es la saturación de las relativamente pequeñas muestras en comparación con las grandes masas de las capas del pavimento que además, están semi-impermeabilizadas por la carpeta de rodamiento. Para obviar esta dificultad se establecen reducciones a los espesores de las diferentes capas componentes del pavimento que pueden llegar a ser hasta el orden de un 25%, siempre y cuando se utilice el método de laboratorio. Las reducciones se efectuarán en base a los regímenes pluviométricos de las zonas donde se desarrollen los proyectos.

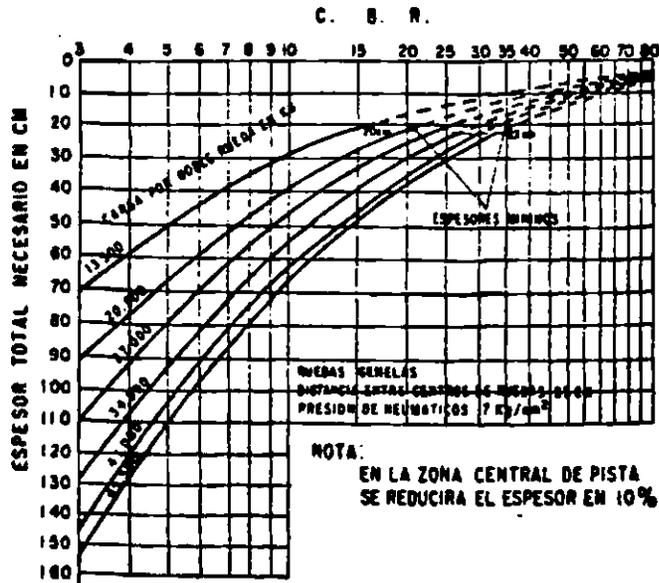


Fig. 12.7 Curvas de cálculo de espesores de pavimento flexible en calles, pistas y plataformas

Compute el CBR y determine si el material ensayado es hábil para utilizar en sub-base de carretera

Muestra	Densificación (Número de golpes/capa)	Carga de penetración (Lb)		Peso unitario seco (Kg/m ³)
		0.1"	0.5"	
I	10	1650	1740	1535
II	25	1890	1975	1620
III	55	2130	2225	1685

% de compactación requerido: 95

$$\sigma_{I} = \frac{1650}{3} = 550 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\sigma_{II} = \frac{1890}{3} = 630 \text{ lb/pulg}^2 \quad 0.95 \times 1685 = 1600.75$$

$$\sigma_{III} = \frac{2130}{3} = 710 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\text{CBR}_I = \frac{550}{1000} \times 100 = 55 \% \quad \text{CBR } 61 \%$$

$$\text{CBR}_{II} = \frac{630}{1000} \times 100 = 63 \%$$

$$\text{CBR}_{III} = \frac{710}{1000} \times 100 = 71 \%$$

$$\text{CBR} = 61.50 \%$$

UNIDAD 13

Presas de tierra

No puede establecerse de antemano el tipo de cortina o dique que se usará en un proyecto de contención de aguas, sino que por el contrario, arribaremos a ésta decisión cuando los trabajos de rastreo, evaluación de las características físicas y capacidad disponible de los materiales de la zona así lo decidan, siendo ponderable también las condiciones de cimentación de las boquillas o gargantas donde se ha de levantar la estructura. Cuando la gran mayoría de los materiales del dique estén constituidos por suelos, hablaremos de *presas de tierra*.

