

230
00164



Arq. Demetrio Urias Donado Sotomayor

Teoría de CIMENTACIONES para Arquitectos

PARA OBTENER EL GRADO DE:

Maestro en Arquitectura (Tecnología)



División de Estudios de Posgrado
Facultad de Arquitectura
UNAM
México 1993



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URÍAS DONADO SOTOMAYOR

Director de Tesis:

M. en Arq. Francisco Reyna Gomez

Sinodales:

M. en Arq. Jose Luis Calderon Cabrera

M. en Arq. Carlos Dario Cejudo Crespo

M. en D. Arq. e Ing. Jan Van Rosmalen Jansen

M. en Arq. Gabriel Merigo Basurto

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

AGRADECIMIENTOS

INTRODUCCION 14

CAPITULO 1

	TERRENOS- SUELOS- SONDEOS	17
A.	DEFINICION DE TERRENO	
A.1	TERRENOS SIN COHESION	
A.2	TERRENOS COHESIVOS	
A.4	TERRENOS EN ZONAS MINADAS	
B.	CLASIFICACION DE TERRENOS	19
B.1	TERRENOS DUROS	
B.2	TERRENOS SUAVES	
C.	GENERALIDADES	23
D.	ZONIFICACION DE SUELOS EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO	
E.	ESTABILIZACION DE TERRENOS - SILICATACION	30
E.1	METODO JOOSTEN	
E.2	METODO GAYRARD	
E.3	METODO FRANCOIS	
F.	CONSOLIDACION DE TERRENOS	32
F.0	TIPOS DE CONSOLIDACION	
F.1	COMPRESION MECANICA DEL SUELO	
F.3	SISTEMA LOLAT	
F.4	SISTEMA COMPRESSOL	
F.5	INYECCIONES DE AGLOMERANTES	
F.6	RELLENO DE ARENA	
F.7	CONGELACION F.8 ELECTROOSMOSIS	
G.	COMPACTACION DE SUELOS	39
G.1	PRUEBAS DE COMPACTACION	
H.	MUESTREO	
I.	RECONOCIMIENTO DEL TERRENO	42
I.1	CALAS	
I.2	SONDEOS	
I.3	TIPOS DE SONDEOS	
I.3.1	METODOS DE EXPLORACION DE CARACTER PRELIMINAR.	50
A).	POZOS A CIELO ABIERTO	

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

B).	PERFORACIONES CON POSTEADORA, BARRENOS HELICOIDALES O METODOS SIMILARES	
C).	METODO DE LAVADO	
D).	METODO DE PENETRACION ESTANDAR	
E).	METODO DE PENETRACION CONICA	
F).	PERFORACIONES EN BOLEOS Y GRAVAS	
I.3.2	METODOS DE SONDEO DEFINITIVOS	60
A).	POZOS A CIELO ABIERTO CON MUESTREO INALTERADO	
B).	MUESTREO CON TUBOS DE PARED DELGADA	
C).	METODOS ROTATORIOS PARA ROCA	
I.3.3	METODOS GEOFISICOS	65
A).	METODO SISMICO	
B).	METODO DE RESISTENCIA ELECTRICA	
C).	METODOS MAGNETICOS Y GRAVIMETRIOS	
J.	PIEZOMETROS	68
K.	NUMERO, TIPO Y PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS	73
L.	ENSAYOS SOBRE EL TERRENO	76

CAPITULO 2

A.	CIMIENTO DEFINICIONES	84
B.	CLASIFICACION DE LOS CIMIENTOS	
B.1	SUPERFICIALES	
B.2	FLOTANTES	
B.3	PROFUNDAS	
C.	FUNCIONES DE LOS CIMIENTOS	
D.	PROPOSITO DE LOS CIMIENTOS	
E.	DISPOSICION DE LOS CIMIENTOS	
F.	FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACION	
G.	MATERIALES UTILIZADOS	95
G.1	CIMIENTOS DE PIEDRA	
G.2	CIMIENTOS DE CONCRETO	
G.3	CIMIENTOS DE METAL O HIERRO	
H.	PLANTILLAS DE DESPLANTE	98
I.	ATAGUIAS	
J.	CONDICIONES QUE DEBE TENER UN BUEN CIMIENTO	
K.	CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS	
L.	PREPARACION DEL TERRENO	103
M.	TRAZOS	

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRIAS DONADO SOTOMAYOR

N.	ASIENTOS O ASENTAMIENTPOS	
N.	NIVEL FREATICO - DRENES Y BOMBEO	111

CAPITULO 3

	CIMENTACIONES SUPERFICIALES	116
A.	ZAPATA AISLADA	
B.	ZAPATA CORRIDA	
C.	EXCAVACIONES	

CAPITULO 4

	CIMENTACIONES FLOTANTES	138
A.	LOSA DE CIMENTACION	
B.	BOVEDA DE CIMENTACION	
C.	CAJON DE CIMENTACION (SUSTITUCION)	153
C.1	CIMENTACION SOBRECENSADA	
C.2	CIMENTACION PARCIALMENTE COMPENSADA	
C.3	CIMENTACION COMPENSADA	
C.4	CAJONES MAS PILOTES	
C.5	ADEMES O ATAGUIAS	158
C.6	TIPO DE ADEMES	
a).	TABLESTACADO DE MADERA	
b).	TABLESTACAS DE METAL	
c).	TABLESTACAS PRECOLADAS	
d).	VIGUETAS Y ENTRAMADO	
e).	MUROS COLADOS IN SITU	
C.7	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	
C.8	PROCESO DE EXCAVACION	

CAPITULO 5

A.	PILAS O POZOS	188
B.	CILINDROS DE CIMENTACION (CAJONES INDIOS)	197
B.	TIPOS DE CAJONES O CILINDROS	
B.1.1	CAJONES DE FABRICA DE LADRILLO	
B.1.2	CAJONES DE CONCRETO Y CONCRETO ARMADO	
B.1.3	CAJONES METALICOS	

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

B.1.4	HINCADO DE CAJONES O CILINDROS	
B.1.5	RELLENO Y UNION DE CAJONES O CILINDROS	
C.	PILOTES	211
C.	ASPECTOS GENERALES	
C.a.	CUANDO SE DEBEN USAR LOS PILOTES.	
C.b.	SELECCION DE PILOTES SEGUN EL SUELO.	
C.c.	INCONVENIENTES QUE PRESENTA EL PILOTAJE.	219
a.	CONSOLIDACION EXCESIVA DE LAS ARENAS.	
b.	LEVANTAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS.	
c.	SUELOS CON BOLOS.	
d.	ROCAS DEBAJO DE SUELOS BLANDOS.	
e.	PILOTES SUJETOS A VIBRACION.	
f.	CAVIDADES EN EL SUELO.	
C.1.	CLASIFICACION GENERAL DE LOS PILOTES	223
1.	SEGUN LA PENETRACION EN EL SUELO	
2.	SEGUN LA SITUACION DE LA CAPA RESISTENTE	
3.	SEGUN LA TRANSMISION DE CARGAS	
4.	SEGUN EL GRADO DE EMPOTRAMIENTO EN EL TERRENO	
5.	SEGUN EL MATERIAL QUE LOS CONSTITUYE	
6.	SEGUN EL TIPO DE SOLICITACION	
7.	SEGUN LA FORMA DE LA SECCION	
8.	SEGUN SISTEMA DE FABRICACION	
9.	SEGUN SU PERFORACION	
10.	SEGUN SU LOCALIZACION	
11.	SEGUN EL MOMENTO DE HINCADO	
C.3	CLASIFICACION SEGUN EL PROCEDIMIENTO DE EJECUCION.	228
C.3.1	PILOTES DE DESPLAZAMIENTO.	
C.3.2	PILOTES DE EXTRACCION	
C.3.3	PILOTES DE EXTRACCION - DESPLAZAMIENTO	
C.3.4	PILOTES EN GRUPO Y CEPAS.	
C.3.5	PUESTA EN OBRA DE PILOTES.	235
a.	MAZAS DE SIMPLE ACCION.	
b.	MAZAS DE DOBLE ACCION.	
c.	VIBRADORES.	
d.	HINCADO POR GATO HIDRAULICO.	
e.	HINCADO POR ROTACION.	
f.	HINCA PREVIA DE UN REVESTIMIENTO.	
g.	EXCAVACION PREVIA.	
C.3.6	ENSAYOS DE CARGA EN PILOTES.	240

C.4	PILOTES DE MADERA	241
C.4.1	GENERALIDADES	
C.4.2	PARTES CONSTITUYENTES DE UN PILOTE	
A)	CABEZA	
B)	PUNTA	
C)	FUSTE	
C.4.3	ENCOPLEADURA DE PILOTES	
C.4.4	CARACTERISTICAS Y DIMENSIONES	
	TABLA DE DIMENSIONES	
C.4.5	CAPACIDAD PORTANTE	
C.4.6	PROTECCION DE LOS PILOTES DE MADERA	
C.4.7	CLASIFICACION	
C.4.8	HINCADO	
C.4.9	TIPOS DE HINCADO	
A)	CON MAZO DE MADERA, CON PISON	
B)	MARTINETE IMPROVISADO ANTERSEN	
C)	MARTINETES DE TIRANTES	
D)	MARTINETE DE PESTILLO	
C.5	PILOTES METALICOS	259
C.5.1	GENERALIDADES	
C.5.2	TIPOS DE PILOTES METALICOS	
A-	PERFILES CIRCULARES	
B-	PERFILES EN I	
C-	PILOTES METALICOS "DRILLED IN CAISSON"	
D-	PILOTES TUBULARES	
E-	PILOTES METALICOS ROSCADOS	
F-	PILOTES METALICOS DE DISCO	
C.6	PILOTES DE CONCRETO O DE HORMIGON	266
C.6.1	PILOTES MOLDEADOS "IN SITU" MEDIANTE TUBO RECUPERABLE	
G.6.2	TIPOS DE PILOTES FABRICADOS "IN SITU", CON TUBOS RECUPERABLES.	
A)	PILOTES SIMPLEX	
a)	PILOTES SIMPLES CON PUNTA DE CAIMAN O AMOVIBLE	
b)	PILOTE SIMPLEX DE BULBO	
c)	PILOTE DUPLEX O TRIPLEX	
d)	PILOTE SIMPLEX MARINO	
B)	PILOTES EXPRESS	
C)	PILOTES VIBRO	

D)	PILOTES FRANKI	
E.	PILOTE ZEISST-MAST	
G.6.3	PILOTES FABRICADOS "IN SITU" CON TUBOS NO RECUPERABLES	288
A.	PILOTE BUTTON-BOTTOM	
B)	PILOTES PEDESTAL	
C)	PILOTE COBI DE MANDRIL NEUMATICO	
D)	PILOTE RAYMOND STANDARD	
D1-	PILOTE RAYMOND STEP-TAPERED	
D2-	PILOTE RAYMOND MIXTO	
E.	PILOTE MAST	
G.6.4	PILOTES PERFORADOS	295
A.	PILOTE WOLFSHOLZ	
B.	PILOTE STRAUSS	
C.	PILOTE RODIO	
D.	PILOTE FROTE	
E.	PILOTE FORUM	
F.	PILOTES BENOTO	
G.	PILOTES LORENZ	
H.	PILOTES PAPROTH	
I.	PILOTE BRECHTEL	
J.	PILOTES GRUN - BILFINGER	
K.	PILOTES MICHAELIS - MAST	
L.	PILOTES DYCKERHOF - WIDMANN	
M.	PILOTE AUGERCAST.	
G.6.5	PILOTES PREFABRICADOS DE CONCRETO ARMADO E HINCADOS	310
A.	GENERALIDADES.	
B)	LONGITUD DE LOS PILOTES	
C)	ARMADURA LONGITUDINAL	
D)	ARMADURA TRANSVERSAL	
E)	AZUCHES	
F)	PILOTES DE BASE ENSANCHADA	
G)	FABRICACION DE LOS PILOTES	
a)	CEMENTOS	
b)	ACERO	
c)	ENCOFRADO	
H)	PUESTA EN OBRA DE LOS PILOTES	
a)	DISPOSITIVOS DE ENGANCHE	
b)	TRANSPORTE	

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARC. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

c)	HINCADO CON MARTINETE	
d)	MAZOS	
d1)	MAZOS DE CAIDA LIBRE	
d2)	MAZO DE SIMPLE EFECTO	
d3)	MAZO DE DOBLE EFECTO	
e)	CASCOS DE HINCADO	
f)	MARTILLO EXTRACTOR	
G.6.6	PILOTES PRETENSADOS	336
A)	PILOTES ANULARES	
B)	PILOTE ANULAR RAYMOND	
C.	PILOTE DE SECCION H TENSA.	
G.6.7	PILOTES PRETENSADOS HOLZMAN	341
a)	PILOTE DE SECCION I	
b)	PILOTE DE SECCION RECTANGULAR	
G.6.8	PILOTES PREFABRICADOS DE CONCRETO ARMADO Y ROSCADOS	343
1.-	PILOTES ROSCADOS GRIMAUD	
A)	PILOTES ROSCADOS PREFABRICADOS DE CONCRETO ARMADO	
a)	PILOTES CORRIENTES	
b)	PILOTES PREFABRICADOS POR TROZOS	
c)	PILOTES CON ROSCAS MULTIPLES	
d)	PILOTES HUECOS	
e)	PILOTES ROSCADOS DE CONCRETO MOLDEADOS EN EL SUELO	
2.	PUESTA EN OBRA	
3.	VENTAJAS DE LOS PILOTES GRIMAUD	
G.6.9	PILOTES DE HORMIGON PREFABRICADOS. PUESTOS EN OBRA MEDIANTE GATOS HIDRAULICOS.	348
A.	PILOTES MEGA.	
B.	PILOTE MEGA CON PUNTA T.	
C.	HINCADO DE LOS PILOTES MEGA.	
H.	PILOTES ENTRELAZADOS.	
I.	PILOTES DE CONTROL	353
J.	ANCLAJES	
K.	PILOTES DE TRACCION Y ANCLAJE.	
A.	PILOTE DE ANCLAJE INYECTADO BAUER.	
B.	PILOTE M.V. (DR. ING. MULLER).	
L.	TENSORES VERTICALES.	367
L.1.	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	

CAPITULO 6

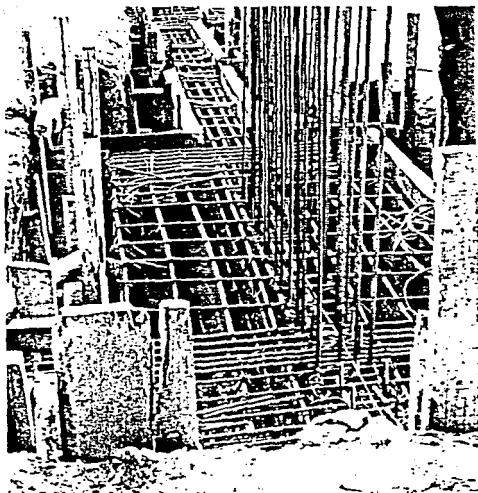
	CIMENTACIONES ESPECIALES	380
1.	CAJONES FLOTANTES	
2.	CAJONES PLURICELULARES	
3.	CIMENTOS HIDRAULICOS	
4.	NIVELES GEMELOS (Procedimiento Constructivo)	386
A)	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO HOTEL INTERNACIONAL DE MEXICO D. F. DATOS GENERALES	
5.	RECIMENTACIONES O RECALCES	396
A)	METODO DEL POZO	
B)	METODO DE VIGAS TRANSVERSALES	
C)	RECIMENTACION MEDIANTE PILOTES DE PUNTA	
D)	SISTEMA "PALI RADICE"	
E)	RECIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO	409
F)	PILOTES DE CONTROL	
G)	RECIMENTACION Y LEVANTAMIENTO DE LA IGLESIA DE CAPUCHINAS SIGLO XVII, D. F. MEXICO (SISTEMA PILOTES DE CONTROL)	
H)	RECIMENTACION EN HOTEL PRESIDENTE ZONA ROSA D.F. MEXICO . (SISTEMA, PILOTES DE CONTROL)	
I)	RECIMENTACION EN CATEDRAL Y SAGRARIO METROPOLITANO C.D. MEXICO. (SISTEMA DE PILOTES DE CONTROL)	
J)	IGLESIA DE SAN FRANCISCO MEXICO, D.F. (SISTEMA DE PUENTES MARINOS-SUSTITUCION)	
K)	MEXICALTZINGO D.F. (SISTEMA LOSA DE CIMENTACION Y SUSTITUCION)	
L)	IGLESIA DE SANTO DOMINGO D.F. MEXICO (SISTEMA SUPERFICIE Y SUSTITUCION)	
6)	CONSOLIDACION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR EXCAVACIONES	424
1.	CONSOLIDACION MEDIANTE NUEVAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	
2.	RECALCE MEDIANTE UNA NUEVA CIMENTACION PROFUNDA	

7.	MUROS DE CONTENCION	435
A)	MUROS DE GRAVEDAD	
B)	MUROS LIGEROS	

BIBLIOGRAFIA

443

447



INTRODUCCION

La construcción de edificios es uno de los oficios más antiguos de la humanidad. Los habitantes prehistóricos de los lagos de Europa construían sus casas sobre largas estacas (Palafitos) de madera, que hincaban firmemente en el blando fondo de los lagos; los egipcios hacían sus construcciones sobre capas de piedra apoyadas sobre roca sólida.