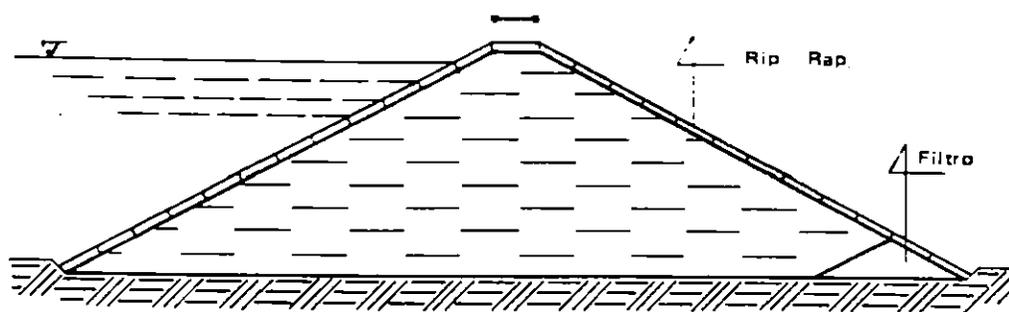
Durante una extensión de tiempo relativamente larga los fracasos ocurridos en diques de tierra desanimaron a los ingenieros civiles temerosos de incurrir en fallas que implican la liberación en un momento dado de grandes torrentes de agua que arrastran propiedades, animales e inclusive vidas humanas. Afortunadamente la tecnología ha

avanzado a un estado del conocimiento tal, que las presas de tierra pueden ser tan seguras como las de hormigón.

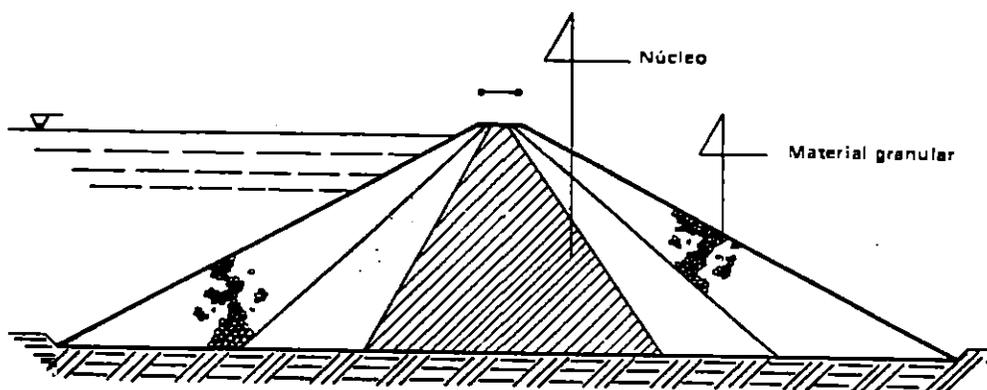
En lo que a costos concierne no puede asegurarse que en todos los casos la alternativa de cortina de tierra es la solución más económica, porque si bien el dique en sí es de costos más reducidos, la necesidad de garantizar que en ningún momento la presa vertirá por encima de su corona obliga a obras de demasía o avenamiento mayores que en diques de hormigón.

13.1 Diferentes tipos de secciones

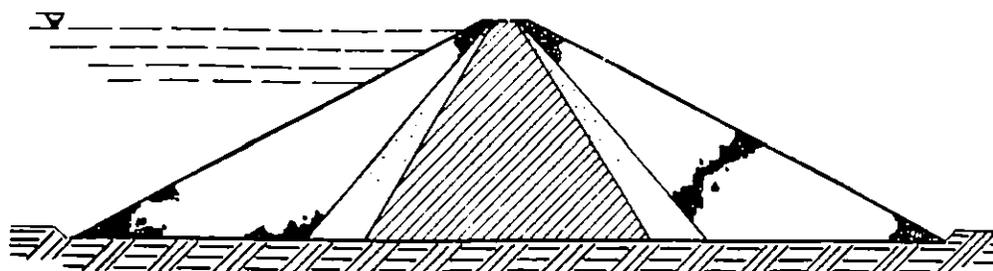
Decidida la solución de tierra para el dique de un proyecto específico la modalidad en la distribución de los materiales naturales dentro de su sección transversal, esto es normal al curso del río, dará origen a varias alternativas que resumiremos en los tres tipos señalados en la Fig. 13.1.



a) Sección homogénea



b) Sección graduada



c) Sección mixta

Fig. 13.1 Diferentes tipos de secciones

a) Sección homogénea

Es ésta la solución más simple de todas, pudiendo establecerse que un solo tipo de material tendrá que satisfacer simultáneamente los requisitos de impermeabilidad y resistencia. Presas de ésta clase han sido construídas con arcillas areno-grávosa. No siendo en verdad totalmente uniforme ni compuestas de un material único puesto que habrá que colocar filtros y recubrimientos de piedras, compuestas en el talud de aguas arriba para suministrar protección contra el oleaje importante en épocas de brisa.