Los artesanos de la edad media soportaban sus obras sobre bóvedas invertidas de piedra, emparrillados de madera, siguiendo las reglas de los antiguos constructores romanos.

Hasta el siglo XIX y principios del XX las cimentaciones se basaban en experiencias anteriores y antiguas reglas; con la mecánica de suelos, se ha llegado a un gran avance en cuanto al proyecto y cálculo de cimentaciones, pudiéndose analizar las deformaciones del suelo, sus capacidades de carga y el tipo de cemento más adecuado para cada caso.

El sistema de cimentación, la forma y dimensiones de la misma, dependen principalmente de la indole del terreno y de su coeficiente de trabajo; por tanto, hoy en día en la Ciudad de México los estudios de mecánica de suelos se han convertido en la parte más importante para la propuesta de soluciones reales para cada caso en particular; puesto que se da el caso de dos terrenos colindantes y que presenten notables diferencias en cuanto a su suelo.

Este trabajo pretende recopilar la teoría de cimentaciones que existe dispersa en tantos libros relacionados con el tema, formando un libro de consulta para el estudiante y el Arquitecto, dejando el cálculo y la mecánica de suelos a los especialistas se pretende detallar cada tipo de cimentación y los posibles suelos donde puedan realizarse.

Es mi deseo que este material sea de gran ayuda para el estudiante de arquitectura y arquitectos en general.

CAPITULO 1

TERRENOS SUELOS SONDEOS

Teoria de CIMENTACIONES para Arquitectos



Arq. Demetrio Urias Donado Sotomayor

TERRENOS- SUELOS- SONDEOS

A. DEFINICION DE TERRENO

Se denominan terrenos las capas de la corteza terrestre suficientemente superficiales para hallarse sometidas a la acción de los agentes atmosféricos.

A.1 TERRENOS SIN COHESION

La grava, la gravilla y la arena están clasificados como terrenos sin cohesión. Carecen de cohesión (adherencia entre los granos sueltos) y son permeables al agua. La capacidad portante o aptitud para soportar cargas crece con el tamaño de los granos y la compacidad de las capas. Los materiales pétreos desmenuzados por procesos naturales se denominan piedras o cantos rodados, grava, gravilla y arena.

A.2 TERRENOS COHESIVOS

La arcilla, el barro y la marga son materias térreas coherentes. La cohesión es la tendencia a adherirse o pegarse unos granos con otros y aumenta al crecer el contenido de arcilla. La capilaridad puede producir una tendencia análoga a la aglomeración en los conjuntos granulares.

Según las proporciones de fracciones granulométricas de tamaño pequeño y muy pequeño se producen poros finísimos que dan origen a efectos de capilaridad muy marcados. Debido a estos poros muy estrechos, los

terrenos dotados de gran consistencia ofrecen mucha resistencia a la penetración del agua. Al aumentar la proporción de humedad, los terrenos consistentes van siendo cada vez más blandos y su aptitud para soportar cargas, disminuye notablemente. El volumen de poros de las arcillas viene a ser desde un 70% en las arcillas blandas hasta un 15% en las duras; en el barro oscila entre un 40% y un 25%.

A.3 TERRENOS DE NATURALEZA ORGANICA

Los terrenos orgánicos están formados por restos de plantas más o menos descompuestas y restos de organismos animales.

La capa superior del suelo, sometida a la acción del aire, que contiene humus y microorganismos vivientes, recibe el nombre de tierra vegetal. Los terrenos con contenido orgánico notable, por lo común de constitución fina y semejante a la de la arcilla o del limo, reciben el nombre de marjales.

A.4 TERRENOS EN ZONAS MINADAS

Las minas se desarrollan en forma de galerías y salones, en mantos sensiblemente horizontales en los que predomina material pumítico; forman a menudo redes complejas en planta y de extensión variable que en ocasiones constituyen, verdaderos túneles que cruzan las lomas (poniente de la Cd. de México) de un lado a otro.

En casi la totalidad de ellas, el acceso fue lateral y se realizó en las laderas de las barrancas que surcan las lomas, debido a la facilidad que representó para los mineros el descubrimiento de los mantos y la extracción de los materiales que les interesaba. Por ello, es que las minas se encuentran a escasa profundidad de la superficie, sin exceder el fondo de las barrancas. Cuando en las laderas se detectó más de un manto aprovechable, la explotación se hizo en varios niveles, por lo que ahora existen áreas minadas de un nivel (la mayoría), de dos y hasta de tres.

Las áreas minadas se localizan en su mayor parte en la Delegación Alvaro Obregón y en menor grado en las Delegaciones Contreras y Miguel Hidalgo, y habiendo grandes zonas en el Estado de México, de las cuales pocas se han estudiado. También se encuentra estos terrenos en las Delegaciones de Coyoacán, Cuajimalpa, Tláhuac e Iztapalapa. En el Distrito Federal se estima que la superficie de terrenos minados es de 120 Km², y con una población cercana al medio millón de habitantes. Su falla por desplomes de las cavernas ha cobrado muchas vidas y daños materiales, generando problemas sociales, económicos, políticos y desde luego técnicos.

B. CLASIFICACION DE TERRENOS

Cuando se trata de hacer una construcción de cierta importancia en cuanto a dimensiones, altura y peso de ésta, es necesario hacer un estudio de mecánica de suelos

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO LUIS DONADO SOTOMAYOR

a fondo, para determinar las características del terreno. Los terrenos se pueden clasificar en duros y blandos.

B.1 TERRENOS DUROS

Con una capacidad portante de 300 ton./m² a 60 ton./m²

Roca granítica	300 ton./m ²
Piedra caliza en lechos compactos	250 ton./m ²
Piedra arenisca en lechos compactos	200 ton./m ²
Conglomerados o brechas	80 a 100 ton./m ²
Esquistos o roca blanda	80 a 100 ton./m ²
Gravas y arenas compactas	60 a 100 ton./m ²
Gravas secas gruesas encerradas	60 ton./m ²

B.2 TERRENOS SUAVES

Con una capacidad portante de 60 toneladas hacia abajo.

Gravas y arenas mezcladas con arcilla seca	40 a 60 ton./m ²
Arcilla seca en capas gruesas	40 ton./m ²
Arcilla medianamente seca en capas gruesas	30 ton./m ²
Arcillas blandas	10 a 15 ton./m ²
Arena compacta, aglutinada, encerrada	40 ton./m ²
Arena limpia y seca, en sus lechos naturales y encerrada	20 ton./m ²
Tierra firme seca, en sus lechos naturales	40 ton./m ²
Terrenos de aluvión	5 a 15 ton./m ²
Terrenos del Valle de México	2 a 5 ton./m ²

Nota estos coeficientes son de trabajo.

3 Clasificación sumaria de los terrenos de construcción según las solicitudes admisibles (fuerzas o aptitudes de sustentación).

Naturaleza del terreno	Solicitud admisible en kg/cm ²	Observaciones
Limo, turba	0,000	Proyectar cimentaciones sobre pilotes
Tierra vegetal, terraplenes . .	0,500	Valor variable en función de la calidad de los materiales, de la compacidad y del espesor de la capa
Arena muy fina	0,000 a 2,000	Terreno utilizable únicamente cuando está encerrado en un recinto de tablestacas, a fin de evitar que se escurra bajo la acción de las cargas
Arenas secas y gravas mezcladas	3,000 a 5,000	Reducir estos valores en 1/3 si hay peligro de infiltración de agua
Arcilla acuifera	0,300 a 1,000	Susceptible de asentos lentos proporcionales a la dosis de agua. Exige un estudio detenido
Greda arenosa, arcilla, tierra de dureza media	1,500 a 3,000	Con la reserva de que esa tierra no pueda ni desecarse ni saturarse de agua. En caso de infiltración de agua, reducir los valores en 1/3
Marga, arcilla o greda, tierra dura	3,000 a 5,500	Como en el caso anterior
Rocas blandas, poco agrietadas, sanas, en capas regulares . . .	7,000 a 10,000	Estos valores pueden ser reducidos a la mitad para las rocas muy agrietadas
Rocas duras, de buena calidad, sanas, en capas regulares . . .	10,000 a 20,000	Como en el caso anterior
Granitos, gneis, etc.		La carga unitaria de trabajo admisible queda limitada a la correspondiente a la obra de fábrica soportada

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DELIRIO URBAN DONATO SOTOMAYOR

3 TABLAS GENERALES PARA LA IDENTIFICACION DEL TIPO DE Y LA ESTRUCTURA DE LAS TIENAS, REPRODUCCION DEL CAP. 2009 - 1957

Tipo de tiena y características de las partículas		Tipos comunes	Resistencia y características estructurales					
			Resistencia		Estructuras			
Principales usos de las tiena		Tipos comunes	Resistencia		Estructuras			
1	2		3	4	5	6	7	
			Tipo	Usos en el terreno	Tipo	Identificación en el terreno		
malla de 1/2" x 1/2" o similar, 1/4" espesor	Cargas débiles Cargas	De diámetro superior a 20 cm La muestra está compuesta entre 20 y 75 cm	Gravas Cargas Gravas Medios Arreglos	Slabita	Pueden ensucarse con sal. Puede hacerse fácilmente una estructura de madera de 3 cm	Homogéneo	El depósito suele ser esencialmente de un solo tipo	
		Comprimidas e irregularmente entre 75 cm y el número 1 del tamaño "B.S."	Gravas Arreglos	Capote	Requiere poco para su estructura. Puede hacerse fácilmente una estructura de madera de 5 cm			
	Uniformes	Arreglos	Formadas de partículas comprimidas gruesas situadas entre los tamaños B.S. 20 y número 1 y separadas a corto espesor. De coloración oscura o roja cuando están secas.	Gravas Arreglos Arreglos Arreglos Arreglos	Ligeramente irregularmente	Forman masa al seco entre terceros que pueden ser puestas dos por el dedo.	Estratificado	Casos alternados de varios tipos
			Las tiena pueden clasificarse como gravas compactas e uniformemente de acuerdo con la distribución de tamaño de las partículas. Las tiena que tienen partículas gruesas separadas por espacios entre las tiena B.S. números 1 y 75, gravas medias comprimidas entre los tamaños B.S. números 75 y 17 y gravas finas comprimidas entre los tamaños B.S. números 17 y 75.	Gravas Arreglos Arreglos				
De alta plasticidad	Limas	Las partículas tienen estas características a menos del tamaño B.S. número 75. La parte superior es una masa homogénea y suave que también es elástica entre. Presenta en el plástico una gran plasticidad y puede ser fácilmente moldeada y puede ser reducida a partes iguales de partes. Las tiena secas pueden colapsar con poca reducción y borrar fácilmente entre los dedos.	Gravas Limas Arreglos Limas Limas Arreglos	Blanda	Fácilmente moldeable entre los dedos.	Homogéneo	El depósito suele ser esencialmente de un solo tipo	
		Las tiena secas pueden romperse para no reducirse a las partes. Las tiena se desmoronan bajo el agua.	Arreglos Arreglos Arreglos Arreglos	Muy blanda	Se escapan entre los dedos cuando se torcen con el agua.	Fragmento	Se rompen entre los dedos y a lo largo de las placas de hoque	
De plasticidad media	Arreglos	Muy gruesas Muy gruesas Muy gruesas Muy gruesas Muy gruesas Muy gruesas	Arreglos Arreglos Arreglos Arreglos Arreglos Arreglos	Blanda Firme Dura Muy dura	Fácilmente moldeable entre los dedos. Pueden resistir la estructura de un solo tipo. No pueden moldearse entre los dedos.	Homogéneo Estratificado	El depósito suele ser esencialmente de un solo tipo. Caso alternados de varios tipos Se resaca con el agua y puede ser moldeada como laminada. Comúnmente presenta estructura de masa o columnada.	
								El tipo de tiena puede ser homogéneo o bien grueso o bien fino. El tipo de tiena puede ser homogéneo o bien grueso o bien fino. El tipo de tiena puede ser homogéneo o bien grueso o bien fino. El tipo de tiena puede ser homogéneo o bien grueso o bien fino.
De alta plasticidad	Arreglos	Material regular blando, generalmente de color marrón o negro.	Arreglos Arreglos Arreglos	Firme Elastico	Las tiena se comprimen completamente. Son comprimibles y de estructura abierta.			

Nota: Las tiena que se encuentran en las tablas de arriba están representadas en el capítulo 2009 del libro de referencia. Las tiena que se encuentran en las tablas de abajo están representadas en el capítulo 2009 del libro de referencia. Las tiena que se encuentran en las tablas de arriba están representadas en el capítulo 2009 del libro de referencia. Las tiena que se encuentran en las tablas de abajo están representadas en el capítulo 2009 del libro de referencia.

C. GENERALIDADES

En el Valle de México la resistencia varía en los diferentes lugares. Las capas superficiales más débiles son aquellas en las que nunca se ha construido, por tanto, no han tenido ninguna consolidación, en especial las que hasta estos días se han dedicado a terrenos de cultivos. En el centro de la ciudad la resistencia es mayor debido a que han sido más consolidados estos terrenos. Hay lugares donde el suelo no aguanta los 250 gr./cm² y en otras zonas llega a soportar los 650 gr./cm². El nivel de agua freática se encuentra entre los .70 y 3.00 metros de profundidad. La estabilidad de un edificio depende de la capacidad de aguante del terreno sobre el que insiste.