Con igual principio de conservación se colocará también un recubrimiento pétreo en el talud aguas abajo y ésta vez contra la acción de las lluvias. Los volúmenes relativamente pequeños de los recubrimientos rocosos y los filtros con relación a la masa total de cortina, no invalidan el criterio general de homogeneidad.

Las presas de tipo homogéneo están prácticamente descartadas.

b) Sección graduada

En este tipo tendremos una separación drástica de las funciones específicas de cada parte del dique. El detenimiento de las líneas de corriente o flujo se le asignará a una porción central, llamada por esto núcleo o corazón, proyectada o construída con suelos arcillosos de baja permeabilidad. La mayor responsabilidad en la estabilidad de la estructura descansará en los respaldos granulares que serán colocados desde la parte externa del núcleo hacia afuera y en ambos lados de la presa, disponiéndose de una graduación de tamaños, a la cual debe su designación este tipo de alternativa, en forma tal que tendremos una masa predominantemente arenosa en contacto directo con el corazón y a continuación de ésta los respaldos de materiales con supremacía de grava; los materiales granulares tendrán un coeficiente de permeabilidad del orden de 50 a

100 veces el de la arcilla, pudiendo ser éste material consecuencia de la explotación de bancos naturales o de la trituración de rocas masivas procesadas con explosivos y trituradoras. Cuando los respaldos granulares tienen cantidades importantes de bolos o gravas de tamaño considerables, servirán de protección contra las lluvias y el oleaje, no siendo necesario recurrir a las medidas de protección que se discutieron en el caso anterior de la sección homogénea.

c) Sección mixta

La sección mixta puede visualizarse como una sección graduada donde la porción arenosa situada en contacto directo con el núcleo se reduce a volúmenes mínimos indispensables para cumplir su función de filtros y transición entre la arcilla y los respaldos granulares, ya que de no existir la arena correríamos el riesgo de que la arcilla se escurriese, por la acción del flujo del agua, hacia los mantos granulares.

13.2 Disposiciones especiales del núcleo

Cuando el material de fundación de la presa es granular, caben alternativas a la solución clásica del núcleo consistente en lo que se denomina núcleo o corazón con trinchera y núcleo con delantal, Fig. 13.2.

La trinchera consiste en una excavación adicional que se hace a partir del plano de cimentación y alcanza el material impermeable, con una forma que para garantizar la estabilidad del corte hacemos de la manera indicada en la figura, llenándose toda con el suelo arcilloso seleccionado para la construcción de todo el núcleo.

La solución por *delantal* estriba en una extensión del núcleo en un manto que se desarrolla aguas arriba sobre el depósito granular permeable y más allá del pie del talud aguas arriba, cortándose así gran parte de las líneas de corriente que de otra manera atravesarían la cimentación granular.