En los terrenos sueltos se comprenden las arenas, gravas y guijos, con los tipos intermedios. Sus partículas o granos no están aglutinados entre sí. El aguante de estos terrenos crece con el tamaño de los granos, con la compacidad de sedimentación y la profundidad en que está situado el estrato. Los terrenos coherentes son arcillas, limos y margas; sus granos están aglutinados más o menos por arcilla. El aguante de estos terrenos varía según el aumento de humedad. Estos terrenos si son someros quedan amenazados por las heladas. Los valores de aguante del terreno han de establecerse antes de la elección definitiva del sitio para implantar el edificio, pero, a más tardar antes de realizar el proyecto.

Si las experiencias locales no llevan a conclusiones suficientes, hay que explorar el suelo. El estado de consistencia de un terreno coherente depende de su

contenido de agua, o sea su índice Atterberg (índices de liquidez, plasticidad y refracción), determinado en probetas inalteradas y protegidas de evaporación.

Como regla auxiliar tenemos:

El terreno es pastoso, cuando apretado en el puño cerrado, rezuma agua entre los dedos. El terreno es blando cuando se deja amasar con facilidad. El terreno es tieso cuando es de difícil amasado, pero se deja modelar en zurullos de 3 mm sin romperse ni desmenuzarse. El terreno es de mediana resistencia cuando al formar zurullos de 3 mm no se rompe ni desmenuza, pero conserva bastante humedad y, por esto aparece oscuro.

El terreno es duro cuando es seco y, por tanto, se presenta claro y sus terrones se rompen en cachos o pedazos. Conviene aclarar que la carga admisible en el terreno no depende tan solo de su naturaleza, sino también, del tipo constructivo, de la extensión y del peso del edificio, de la profundidad de su cimiento, de su finalidad (vivienda, fabrica, etc.) y de su sensibilidad a los asientos. En edificaciones de notable volumen y peso considerable y en el caso de circunstancias dudosas del terreno de cimentación (buzamiento irregular de los estratos) no bastan calas y sondeos, hay que complementar el estudio con exploraciones sísmicas, dinámicas y eléctricas, que deben confiarse a empresas de reconocido prestigio en su ramo. Junto con la exploración del suelo se determina el nivel freático; el aguante del terreno viene influenciado por la situación, y en mayor grado, por las

oscilaciones de dicho nivel; por ejemplo, por deslavado (disminución de la densidad de sedimentación) debido a la acción del agua corriente o por reblandecimiento de terrenos coherentes. La expulsión del agua intersticial de suelos coherentes provoca, a las veces, importantes y duraderos asientos por consolidación.

D. ZONIFICACION DE SUELOS EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO

El área urbana del Valle de México se encuentra dividida en tres grandes zonas: Lacustre, aluvial y pétreo o de lomas. En la zona lacustre existe información estratigráfica y de propiedades mecánicas confiables. En esta zona deben esperarse asentamientos importantes por consolidación cuando se aplican sobrecargas que exceden la carga de consolidación; y hundimientos regionales inducidos por el abatimiento de la presión piezométrica en los acuíferos.

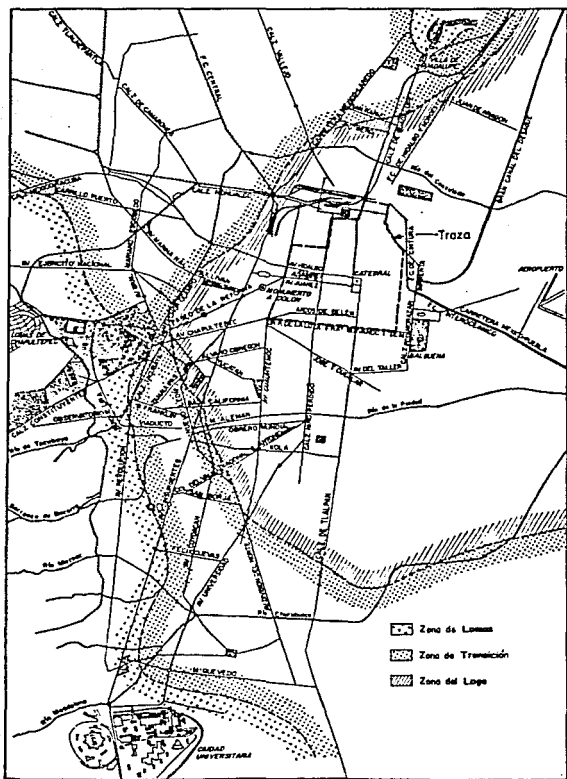
Por tratarse de zonas blandas, la capacidad de carga puede ser determinante del diseño de cimentaciones superficiales. La ubicación de capas duras y la composición de la formación subyacente es vital para proyectar cimentaciones piloteadas.

El análisis de estabilidad de taludes permanentes (canales y excavaciones) requiere la determinación de la resistencia por cortante a largo plazo. Esta zona presenta arcillas altamente compresibles, nivel freático casi superficial y una fuerte preconsolidación en algunas zonas, por los antiguos monumentos prehispánicos y

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO BOTOMAYOR

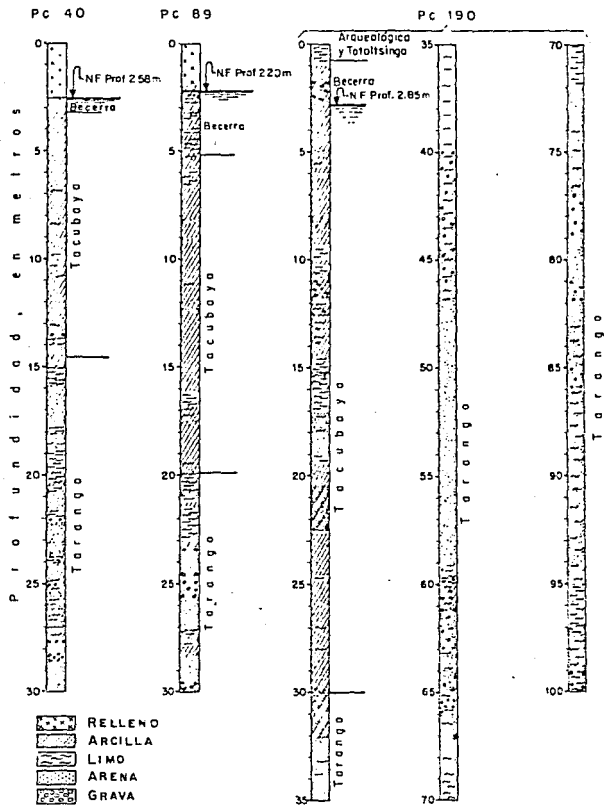


7 Zonificación de la ciudad desde el punto de vista estratigráfico

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARO. DEMETRIO URÍAS DONADO SOTOMAYOR

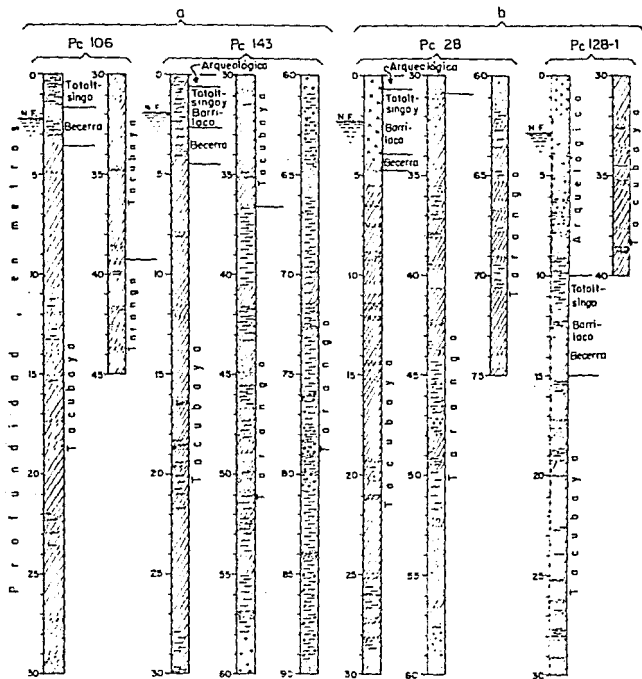


7 Estratigrafía de la zona de transición

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARG. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



- RELLEN:
- ARCIL_2
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

- a. Sondeos en la zona "virgen"
- b. Sondeos en la zona densamente edificada

7 Estratigrafía de la zona del lago

coloniales. También presenta gran compresibilidad por el bombeo de las aguas freáticas.

De la zona aluvial o de transición, se tienen abundantes datos de estratigrafía. Debido a la no homogeneidad de estas formaciones aluviales debe aumentarse el número de sondeos y de ensayos de laboratorio. Los problemas asociados a ella son principalmente de asentamientos diferenciales y en menor grado, de capacidad de carga. Las cimentaciones en esta zona están condicionadas, además

por la disposición de los estratos y pueden ser zapatas aisladas o corridas, pilas, cilindro y pilotes. Esta zona presenta depósitos superficiales arcillosos o limosos orgánicos cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles de espesores variables y con intercalaciones de arenas limosas.

La zona pétreo o de lomas es muy cambiante por los diferentes tipos de rocas, se encuentra en las partes altas del valle (tobas, lavas, tezontles). Se caracteriza por presentar problemas mejor definidos en cuanto a la ingeniería de cimentaciones, excepto en las zonas afectadas por la explotación de minas de arena y grava. Generalmente la compresibilidad es despreciable y la capacidad de carga alta, la cimentación de zapatas aisladas es, en general, la más usada.

E. ESTABILIZACION DE TERRENOS - SILICATAACION

A veces surge la necesidad insoslayable de construir en terrenos que ya sabemos no reúnen las condiciones debidas por que se fisuran, son inconsistentes, impermeables, etc, lo que entraña peligros de hundimientos y corrimientos del terreno y en definitiva resquebrajamiento de la obra. Esto es evitable vigorizando el terreno, procurándole artificialmente esa fortaleza, esa consistencia que le falta. El procedimiento genérico es el de inyección de soluciones químicas que al dar mayor dureza al terreno, aumentan su resistencia.

E.1 METODO JOOSTEN

El ingeniero Berlínés Joosten preconiza la inyección de silicato sódico y posteriormente otra de un segundo líquido (ácido o sal ácida) que reaccione con silicato; teniendo lugar la solidificación. La inyección se hace introduciendo en el terreno tubos puntiagudos de acero de 25 mm de diámetro, hasta una profundidad de 25 metros y distanciados entre si de .75 a 1.00 metro. En su parte inferior llevan unos agujeros por los que a presión de 100 atmósferas se riega el terreno con silicato de sodio, en inyecciones de 50 centímetros de espesor, partiendo de la parte superior de la capa que se quiere mejorar hasta la profundidad necesaria, bajando el tubo 50 cms antes de cada inyección.

Terminada esta operación se inyecta una solución salina del mismo modo, pero levantando el tubo 50 cms por

cada inyección, hasta llegar a la superficie de la capa que se desea endurecer. Este procedimiento se puede aplicar en terrenos situados debajo de una obra. La resistencia de los terrenos solidificados por este procedimiento depende de su naturaleza. En las arenas finas varía entre 10 y 40 kgr/cm²; y en las arenas movedizas llega a los 190 kgr/cm². Además, la resistencia crece con el tiempo, de tal modo que probetas ensayadas a los 28 días, con una resistencia de 22,5 a 24 kgr/cm² seis meses después alcanzaban los 40,5 kgr/cm².

Las arenas de granos redondeados parecen aglomerarse mejor formando una masa más dura y más cohesionada, aunque también los granos angulosos dan buenos resultados. Los suelos que mejor admiten la silicatación son los de las arenas movedizas no demasiado finas y silíceas.

E.2 METODO GAYRARD

Este método no difiere esencialmente del método Joosten y solamente discrepa en las mezclas a inyectar. Según el ingeniero francés Gayrard, en circunstancias normales, una solución de silicato alcalino comercial, diluida en nueve veces su volumen de agua y llenando todos los poros de un terreno basta para hacerlo impermeable y aumentar su resistencia. Pueden utilizarse simultáneamente: Bicarbonato de sodio o potasio 3,15% ; cloruro sódico 3,15% ; hipoclorito de sodio o potasio 0.3 - 1% . Estos porcentajes se refieren al peso del silicato empleado.

E.3 METODO FRANCOIS

El contratista belga A. Francois inyecta soluciones de silicato y una sal ácida que casi siempre es sulfato de alúmina, aumentando la concentración de varios centímetros de longitud, se acaba la consolidación mediante inyecciones de cemento. Se diferencia del método Joosten en que las inyecciones de las dos soluciones son aplicadas simultáneamente por dos agujeros vecinos. El sistema Francois equivale a la inyección de lechada de cemento a razón de 200 kgr/cm².

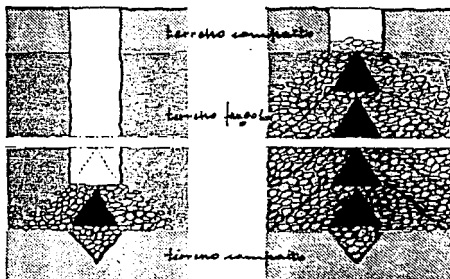
F. CONSOLIDACION DE TERRENOS

Tiene por objeto aumentar el coeficiente de trabajo del terreno. Así, por ejemplo, en terrenos arcillosos muy húmedos, se hincan piedras largas o cascajo en auxilio del pisón de cuatro asas, hasta que el ensayo de cargas, que conviene efectuar al cabo de unas semanas, acuse la resistencia requerida. Da excelentes resultados la hincadura de pilotes cortos de madera de 2 a 3 metros de largo, pero es mejor la aplicación de pilotes de relleno por el sistema compressol. Este sistema ideado por Dulac, consiste en abrir hoyos en el terreno, dejando caer desde gran altura pilones de gran peso; los hoyos se llenan de concreto o piedras. El pilón puntiagudo sirve para abrir el taladro, el almendrado para ensancharlo y el troncocónico para macizar el pie del hoyo y apisonar el concreto o piedras hasta penetrar en el terreno, con lo cual el pilote adquiere forma bulbosa.

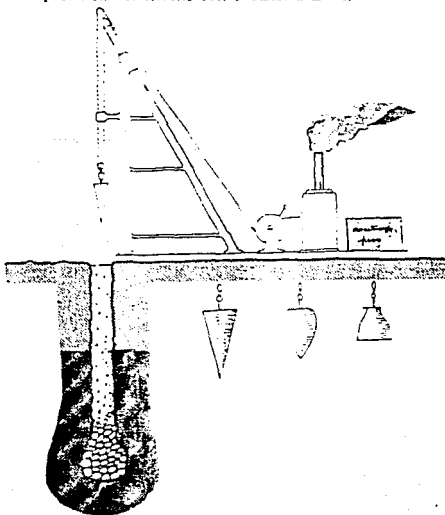
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

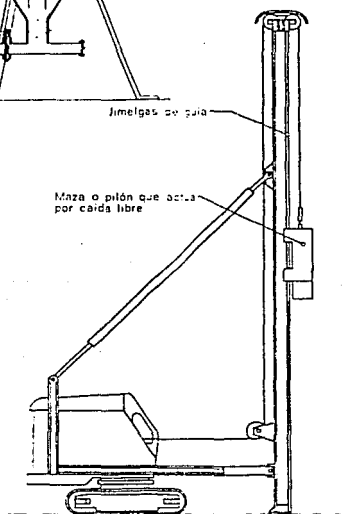
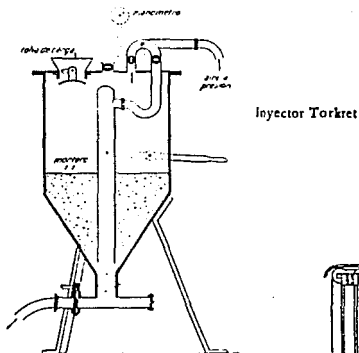
ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



6 Compactación del terreno con el sistema Lolat.



6 Compactación del terreno con el sistema Compresso.



4 Pala metálica equipada para la hincadura

La hincadura de tablas o de pilotes puede realizarse mediante una maza o pilón que se deja caer libremente sobre el elemento que debe ser hincado.

En terrenos de arenas y gravas sueltas, la consolidación se consigue con éxito por inyección de cemento que, una vez fraguado aglomera los elementos del terreno (pétrificación). La lechada de cemento se lanza por tubos perforados mediante un inyector de aire comprimido; el consumo de material es notable, puesto que los poros de la arena suelta representan un 40% del volumen. Estos sistemas son aplicables solamente cuando la carga es uniforme. Se recomienda que la capa inferior de la fundación sea de concreto.

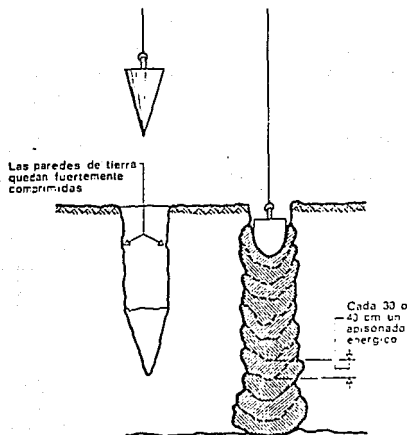
TIPOS DE CONSOLIDACION

F.1 COMPRESION MECANICA DEL SUELO

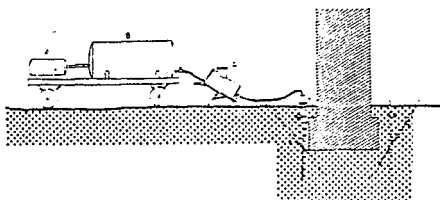
Se logra mediante el uso de pisones y rodillos. Tiene eficacia limitada, por consiguiente, solo indicada para cimientos modestos de pequeños edificios.

F.2 ZAMPAS O ESTACAS DE CONSOLIDACION

Las zampas de madera se hincan en el terreno con pequeñas mazas, manejadas con auxilio de cabria. La hinca se hace desde la periferia hacia el centro y la distancia entre zampas depende del grado de compacidad deseada. Se trata de un método antiguo, empleado en terrenos aguanosos. Estas estacas tienen entre 2 y 3 metros de longitud; no llegan a terreno firme.



4 Compressol



6 Consolidación de terrenos detríticos con inyecciones de cemento.

F.3 SISTEMA LOLAT

Consiste en abrir con una barrena grandes perforaciones o agujeros en el terreno, a distancias adecuadas, alcanzando la profundidad deseada. En cada perforación se introduce primero un cono equilátero de concreto de diámetro menor que la perforación y después, grava gruesa que se apisona enérgicamente con una maza para que escurra según las generatrices del cono y comprima lateralmente el suelo. La operación se repite varias veces hasta la parte superior de la excavación o hasta superar el nivel del estrato fangoso.

F.4 SISTEMA COMPRESSOL

Este sistema es parecido al de las zampas de consolidación, con la diferencia de que la penetración de la grava echada en las excavaciones se consigue con pisones adecuados: Uno puntiagudo para abrir el hoyo y otro achatado para batir la grava. En presencia de agua freática, la impermeabilización de las paredes se consigue echando arcilla o concreto, que comprimidos violentamente con un pisón almendrado, contribuyen a taponarlas. Este sistema se ha empleado con frecuencia en la construcción de puentes.

F.5 INYECCIONES DE AGLOMERANTES

Este procedimiento requiere el empleo de máquinas complejas, para poder hincar en el terreno tubos de acero terminados en punta, pero con orificios en el extremo inferior cuya área total equivalga a la sección del tubo.

Conectada la boca de los tubos con la planta de concreto, se introduce a presión el concreto, que podrá ser lechada de cemento y arena, cemento en polvo o en papilla, u otros químicos, según la naturaleza del terreno a consolidar. En terrenos de grava, el procedimiento de inyecciones es óptimo, porque al lanzar la lechada, ésta va a llenar los huecos del terreno, formando un macizo compacto de concreto. Repitiendo la operación a diferentes profundidades, de abajo hacia arriba, la cementación se extenderá a zonas más o menos anchas y profundas, determinando un cambio efectivo en las condiciones de resistencia del terreno así tratado.

F.6 RELLENO DE ARENA

Da buenos resultados en suelos anegados, porque la arena, con su peso contribuye eficazmente a compactar el terreno inferior, atenuando su fluencia. En la zona de contacto, se mezcla con el suelo y modifica su composición, con ventaja para su resistencia.

F.7 CONGELACION

Se puede obtener una excelente consolidación por congelación de las tierras aguanosas, mediante tubos frigoríficos, por los cuales se hace circular una lejía fuertemente enfriada, que llega a helar el agua presente en el suelo, junto a los tubos, en masas piriformes que se sueldan entre si. Este sistema solo es aplicable en aquellos casos en los cuales baste una consolidación eventual, que permita realizar en el subsuelo ciertos trabajos de índole delicada.

F.8 ELECTROOSMOSIS

Mejora temporalmente o a veces definitivamente las condiciones mecánicas de un suelo. Se hincan electrodos en el terreno y el campo eléctrico creado lleva el agua al cátodo tubular, del que se elimina. La acción osmótica reduce, el contenido de agua del suelo y además, por acción electroquímica se endurece, por precipitación del metal de los electrodos.

G. COMPACTACION DE SUELOS

Consiste en el mejoramiento artificial de las propiedades mecánicas del suelo por medios mecánicos. La importancia de la compactación de suelos radica en el aumento de resistencia y disminución de capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas convenientes que aumenten su peso específico seco, disminuyendo los vacíos.

Los métodos usados para la compactación de los suelos dependen del tipo de materiales con los que se trabaje en cada caso, con base a un experimento sencillo que los materiales puramente friccionantes, como la arena, se compactan eficientemente por métodos vibratorios, en tanto que los suelos plásticos el procedimiento de carga estática resulta más ventajoso. En la práctica estas características se reflejan en los equipos disponibles para el trabajo, tales como plataformas vibratorias, rodillos lisos, neumáticos o pata de cabra. De entre todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, dos son los factores importantes: El contenido

de agua del suelo, antes de iniciarse el proceso de compactación y la energía específica empleada en dicho proceso. Por energía específica se entiende la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen.

G.1 PRUEBAS DE COMPACTACION

Historicamente el primer método, en el sentido de la técnica actual, es el debido a R. R. Proctor y es conocido hoy día como Prueba Proctor Estándar o A.A.S.H.O. (American Association of State highway Officials) Estandar. La prueba consiste en compactar el suelo en cuestión en tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma especificadas, por medio de golpes de pisón, también especificado, que se deja caer libremente desde una altura prefijada. Debido al rápido desenvolvimiento del equipo de compactación de campo comercialmente disponible, la energía específica de compactación en la Prueba Proctor Estandar empezó a no lograr representar en forma adecuada las compactaciones mayores que podían lograrse con dicho nuevo equipo.

Esto condujo a una modificación de la prueba, aumentando la energía de compactación, de modo que conservando el número de golpes por capa se elevó de tres a cinco, aumentando el peso del pisón y la altura de caída del mismo. Esta prueba modificada es conocida como Prueba Proctor Modificada o A.A.S.H.O. Modificada.

La Prueba Miniatura Harvard, se ha desarrollado para ser utilizada en suelos finos y no se ha intentado, usualmente, aplicarla a suelos que tengan partículas mayores de 2 mm. En esta prueba se requieren entre 1 y 1.5 kgr de material para obtener una curva de peso específico seco. La preparación del suelo para la prueba es esencialmente la de cualquier otra prueba de compactación.

El aumentar el grado de compactación o peso volumétrico seco de un suelo puede ser o no benéfico, dependiendo del tipo de suelo, de su grado de compactación y de su contenido de agua principalmente. Existen casos en que una sobrecompactación puede ser peligrosa, en el sentido de que se hace empeorar con ella las características de comportamiento mecánico de los suelos. Por ejemplo, el tezontle (espuma de basalto), que se usa frecuentemente cuando se desea tener un material ligero, al ser compactada más allá de un cierto límite, comienza a disgregarse produciendo gran cantidad de finos que perjudican las características de resistencia del conjunto; en otros casos, ciertos limos y arcillas expansivas aumentan mucho su peligrosidad por esta propiedad al ser compactados fuertemente, sobre todo en climas húmedos.

H. MUESTREO

El muestreo debe estar regido ya anticipadamente por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas del laboratorio; y a su vez, el programa de pruebas debe estar definido, en términos de

la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar el muestreo correspondiente previamente.

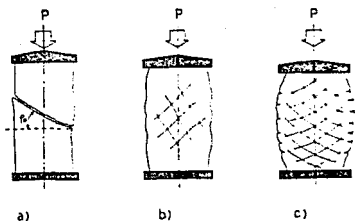
I. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

I.1 CALAS

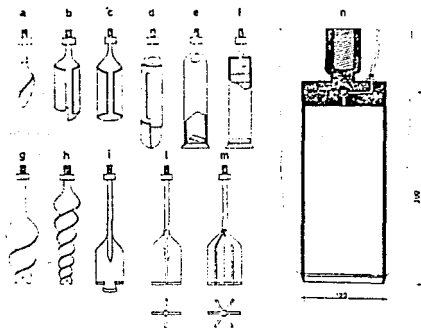
Las calas son excavaciones más o menos profundas que hacen posible el conocimiento de la composición del terreno, Así como la profundidad en que se encuentra el terreno donde los cimientos de la obra proyectada podrán apoyarse con la debida seguridad. Estas excavaciones, siempre que se trata de obras de alguna importancia, se hacen preferentemente en los lugares que han de ir más cargados, y prestando la mayor atención en puntos tales como aquellos donde han de apoyar las esquinas de la edificación.

I.2 SONDEOS

Constituyen otro método de reconocimiento del subsuelo, utilizado cuando por circunstancias anormales del terreno hay que llegar a una notable profundidad. Permite una extracción de muestras de las capas sucesivas y, por consiguiente, un detallado conocimiento de la composición del terreno. Esta operación se realiza por medio de sondeos.



6 Comportamiento de una muestra de tierra en un ensayo a compresión, con libre expansión lateral.



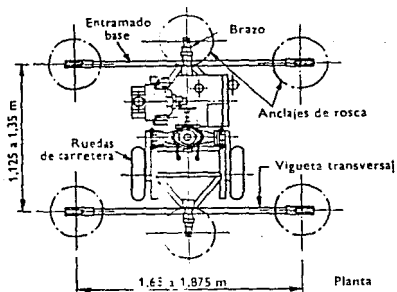
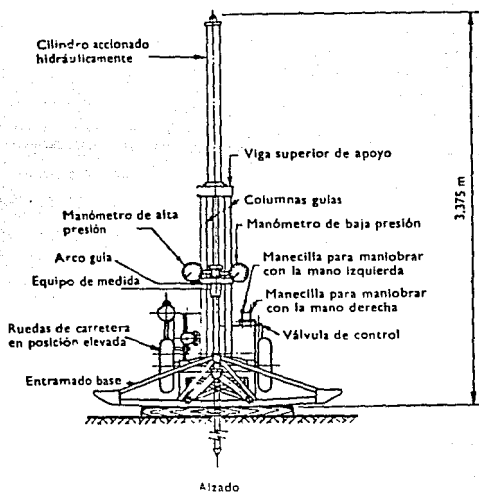
6 Medios de perforación: a) sonda de caprote, b) sonda de cuchará, c) d) sondas cilíndricas, e) f) n) sondas tubulares (con válvula o sin ella), g) h) sondas salomónicas, i) l) m) trépanos para terrenos consistentes.

(Las ocho primeras se emplean en terrenos detriticos.)

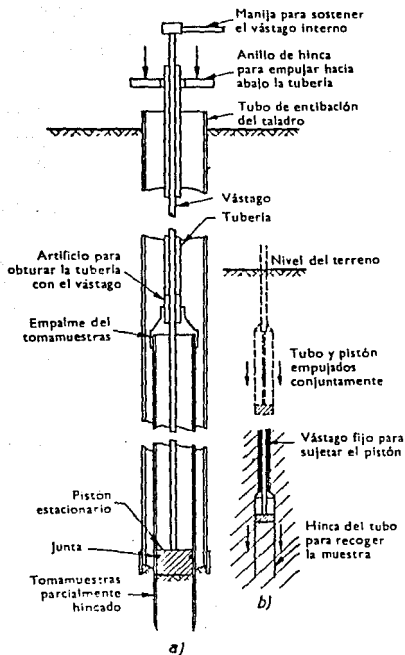
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRO URIAS DONADO SOTOMAYOR

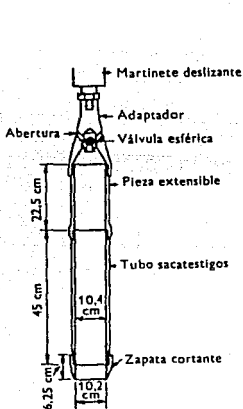


3 APARATO HOLANDÉS DE PENETRACIÓN PROFUNDA PARA UNA CARGA MÁXIMA DE 10 000 kg

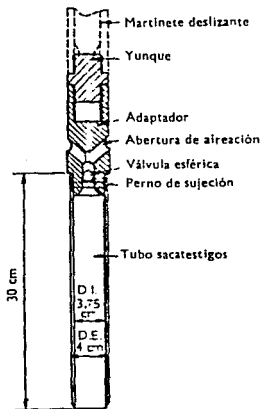


3 TOMAMUESTRAS DE PISTON FIJO

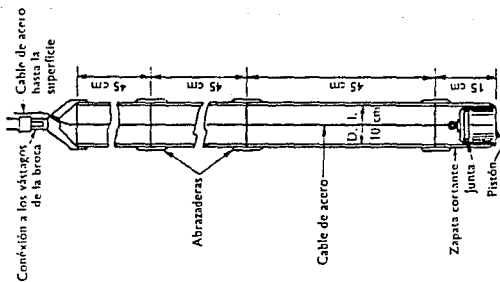
a) sección longitudinal del tomamuestras; b) recogida de muestras sin necesidad de sondas.