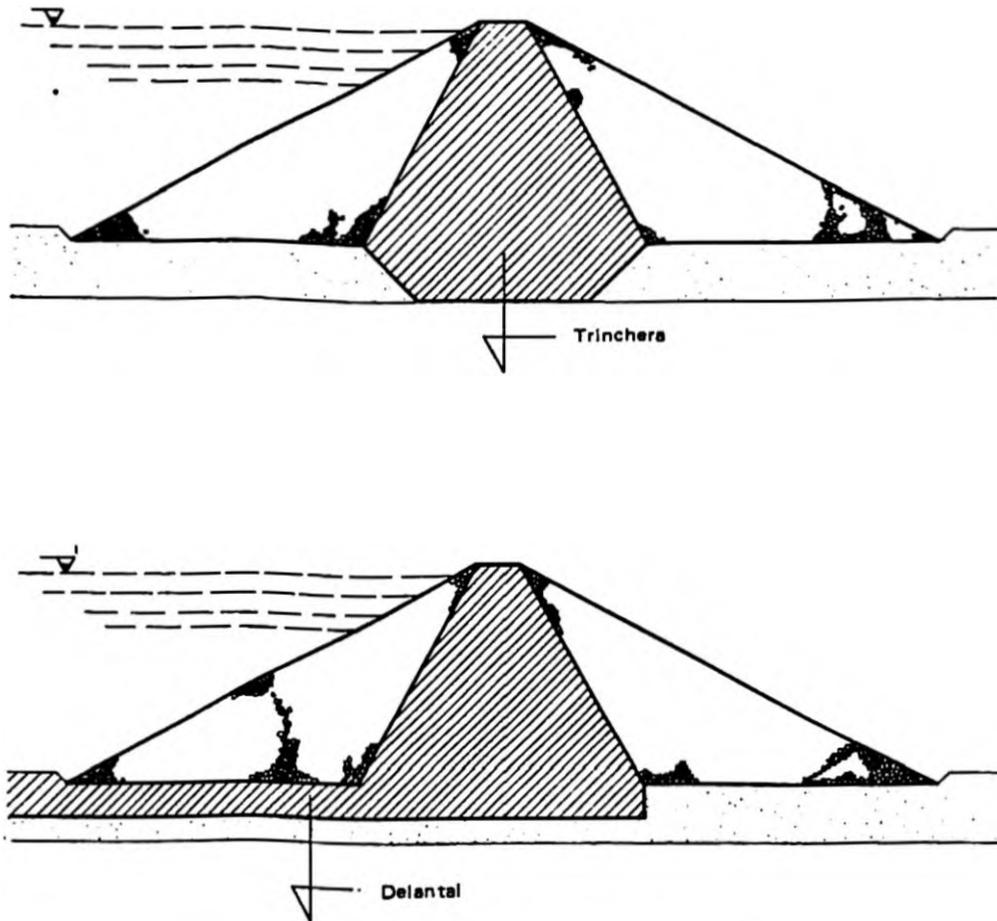


Fig. 13.2 Disposiciones especiales del núcleo y pie

13.3 Tipos de fallas

Las principales anomalías en el diseño y la ejecución de presas se enumeran a seguir:

- a) Inestabilidad de talud
- b) Insuficiencia del vertedero
- c) Agrietamiento
- d) Tubificación
- e) Licuación

que pasamos a discutir de inmediato.

a) Inestabilidad de talud.

Los taludes de aguas abajo y de aguas arriba deberán ser analizados en las dife-

rentes condiciones de servicios de la obra, esto es, a toda capacidad de embalse y por vaciados rápidos, cuyo proceso de trabajo fue explicado en la Unidad 7. El análisis sísmico se efectuará en el método de Fellenius introduciéndose en cada dovela una fuerza horizontal S supuestamente provocada por el fenómeno en asunto función del peso de la dovela e igual al producto de $a \cdot W_i$, donde " a " la tomaremos igual a 0.10 g ó como 0.2 g en zonas altamente sísmicas, la cual descompondremos en una componente normal y otra tangencial al círculo de falla, Fig. 13.3 a considerar todo en el examen final de las fuerzas resistentes y motoras.

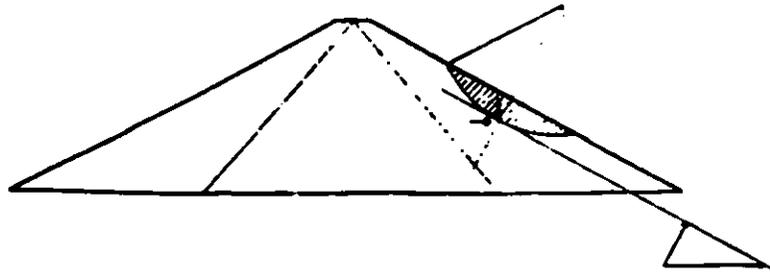


Fig. 13.3 Fuerzas de sismo en presas

En general, cuando el factor de seguridad descende hasta cifras críticas se produce el colapso de la presa lo que sucede en ocasiones cada vez menores.

b) Insuficiencia del vertedero.