3 TOMAMUESTRAS DE LIBRE CONDUCCIÓN DE 10 cm DE DIÁMETRO (NOMINAL)



3 TOMAMUESTRAS DE LIBRE CONDUCCIÓN DE 3,75 cm DE DIÁMETRO



3 TOMAMUESTRAS DE PISTÓN ELÉCTRICAS

Tubos, formados por elementos de 1 a 4 m de longitud que aseguran la rotación del extractor de muestras y el paso del agua



Corona cónica móvil y extensible que asegura el sostenimiento de la muestra durante la extracción (el exterior de la corona está acanalado, a fin de permitir la admisión de agua en la cabeza del trépano)

Trépano para el ataque de rocas por rotación

4 Corte esquemático de un extractor de muestras para sondeos en roca dura

a) Barras o tubos conectados por elementos de 1 a 4 m que aseguran el funcionamiento del extractor



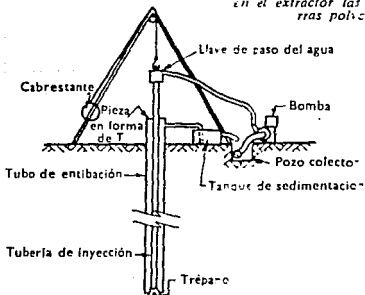
Válvulas que permite la evacuación del aire al tomar la muestra, y asegura, gracias a la depresión creada, la succión de la muestra al tubo

Nota: Se desprende del extractor la muestra tomada mediante presión de agua o aire comprimido.

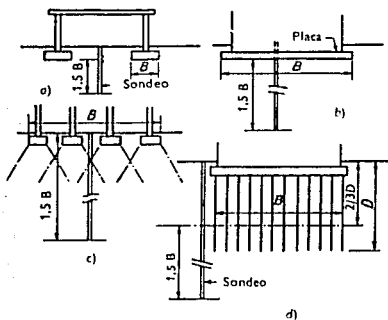


4 Sondeos en terreno blando

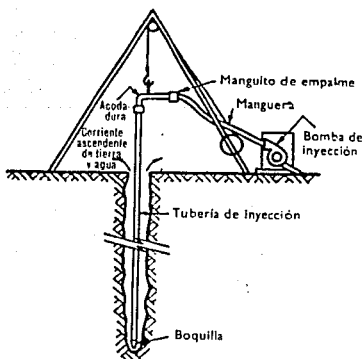
a) Corte esquemático del extractor.
b) Cabeza que mediante un juego de hojas flexibles permite mantener en el extractor las muestras de tierras polviscenas.



3 EQUIPO PARA SONDEOS POR INYECCIÓN



3 PROFUNDIDADES DE LOS SONDEOS PARA DISTINTAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN



3 PRUEBA DE INYECCIÓN

I.3 TIPOS DE SONDEOS

I.3.1 METODOS DE EXPLORACION DE CARACTER PRELIMINAR

- A). Pozos a cielo abierto**
- B). Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.**
- C). Métodos de lavado**
- D). Método de penetración estandar**
- E). Método de penetración cónica**
- F). Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc).**

I.3.2 METODOS DE SONDEO DEFINITIVOS

- A). Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado**
- B). Métodos con tubo de pared delgada**
- C). Métodos rotatorios para roca**

I.3.3 METODOS GEOFISICOS

- A). Sísmico**
- B). De resistencia eléctrica**

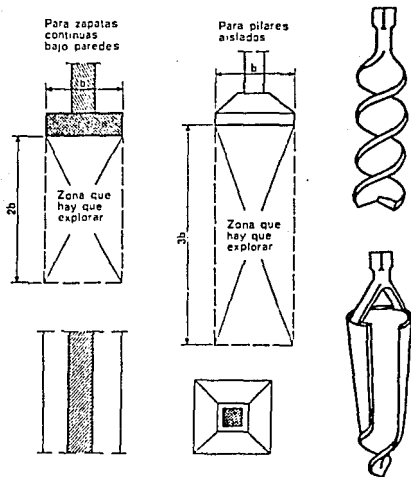
C). Magnético y gravimétrico

I.3.1 METODOS DE EXPLORACION DE CARACTER PRELIMINAR

A). POZOS A CIELO ABIERTO

Consiste en excavar un pozo a cielo abierto de dimensiones suficientes para que un técnico pueda bajar directamente y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, Así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el subsuelo. Por desgracia este tipo de excavaciones no suele llevarse a grandes profundidades, debido a la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye en gran medida en los alcances del método en si.

La excavación se encarece mucho cuando sean necesarios ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad. Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la misma, modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor. Si se requiere ademe en el pozo puede usarse



4 La exploración del terreno

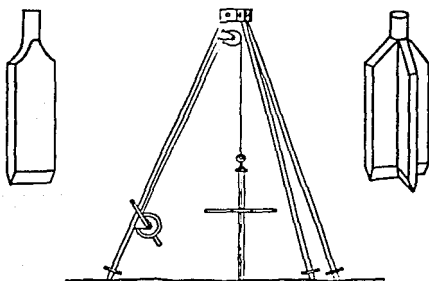
Debe hacerse de acuerdo con el sistema de cimentación escogido (profundidad).

Taladros para arcillas compactas, margas y terrenos fáciles de trabajar



4 Penetrómetro de bolsillo (Soiltest)

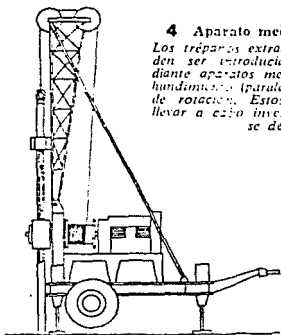
Este instrumento, por ser transportable, permite determinar la aptitud de sustentación de un terreno. Es una especie de dinamómetro cuya graduación corresponde a la resistencia práctica de las arcillas. En un sondeo sirve para definir la calidad de las capas halladas.



4 Trépanos para sondeos por percusión en rocas duras

Sondeo de profundidad

El hundimiento de los trépanos de extracción de muestras en un terreno blando puede ejecutarse a brazo por medio de una cabria y un friscador o terraja. Con este instrumental tan sencillo se emplean, entre otros, los modelos de trépanos de esta figura (las muestras extraídas suelen examinarse en el mismo lugar de extracción).



4 Aparato mecánico de sondeo

Los trépanos extractores de muestras pueden ser introducidos en el terreno mediante aparatos mecánicos que realizan su hundimiento (paralelo o no) con un efecto de rotación. Estos mecanismos permiten llevar a cabo investigaciones en toda clase de terrenos.

madera o acero, por lo regular el ademe se hace con tabloncillos horizontales, pero deberán ser verticales y bien hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático. En esos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas.

Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea o parafina.

B). PERFORACIONES CON POSTEADORA, BARRENOS HELICOIDALES O METODOS SIMILARES

Con este tipo de sondeo exploratorio la muestra obtenida del suelo se encuentra totalmente alterada, pero es representativa en lo que se relaciona con el contenido de agua, por lo menos en suelos muy plásticos. Los barrenos helicoidales pueden ser de muy diferentes tipos no sólo de pendiendo del suelo por atacar, sino también de acuerdo con la preferencia particular de cada perforista. Un factor importante es el paso de la hélice que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para el muestreo en suelos plásticos.

Entre las más usadas en México tenemos las posteadoras, las cuales se hacen penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre la manera adaptado al extremo superior de la tubería de perforación. Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación, formada por secciones de igual longitud, que se van agregando según aumente la profundidad del sondeo. En arenas colocadas bajo el nivel de aguas freáticas estas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales.

Las muestras de cucharas son generalmente más alteradas todavía que las obtenidas con barrenos helicoidales y posteadoras, la razón es el efecto del agua que entra en la cuchara junto con el suelo, formando en el interior una pseudosuspensión parcial del mismo. El contenido de agua de las muestras de barreno suele ser mayor del real, por lo que el método no excluye la obtención de muestras más apropiadas, por lo menos cada vez que se alcanza un nuevo estrato. Por lo general se hace necesario ademar el pozo de sondeo, lo cual se realiza con tubería de hierro hincada a golpes, de diámetro suficiente para permitir el paso de las herramientas muestradoras.

En la parte inferior una zapata afilada facilita la penetración. A veces, la tubería tiene secciones de diámetro decrecientes, de modo que las secciones de menor diámetro vayan entrando en la de mayor. Al final del trabajo se retiran los diferentes segmentos usando gatos especiales. Para el manejo de los segmentos de tubería de perforación y de ademe, en su caso, se usa un

trípode provisto de una polea, a una altura que permita las manipulaciones necesarias. Los segmentos manejados se sujetan a través de la polea con cable de manila o cable metálico.

Un inconveniente serio de la perforación con barrenos se tiene cuando la secuencia estratigráfica del suelo es tal que a un estrato firme sigue uno blando; en estos casos es muy frecuente que se pierda la frontera entre ambos o aún la misma presencia del blando. Este error tiende a atenuarse accionando el barreno helicoidal tan adelantado respecto al ademe como lo permite el suelo explorado.

C). METODO DE LAVADO

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aún cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de un metro al marcar la frontera entre los diferentes estratos). El método se usa también como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendido, de 80 a 150 Kgr. de peso, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación; este ademe debe

ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección de agua. En el extremo inferior de la tubería de inyección debe de ir un trépano de acero, perforado, para permitir el paso del agua a presión; el agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba.

La operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. El procedimiento debe de ir complementado en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada, colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.50 metros aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo.

Al detener las operaciones para un muestreo debe permitirse que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático (que debe registrarse). Cualquier alteración de dicho nivel que sea observada en los diferentes muestreos debe reportarse especialmente.

D). METODO DE PENETRACION ESTANDAR

De todos los métodos exploratorios preliminares, este método es el que mejores resultados presenta en la práctica, y proporciona más información del subsuelo y no sólo en lo referente a descripción, probablemente es también el más usado para esos fines en México. En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, como sabemos, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico.

En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, muy general de la resistencia a la comprensión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio. El equipo necesario para este procedimiento cuenta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar). Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior; el penetrómetro se enrosca a la tubería de perforación en su extremo, y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 Kgs. que cae desde una altura de 76 cms, contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cms.

El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de

perforación hecha al efecto; en cada avance de 60 cms. debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo de su interior, el cual constituye la muestra. La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar, radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna, en arenas y el valor de la resistencia a la comprensión simple, en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cms. especificados.

E). METODO DE PENETRACION CONICA

Consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, se dividen en métodos estáticos y dinámicos. En los estáticos la herramienta se hincan a presión, medida en la superficie con un gato apropiado y en los dinámicos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae. En la prueba dinámica se usa un penetrómetro para ensayo, dinámico, atornillado al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en la parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar.

Desgraciadamente los resultados de ésta prueba son de dudosa interpretación, ya que no existen las correlaciones que existen en la prueba estándar. Se usa frecuentemente por su economía y su rapidez, pues al no

haber operaciones de muestreo, no existe la dilación de la prueba estándar para retirar la tubería de perforación y obtener la muestra cada vez que se efectúe la prueba. La prueba se hace sin ademe existiendo una gran fricción lateral sobre la tubería de perforación, si se coloca el ademe se pierde lo económico del método, con respecto a la prueba estándar.

Las pruebas de penetración estática de conos pueden hacerse usando penetrómetros cónicos del tipo danés, holandes y de inyección. El cono se hinca aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que puede estar sujeto al ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración suele ser constante, del orden de 1 cm/seg. Tampoco se obtiene muestra del suelo con este procedimiento. Se obtiene una gráfica aplicada contra penetración lograda con esa presión; otras veces se anotan contra la profundidad los valores de la presión que haya sido necesaria para lograr una determinada penetración.

En arenas se han usado penetrómetros cónicos (de inyección) ayudados por presión de agua, cuya función es suspender las arenas sobre el nivel de penetración, para evitar el efecto de la sobrecarga actuante sobre ese nivel, que de otra forma, dificulta la penetración del cono. Las pruebas de penetración cónica, estática o dinámica son útiles en zonas cuya estratigrafía se conoce (a priori) y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son

pruebas de problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente.

F). PERFORACIONES EN BOLEOS Y GRAVAS

Cuando encontramos estratos como boleos y gravas que son difíciles de perforar con los métodos anteriores se hace necesario emplear herramientas más pesadas, del tipo de barretones con taladro de acero duro, que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables. En ocasiones se ha recurrido, al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.

I.3.2 METODOS DE SONDEO DEFINITIVOS

Tienen por objeto extraer muestra inalteradas en suelos, apropiadas para pruebas de compresibilidad y resistencia y muestras de rocas. Cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a asentamientos o a falta de la adecuada resistencia a l esfuerzo cortante de los suelos, se hace necesario recurrir a los métodos siguientes:

A). POZOS A CIELO ABIERTO CON MUESTREO INALTERADO

Este método ha sido explicado anteriormente, por lo cual no es necesario repetirlo nuevamente, cuando es necesario su empleo, debe considerarse el mejor método

de exploración a disposición del especialista para obtener muestras inalteradas y datos adicionales que permitan un mejor proyecto y construcción de una obra.

B). MUESTREO CON TUBOS DE PARED DELGADA

El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente del procedimiento usado para su hincado, las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes ni con ningún otro método dinámico. Hincado el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro del tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada relación de áreas.

Entre los muestreadores más comunes tenemos el Shelby y los de pistón. El muestreador de pistón, tiene por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previa al muestreo, necesaria en los muestreadores abiertos, al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior, puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos en el fondo del pozo entre en él. una vez en el nivel de muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hinca libremente (pistón retráctil) o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie, se hinca el muestreador

relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo).

C). METODOS ROTATORIOS PARA ROCA

Cuando un gran bloque o un estrato rocoso aparezcan en la perforación se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamante o del tipo cáliz. En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial, llamado de corazón, en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación. En la segunda los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se hechan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo.

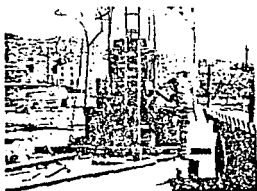
En roca muy fracturada puede existir el peligro de que las municiones se pierda. Perforadoras tipo cáliz se han construido con diámetros muy grandes, hasta para hacer perforaciones de 3 metros, en estos casos, la máquina penetra en el suelo con la misma broca. Las velocidades de rotación son variables, de acuerdo con el tipo de roca a perforar; en todos los casos, a causa del calor desarrollado por las grandes fricciones producidas por la operación del muestreo, se hace indispensable inyectar agua fría de modo continuo, por medio de una bomba situada en la superficie.

También se hace necesario ejercer presión vertical sobre la roca, la fin de facilitar su penetración. El éxito de urta

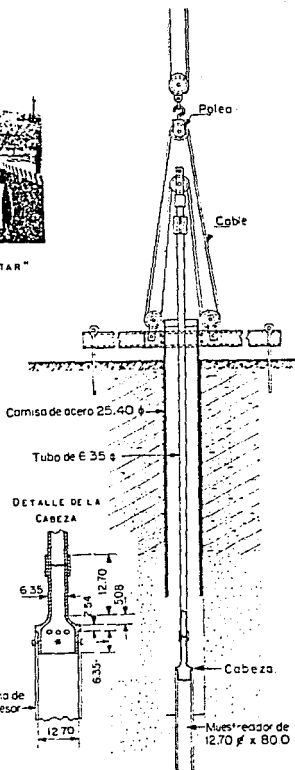
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARO. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



MAQUINA DE PERCUSION "STAR"



NOTA:

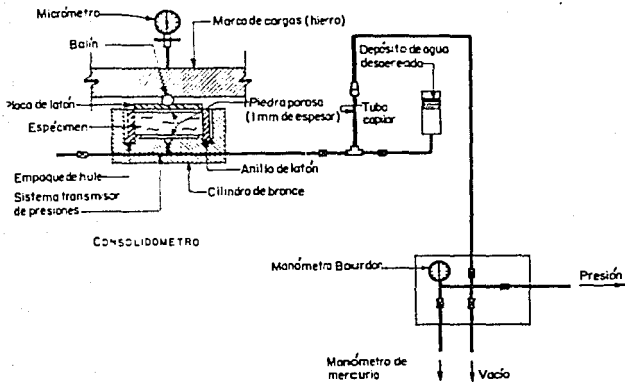
Aclaraciones en centímetros.

7 Equipo de muestreo

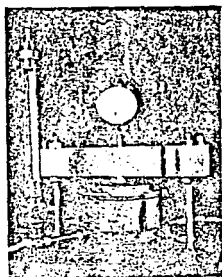
TEORÍA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRÍAS DONADO SOTOMAYOR



ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO



7 Consolidómetro y dispositivo para medir excesos de presión hidrostática

maniobra de perforación rotatoria depende fundamentalmente del balance de esos tres factores principales, velocidad de rotación, presión de agua y presión sobre la roca, respecto al tipo de roca explorada.

Las máquinas perforadoras suelen poder variar su velocidad de rotación en intervalos muy amplios (frecuentemente de 40 a 1000 r.p.m.) y pueden ser de avance mecánico o hidráulico. En las mecánicas la máquina gira a velocidad uniforme y las variaciones se logran con un juego de engranaje adicional: en las hidráulicas, muy preferibles, la propia máquina puede variar su velocidad.

I.3.3 METODOS GEOFISICOS

Estos métodos se desarrollaron con el fin de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o de los contornos de la roca basal que subyace a depósitos sedimentarios. Los métodos se han aplicado sobre todo a cuestiones de geología y a minería y en mucha menor escala a mecánicas de suelos, para realizar investigaciones preliminares de lugares, para localizar presas de tierra o para determinar perfiles de roca basal. Los métodos son rápidos y expeditos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto, en lo que ha mecánica de suelo se refiere.

A). METODO SISMICO

Este método se basa en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. Las mediciones realizadas sobre diversos medios permiten establecer que esa velocidad de propagación varía en 150 y 2500 m/seg. en suelos, correspondiendo los valores mayores a mantos de grava muy compactos y los menores a arenas sueltas; los suelos arcillosos tienen valores medios, mayores para las arcillas duras y menores para las suaves. En roca sana los valores fluctúan entre 2000 y 8000 m/seg. En el agua la velocidad de propagación de éste tipo de onda es de 1400 m/seg.

El método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar, usando una pequeña carga de explosivo, usualmente nitroamonio. Por la zona a explorar se sitúan registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 metros. La función de los geófonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geofono. El tiempo de recorrido de una onda refractada está determinado por su ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca.

B). METODO DE RESISTENCIA ELECTRICA

Se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a su travez. Su principal aplicación es en el campo de la minería, pero en mecánica del suelo se ha aplicado para determinar la

presencia de estratos de roca en el subsuelo. La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los exteriores, conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante.

Los electrodos de corriente son simples varillas metálicas, con punta afilada, mientras que los de potencial son recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo, garantiza un buen contacto eléctrico. El método sirve, en primer lugar, para medir las resistividades a diferentes profundidades en un mismo lugar, y segundo, para medir la resistividad a una misma profundidad a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia entre electrodos, con lo que se logra que la corriente penetre a mayor profundidad.

Lo segundo se logra conservando la distancia constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar. Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc, y teniendo los menores valores los suelos suaves saturados.

C). METODOS MAGNETICOS Y GRAVIMETRIOS

En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético

terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre si. En los métodos gravimétricos se mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicarían la presencia de masas duras de roca; lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades. El trabajo de campo correspondiente a estos métodos de exploración es similar, diferenciados por el aparato a usar.

J. PIEZOMETROS

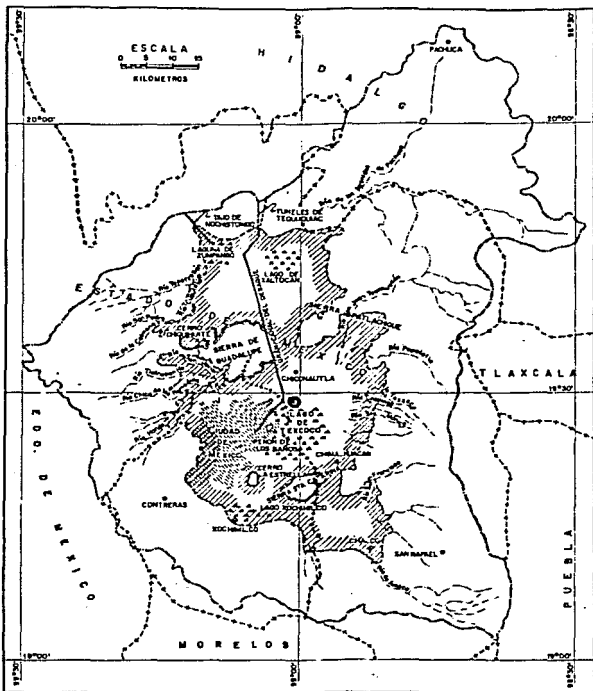
Son los aparatos cuya función es medir la presión neutral en el suelo en un punto determinado, a una cierta profundidad. El principio con el que trabajan es, simplemente, el hecho conocido según el cual la presión que pueda existir en el agua en el extremo inferior de un tubo puede equilibrarse con una cierta columna de agua actuante en dicho tubo. Un piezómetro es un tubo con extremo poroso, que se coloca en el suelo a la profundidad a que se desee medir la presión del agua. Si el nivel de equilibrio del agua en el tubo es igual al nivel natural representado por el nivel freático, querrá indicar que, en el punto medido, la presión en el agua es la correspondiente a la condición hidrostática.

Una altura de la columna equilibrante mayor que el nivel de las aguas freáticas indicará la existencia de una presión en exceso de la hidrostática, que podrá calcularse automáticamente del desnivel observado en la columna de agua. Similarmente, una presión en el agua, menor




TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

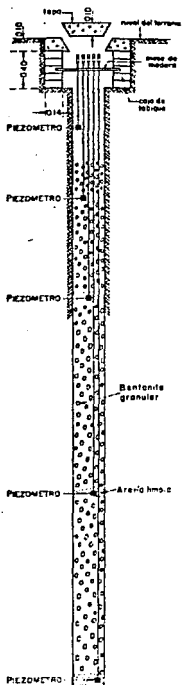
ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



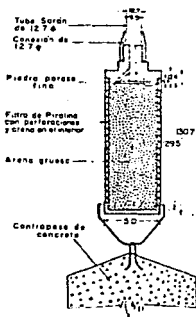
SIGNOS CONVENCIONALES

-  Zona Estudiada Gravimétricamente
-  Portezguas General de la Cuenca
-  Límite de Estado

7 Zona del Valle de México estudiada gravimétricamente



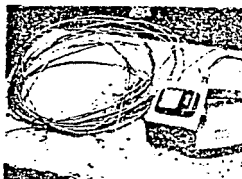
7 ESQUEMA DE INSTALACION.
Anotaciones en metros.



Anotaciones en milímetros



DETALLE DEL PIEZOMETRO

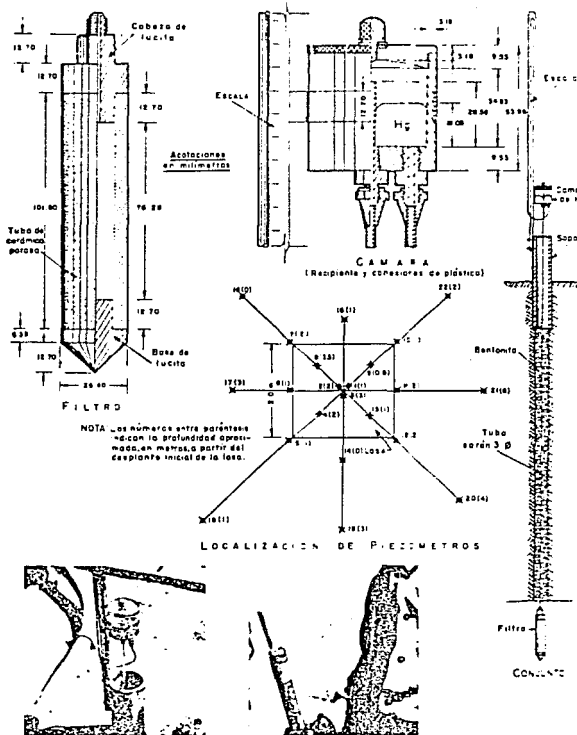


SONDA ELECTRICA

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URAS DONADO SOTOMAYOR



CAMARA DE MERCURIO Y ESCALA

FILTRO DEL PIEZOMETRO

7 Medidores piezométricos

que la hidrostática, quedará indicada por un menor nivel de la columna piezométrica, respecto al nivel freático. El uso de piezómetros en el campo ha permitido seguir de cerca los procesos de consolidación inducidos por la aplicación superficial de cargas, bombeo de mantos acuíferos, evaporación superficial, etc.

K. NUMERO, TIPO Y PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deban ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende fundamentalmente del tipo del subsuelo y de la importancia de la obra. En ocasiones, se cuenta con estudios anteriores cercanos al lugar, que permiten tener una idea siquiera aproximada de las condiciones del subsuelo y este reconocimiento permite fijar el programa de exploración con mayor seguridad y eficacia. Otras veces, ese conocimiento apriori indispensable sobre las condiciones predominantes en el subsuelo ha de ser adquirido con los sondeos de tipo preliminar. El número de estos sondeos de tipo exploratorio será el suficiente para dar ese conocimiento.

En obras chicas posiblemente tales sondeos tendrán carácter definitivo, por lo que es conveniente realizarlos por los procedimientos más informativos, tales como la prueba de penetración estándar; otro tanto sucederá cuando se concluya de los sondeos exploratorios la no existencia de problema específico de suelos en el lugar de la obra o la existencia de problemas que puedan manifestarse suficientemente con esos datos

preliminares, tal es el caso cuando se exploran arenas compactas con el penetrómetro estandar. En obras grandes, en que se haga necesario un programa de sondeos definitivo, este quedará determinado por la naturaleza del subsuelo. La ubicación de los sondeos preliminares está, en general, bastante bien definida por el tipo de obra a ejecutar y lo que se espere en lo referente a la erraticidad del lugar.

En edificios las indicaciones de un anteproyecto pueden servir de criterio; en todos los casos debe tenerse la actitud mental adecuada, que permita, a partir de los datos rendidos por los sondeos, someter a una crítica serena al sistema de cimentación adoptado en el anteproyecto en cuestión, modificandolos o abandonandolos por completo cuando sea menester. En los sondeos definitivos la ubicación ya podrá definirse sobre bases más firmes, por contarse con los datos del suelo dados por los sondeos preliminares, que proporcionan un perfil aproximado adecuado en la mayoría de los casos; estos perfiles definen también ya las zonas de muestreo.

Sin embargo el ingeniero de suelos debe considerar el estudio más completo como algo sujeto a continua revisión y, durante la construcción de la obra, debe estar siempre alerta a las condiciones que las excavaciones y el comportamiento del suelo en general vaya revelando. Un punto que requiere especial cuidado es la determinación de la profundidad a que debe llevarse la exploración del suelo, este aspecto fundamental, cuyas repercusiones pueden dejarse sentir en todas las fases del éxito o fracaso

de una obra, tanto técnicas como económicas, está también principalmente definido por las funciones e importancia de la obra y la naturaleza del subsuelo. Los puntos básicos de la mecánica de suelos están relacionados con la posibilidad y cálculo de asentamientos y a determinaciones de resistencia de suelos, otro aspecto importante sería la permeabilidad, en el caso de presas.

Para fines de cimentación, en donde asentamientos y resistencia son los factores dominantes, el área de apoyo de las estructuras, es de importancia vital, pues el efecto de las presiones superficiales aplicadas al suelo es totalmente dependiente de ese concepto.

En estos casos ha sido frecuente la recomendación práctica de explorar una profundidad comprendida entre $1.5B$ a $3B$, siendo B el ancho de la estructura por cimentar. Sin embargo este criterio no es suficientemente riguroso y es preferible considerar las presiones transmitidas al subsuelo por las cargas superficiales como norma, decidiendo que el sondeo debe llevarse a una profundidad tal que los esfuerzos transmitidos desde la superficie ya no produzcan efectos de importancia; en la práctica esto suele lograrse cuando las presiones transmitidas llegan a ser del orden de 5 - 10% de las aplicadas. En otras ocasiones la profundidad de los sondeos se fijará con otros criterios.

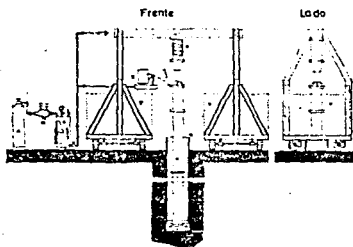
Un caso típico se tiene cuando los sondeos revelan la presencia de suelos muy blandos que obliguen a pensar en la conveniencia de cimentaciones piloteadas,

apoyadas en estratos resistentes, en tales casos se hará necesario seguir la exploración hasta encontrar tales estratos, si existen a profundidades económicas e inclusive rebasarlos, para verificar que su espesor sea adecuado y, en caso en que bajo ellos, sigan otros estratos blandos, aún será preciso investigar las características de éstos: para poder estimar los asentamientos y la capacidad de carga con que se diseñen esos pilotes. Generalmente es suficiente detener la exploración al llegar a la roca basal, si ésta aparece en la profundidad estudiada, sin embargo, en casos especiales se hará necesario continuar el sondeo dentro de la roca por métodos rotatorios.

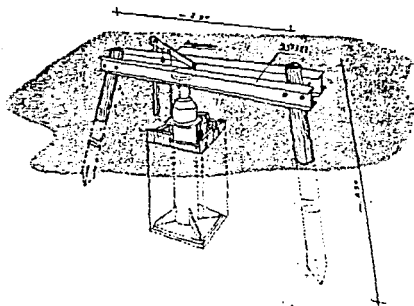
L. ENSAYOS SOBRE EL TERRENO

Consisten en medir el hundimiento de una superficie unitaria conocida, bajo una carga que se aumenta progresivamente, hasta llegar al límite de rotura. Estos ensayos y el cuadro de resultados obtenidos (relación de hundimientos en mm y cargas en kgr). Estos ensayos deben efectuarse sobre el suelo donde se piensan plantar los cimientos y la carga se dispondrá mediante sacos de peso conocido o bien por medio de viguetas metálicas o laminados.