Los datos hidrológicos, que a veces no están disponibles en un número de años de observación suficiente para una documentación confiable, permitirán dimensionar los vertederos, ocurriendo en ocasiones avenidas no previstas estadísticamente que ponen en riesgo la estabilidad del dique sobre todo, si éste es de tierra y vierte por encima, según lo discutimos antes.

c) Agrietamiento.

Cuando los diques son de altura considerables o se producen consolidaciones de los suelos subyacentes las compresiones diferenciales conducen al agrietamiento de la cortina, provocado también por cambios abruptos de las pendientes naturales de los taludes en el sitio de presa, por lo cual, deberán elegirse boquillas que presenten laderas uniformes, Fig. 13.4.

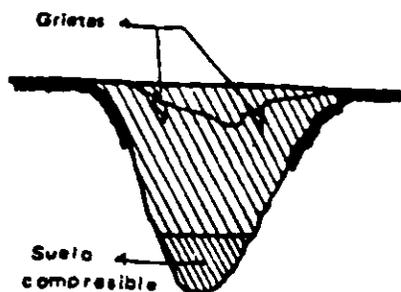


Fig. 13.4 Agrietamiento

En los casos en que se esperen este tipo de inconvenientes deberán utilizarse materiales plásticos adaptables a las deformaciones indicadas, ocurriendo lo contrario con la arena fina y el limo que no tienen capacidad de acomodación. Las experiencias de Sherand señalan que cuando los materiales tienen un índice plástico menos de 15 hay susceptibilidad al agrietamiento.

d) Tubificación

Si las presiones de filtración vencen las fuerzas cohesivas de los suelos se van a producir, de modo progresivo, conductos desde el talud aguas abajo y hacia el embalse, por los cuales circulará agua que erosionará y arrastrará materiales del dique poniendo a éste en peligro; pudiendo ocurrir lo mismo a través de la cimentación de la cortina si las condiciones hidráulicas así lo provocan. Fig. 13.5

Las arenas finas y los limos no plásticos son los tamaños de agregados más sensibles de ser arrastrados, en contraposición a los suelos cohesivos de mayor resistencia.

Independientemente de la selección apropiada de suelos, la colocación de filtros en la porción aguas abajo de la presa tiende a sellar los vacíos cuando se producen. La mayor protección contra la tubificación se logra en suelos de índice plástico mayor de 10.

e) Licuación.

En masas de arena o limo de tamaño uniforme, saturadas y sueltas, cualquier movimiento pueden hacerla fallar, lo cual se ob-

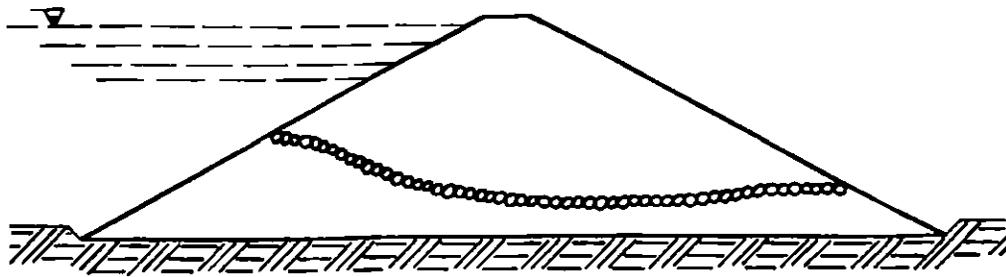


Fig. 13.5 Tubificación

servará en pilas de materiales de desechos fabriles en Alemania, cuando la Segunda Guerra Mundial, atribuyéndose su conocimiento a labor de sabotaje.

Para reducir las posibilidades de licuación seleccionaremos materiales de índice

plástico mayor de 6, densificándose favorablemente. Puede investigarse un valor de la relación de vacíos para el cual las condiciones son críticas, siendo las fuerzas sísmicas las que completan la falla, ya poco usual en presas.

Diego Hugo de Moya Sander
Diego Hugo de Moya Sander

Carlos Alberto Marranzini Alvarez
Carlos Alberto Marranzini Alvarez

Ing. Enrique Penson