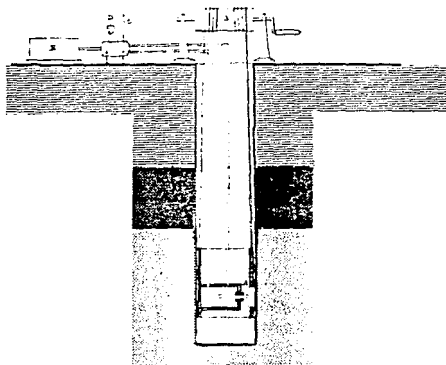
La carga máxima soportada por el terreno es el límite más allá del cual la relación entre los hundimientos y el crecimiento de la carga crece bruscamente. Por lo general se adopta 1/10 de la carga de rotura resultante del ensayo; este importante coeficiente de seguridad es debido a la incertidumbre que en cuanto a su



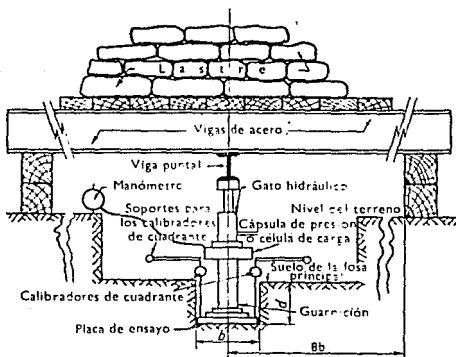
- 6 Aparato de Wolfsholz con lastre, para ensayo de cargas superficiales o medianamente profundas.



- 6 Ensayo de cargas con armazón de pilotes de madera hincados y con prensa hidráulica sobre la placa. Se emplea para presiones poco elevadas y para moderada profundidad. En el centro, la calicata 40" x 40", con encofrado de madera.



- 6 Método de Kögler para ensayo de cargas profundas. Muy adecuado cuando se desea conocer las resistencias de las diferentes capas del terreno.

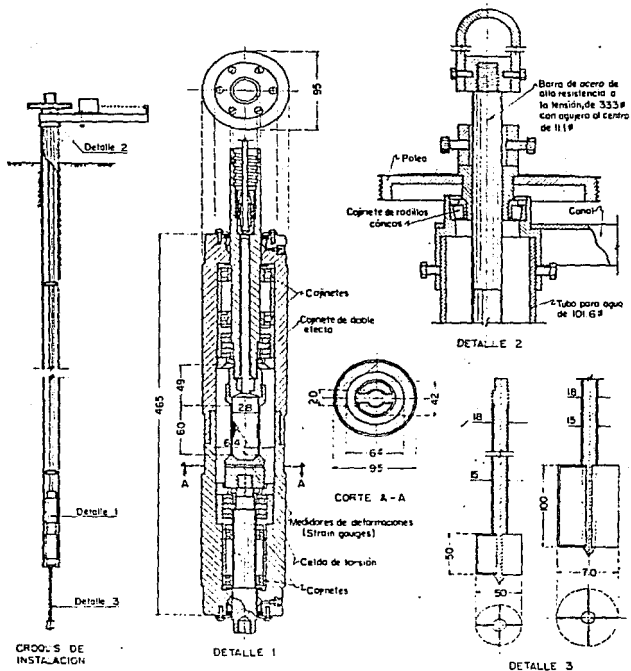


- 3 Disposición del equipo para el ensayo de ensayo en placa

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

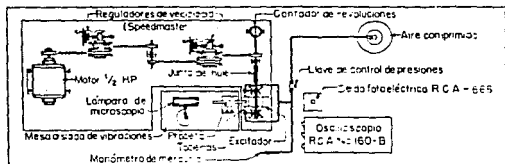
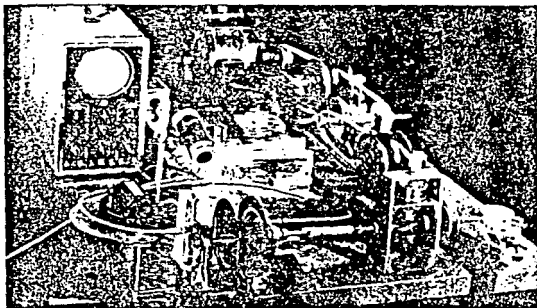
ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



NOTA Aclaraciones en milímetros

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

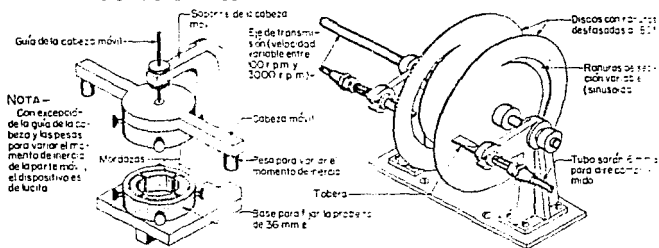
7 Aparato para medir la resistencia al corte de suelos, *in situ* (veleta)



ESQUEMA DE
FUNCIONAMIENTO

SOPORTE DE LA FRECUENCIA

EXCITADOR



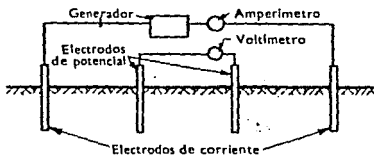
NOTA -
Con excepción de la guía de la cabeza y las pesas para variar el momento de inercia de la parte móvil, el dispositivo es de lucita

7 Aparato para medir frecuencias naturales de oscilación en arcillas

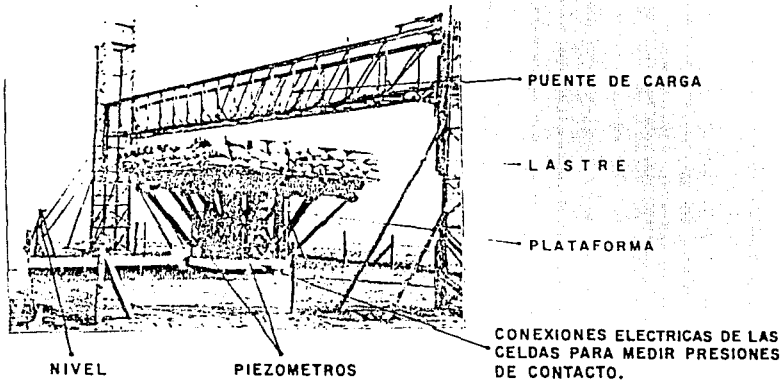
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

homogéneidad presenta el conjunto del terreno de cimentación. Deberán hacerse varios ensayos antes de fijar definitivamente los valores que haya que admitir; este número depende de la superficie que hay que explorar y de la homogéneidad presumible de las capas del terreno.

Prácticamente pueden considerarse como terrenos buenos para cimientos los que son duros, sólidos, sin filtración de agua y los formados por capas horizontales. La resistencia que presentan al pico y la pala, el hundimiento de un piqueta de madera o de hierro, el sonido que producen al ser golpeados, son indicios que permiten apreciar sus cualidades. Antes de iniciar una construcción es conveniente explorar toda la superficie del terreno con el propósito de respetar las sollicitaciones máximas admisibles en las diversas clases de suelo halladas; todo ello con el fin de obtener un asiento regular y uniforme de todo el edificio, asiento que, por otra parte, ha de ser de un valor despreciable.



3 DISPOSICIÓN DE LOS ELECTRODOS PARA EL ESTUDIO DE LA RESISTENCIA ELÉCTRICA



7 Prueba de capacidad de carga en Texcoco. Plataforma y puente de carga

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO 2

CIMIENTOS

**Teoría de
CIMENTACIONES para
Arquitectos**



Arq. Demetrio Urias Donado Sotomayor

A. CIMIENTO DEFINICIONES

Los cimientos son las partes inferiores de una obra, destinadas a soportarla. Cimiento es la estructura que se encuentra dentro del suelo, desde el nivel de plantilla hasta el desplante de los apoyos, es decir, lo que construye el hombre para desplantar la fábrica de un edificio. Es la parte soportante de una estructura, transmisión al terreno de las cargas de la estructura. Es una transición o conexión estructural entre el terreno y la super-estructura. Repartir sobre el terreno el peso de la obra. Bases sobre las que se apoyan las construcciones.

La cimentación depende del tipo de estructura y del tipo de suelo, o sea que es el resultado del análisis de los dos. Es la parte inferior de un edificio que penetra en el suelo o terreno para transmitir a él las cargas de la construcción, permanentes y accidentales.

Para determinar sus dimensiones, debemos conocer el peso total de la obra (totalmente terminada, incluyendo sobre cargas adicionales) y la aptitud portante del terreno sobre el cual descansará la construcción.

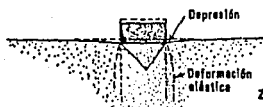
$$\frac{\text{Peso de la obra}}{\text{Superficie de apoyo del terreno}} = \text{Aptitud portante terreno}$$

La aptitud portante o de sustentación de un terreno destinado a construcción viene definida por la carga unitaria (expresada en (Kgs/cm²) bajo la cual, prácticamente, el asiento cesa de aumentar. Esta característica puede ser modificada por la aparición de

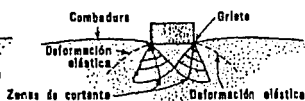
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

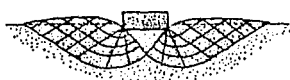
ARO. DEMETRIO URLAS DONADO SOTOMAYOR



a. Etapa de la distorsión elástica y la combadura dentro de la masa



b. Etapa del cortante local y del agrietamiento (según Vesic y Berezantsev)



c. Etapa de la falla general por cortante, simétrica (según Terzaghi)

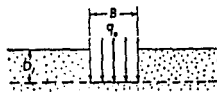


d. Etapa de la falla general por cortante, inclinación hacia un lado

1 Desarrollo de la falla por esfuerzo cortante por debajo de la cimentación.

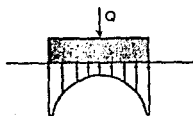


a. Sobrecarga

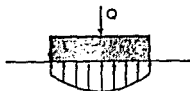


b. Profundidad de la cimentación

1 Sobrecarga y profundidad de la cimentación.

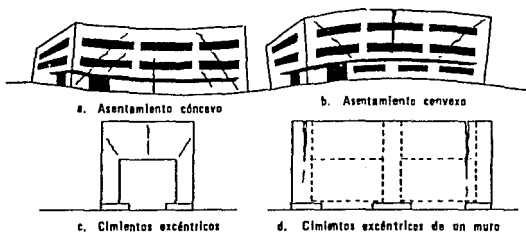


a. Cimentación en arcilla saturada

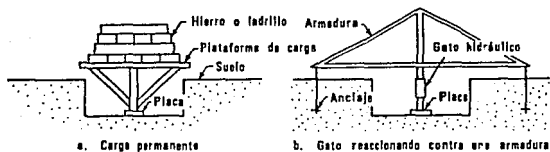


b. Cimentación en suelo no cohesivo

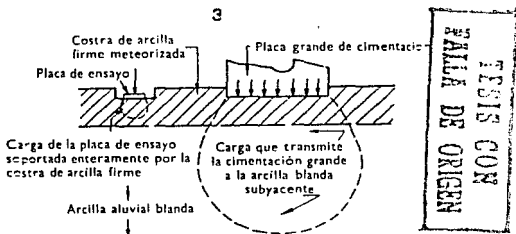
1 Prestión por contacto en la base de una cimentación rígida.



1 Modelos de las grietas por asentamiento.



1 Métodos para ejecutar pruebas de carga.



determinados fenómenos exteriores, tales como heladas, nivel freático, etc.

B. CLASIFICACION DE LOS CIMIENTOS

Según sea la resistencia del terreno podemos distinguir los siguientes tipos:

B.1 SUPERFICIALES

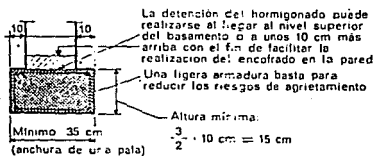
Para obras que descansan directamente sobre el terreno firme, o sea que las cargas de la estructura pasan directamente al terreno resistente situado inmediatamente debajo. Estas son: las zapatas aisladas y las zapatas corridas.

B.2 FLOTANTES

Se usan cuando el terreno resistente no se puede alcanzar por problemas económicos, es decir, que sale demasiado costoso su alcance. Estas son: losas de cimentación, bóvedas de cimentación y el cajón de cimentación o cimentación compensada.

B.3 PROFUNDAS

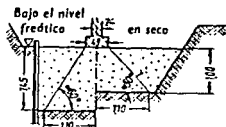
Se usan cuando la capa resistente se encuentra muy por debajo de la estructura (varios metros) y es necesario transmitir estas cargas mediante elementos especiales como pilas, cilindros y pilotes al terreno resistente profundo.



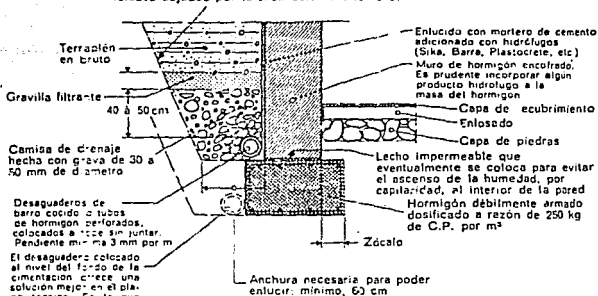
4 Cimentaciones para construcciones de escasa importancia

Un zócalo de 10 cm basta generalmente. La zapata debe descansar sobre un asiento de hormigón drido de 5 cm como mínimo.

2 Cimentación sobre un relleno arenoso

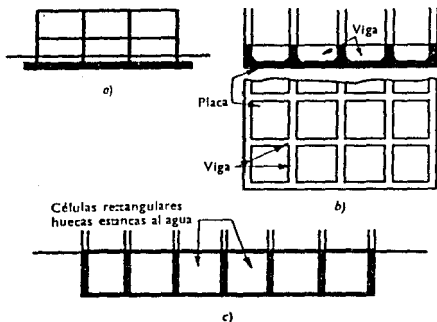


Taludes dejados por la excavación del terreno:



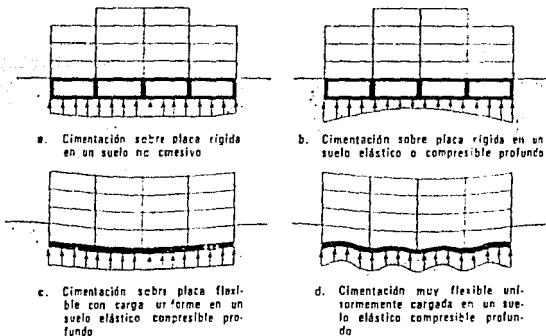
4 Drenaje del terreno junto a las cimentaciones

El drenaje debe colocarse lo más profundo posible.



3 TIPOS DE CIMENTACIÓN DE PLACAS

a) placa plana; b) placa y viga; c) placa celular (o flotante).

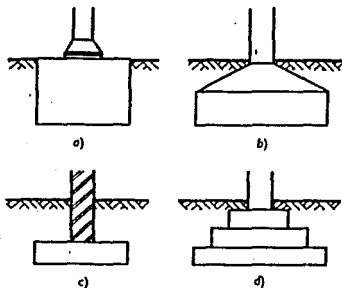


1 Distribución de las presiones en cimentaciones sobre placa.

TEORIA DE CIMENTACIONES

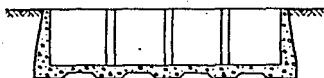
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

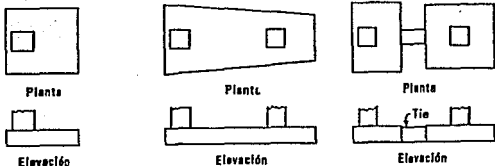


3 TIPOS DE CIMENTACIONES DE ZAPATAS

a) hormigón en masa para una columna de acero; b) hormigón armado con la cara superior inclinada; c) hormigón armado plano; d) hormigón armado escalonado.



3 PISO DE BASAMENTO PROYECTADO PARA CARGAS DE SUPERESTRUCTURAS LIGERAS



a. Cimiento excéntrico

b. Cimiento combinado

c. Cimientos con viga de unión

1 Proyectos de cimientos para evitar los momentos por excentricidad.

C. FUNCIONES DE LOS CIMIENTOS

Para llevar los esfuerzos que proporcionan la estructura; sean de comprensión o tracción; hasta el suelo firme, distribuyéndolos de modo y de manera que no le soliciten bajo tensiones mayores que las que puede soportar. Mediante factores de seguridad nos protegemos de inexactitudes en la predeterminación de su capacidad portante. Los cimientos mediante efectos de rozamiento y adherencia al suelo pueden llegar a soportar cargas horizontales e incluso tracciones. Es por eso, que es de vital importancia tener claro todos los resultantes de los esfuerzos que transmite la estructura y su área de acción.

D. PROPOSITO DE LOS CIMIENTOS

Ser suficientemente resistente para que al ser sometido a cargas verticales no se rompa por punzamiento. Soportar los esfuerzos de flexión que producen la reacción del suelo. Acomodarse a los posibles movimientos del suelo, sean hinchamientos o abultamientos o retracciones, sean suelos inestables o mineros, o suelos en zonas sísmicas. Soportar la agresión de compuestos que se encuentran en el suelo o en el agua contenida en este. Soportar la presión del agua cuando ésta exista.

E. DISPOSICION DE LOS CIMIENTOS

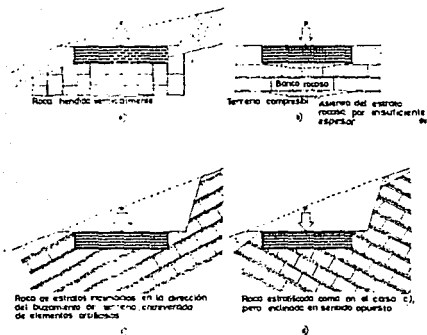
Para evitar posibles deslizamientos, el asiento de los cimientos debe ser perpendicular a la dirección de los esfuerzos transmitidos. En cimentaciones normales

sobre suelo inclinado, deberán construirse escalones, macizos bajo bóveda, estribos de puente, macizos de anclaje, etc.

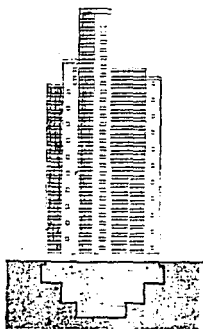
F. FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACION

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada, depende de varios factores como su función, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura. Debido a las relaciones de existentes y entre estos factores, usualmente pueden obtenerse varias soluciones aceptables para cada problema de cimentación. Por lo tanto el criterio determina un papel muy importante en la Ingeniería de cimentaciones. Al elegir el tipo de cimentación, el especialista debe dar los siguientes pasos sucesivos:

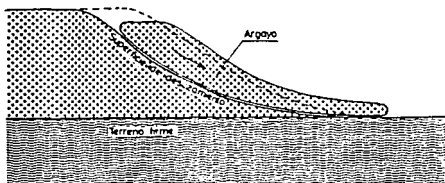
- Información aproximada con respecto a la naturaleza de la superestructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación.
- Determinar las condiciones del subsuelo.
- Considerar brevemente cada tipo de cimentación para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevaletientes, si serían capaces de soportar las cargas necesarias y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. Eliminando los inadecuados.



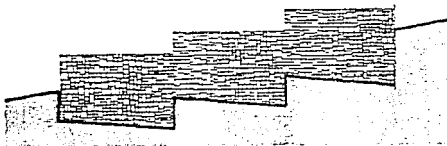
6 Situaciones peligrosas para cimientos directos sobre terrenos resistentes sólidos.



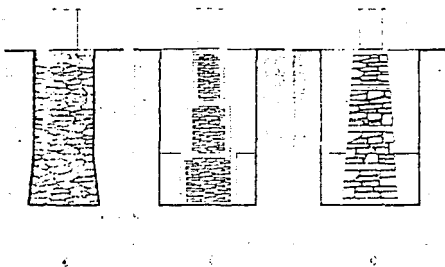
6 Disposición de las profundidades que deben darse a los cimientos de un edificio formado por cuerpos de diferente altura, a fin de corregir la desigualdad de asientos (Sowers).



- 6** Deslizamiento profundo en terreno arcilloso, provocado por filtraciones de agua.



- 6** Cimientos corridos escalonados.



- 6** Tipo de cimientos corridos de mampostería.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras, teniendo información más detallada de cargas y del subsuelo.
- Preparar una estimación de costos de cada alternativa viable de cimentación y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

G. MATERIALES UTILIZADOS

Se pueden hacer cimentaciones con los materiales tradicionales utilizados en la construcción; sin embargo, a causa de su deficiente comportamiento en determinados medios, se usan muy pocas veces la madera y el hierro. La madera puede ser conveniente en medios acuíferos, a condición de que permanezca constantemente sumergida en tal sitio, las variaciones de humedad y sequedad conducen a su deterioro. El empleo de hierro ofrece un grave inconveniente y es el de su rápida oxidación, al ser usado en cimentaciones debe estar protegido en forma eficaz y duradera.

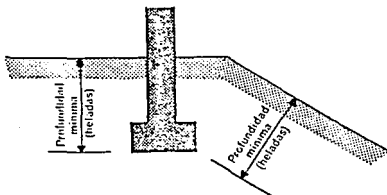
La piedra se emplea con mucha frecuencia en el establecimiento de cimentaciones; esa mampostería puede ser de adoquines o mampuestos, también se puede emplear el ladrillo o el concreto (armado o sin armar). Es conveniente que los materiales a emplear sean resistentes al hielo y a la humedad. En la actualidad se usa con más frecuencia el concreto reforzado, ya que de todos los materiales es el más versátil para este tipo de uso; sobre todo en edificaciones grandes, de más de un

nivel. Los materiales utilizados deben resistir estos tres tipos de desgaste: Desgaste propio, Desgaste por elementos naturaleza y Desgaste por el peso excesivo.

G.1 CIMIENTOS DE PIEDRA

Para cargas ligeras son convenientes y económicos, en terrenos poco resistentes y para cargas pesadas no son adecuados, pues su peso propio es tan exagerado que en ocasiones llega a ser igual o mayor que la carga reciben. La inclinación de su escarpio no debe ser menor de 50 grados y de preferencia 60 grados, con relación a la horizontal. Cuando se hacen con piedra braza, por construcción no deben de tener menos de 25 cms en su parte alta. Las piedras deben colocarse de tal manera, que al manera que al recibir la carga, no traten de desalojarse.

Si el cimiento es colindante, conviene construirlo más profundo que los demás, logrando de esta forma que la tendencia al volteo se contrarresta mejor; el escarpio no resulta demasiado inclinado y la construcción queda más protegida contra la posible excavación exagerada del predio colindante. En casas pequeñas, los cimientos perpendiculares al colindante y los amarres de concreto armado que casi siempre se usan sobre los cimientos de piedra, generalmente son capaces de evitar que el colindante se voltee, pero cuando éste es largo (cocheras) es importante poner en su centro un amarre que lo ligue con algún cimiento paralelo; este amarre funciona a manera de tensor y el terreno mismo como compresor.

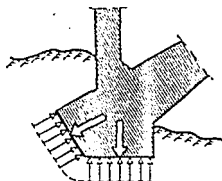


Profundidad mínima de 5 a 8 cm por grado por debajo de 0°

4 Profundidad mínima de las cimentaciones (caso general)

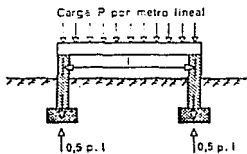


4 Cimentaciones en roca



4 Disposición de las cimentaciones

El plano de transmisión de los esfuerzos debe ser perpendicular a las cargas o presiones ejercidas por la construcción.



4 Reacción sobre el suelo de una losa colocada sobre dos sostenes

G.2 CIMIENTOS DE CONCRETO

Usados en zapatas, zapatas corridas, cosas, bóvedas, cajones, etc. Siempre deben usarse de concreto armado, esto con el fin de evitar dilataciones o asentamientos. Los cimientos de concreto armado se calculan contra la flexión, contra el deslizamiento de las varillas y contra el esfuerzo cortante.

G.3 CIMIENTOS DE METAL O HIERRO

Su uso se ha limitado al ser desplazados por los de concreto. Se calcula, se reduce al de viguetas que lo forman. Los aislados se construyen con viguetas que se van cruzando en varias direcciones. Para protegerlos de la oxidación, generalmente se recubren de concreto que se puede armar solamente con algunos alambrones para evitar su desprendimiento.

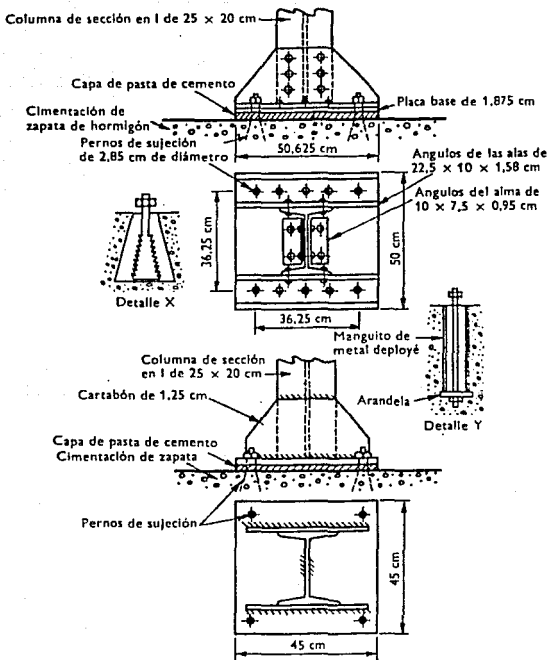
H. PLANTILLAS DE DESPLANTE

Son luna o varias capas de pedacería, piedra o concreto pobre que, con mezcla y apisonadas se colocan sobre el terreno por construir, bajo lo que serán los cimientos. Si en un punto del terreno concentramos un peso, naturalmente tiende a hundirse; ese peso puede ser el pie de una persona o cualquier otro elemento; pero si bajo él se pone un pavimento o plantilla, este repartirá las presiones en un área mayor y el asentamiento se disminuirá o anulara. Para la persona que sobre él anda, parece que el terreno adquirió mayor resistencia; sin embargo, la plantilla no aumenta en absoluto la

TEORIA DE CIMENTACIONES

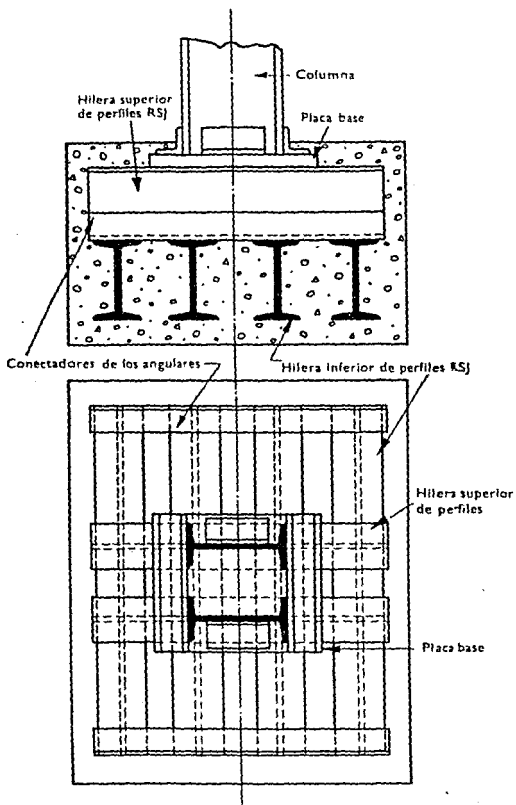
PARA ARQUITECTOS

ARG. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



3 BASES TÍPICAS PARA COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL.

(Superior): Bases de columnas remachadas y atornilladas. (Inferior): Base de columna soldada.
Detalle X: Cavidades para los pernos de sujeción arponillos. Detalle Y: Perno de sujeción
y arandela embutidos en la base antes de colocar la columna



3 BASE DE EMPARILLADO PARA COLUMNA DE ACERO MUY CARGADA

resistencia del terreno. No porque bajo cualquier cimienta haya una placa, aunque sea de acero, el terreno va a poder cargar un peso mayor. Basado en lo anterior, hay quienes dicen que las plantillas no sirven para nada; pero evidentemente tienen sus ventajas y finalidades:

- Al comprimirse llena los vacíos del terreno superficial.
- Empareja o nivela la superficie de desplante.
- Sirve de molde inferior a los cimientos de concreto.
- Bien hecha, es un aislante de humedad para la cimentación.
- Bajo los cimientos de piedra de mamposteo, reparte las cargas que concentran los filos de las piedras que no quedan bien asentadas.
- Si se hace a máquina, sirve además para investigar las desigualdades del terreno, y con frecuencia localiza huecos o cimientos antiguos, situados bajo el nivel de desplante, que de otra manera podían haberse ignorado, causando a la construcción graves perjuicios.

En el Valle de México, las plantillas tienen la desventaja de que frecuentemente (sobre todo cuando se hacen con aplanadora) descomponen la estructura del terreno superficial haciendo que disminuyan su resistencia. Además, la plantilla gruesa aumenta el peso del edificio. Para cimentaciones de concreto, en terrenos vírgenes y uniformes, la plantilla debe ser delgada; para los

cimientos de piedra un poco más gruesa, y en terrenos que ya han sido construidos, es preferible hacerla con aplanadora, para investigar el subsuelo inmediato al desplante. La plantilla debe tener un espesor entre 5 cms. y 8 cms.

I. ATAGUIAS

Son elementos que se colocan como muros de contención para sostener un terreno, o se hincan al derredor de él para evitar o disminuir la transición de presiones al los colindantes. Son indicadas para soportar las tierras laterales o para construir en terrenos, como los arenosos, que al recibir las cargas verticales tratan de desalojarse horizontalmente. Para que la atagúas trabajen, como tales es necesario que no se rompan o flexiones y que no se desalojen horizontalmente. Se pueden sostener de la siguiente manera:

- Empotradas en su parte baja.
- Con puntales.
- Con acodamientos.
- Ligándolas con las de lado opuesto.
- Empotrándolas en la parte alta.
- Uniéndolas entre sí a manera de zuncho.

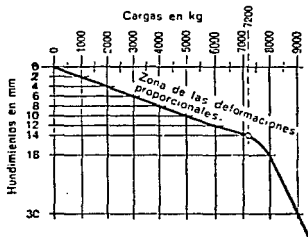
J. CONDICIONES QUE DEBE TENER UN BUEN CIMIENTO

- 1) Tener el espesor necesario para la carga a soportar según lo exija la clase de terreno.
- 2) Repartir uniformemente las cargas para asegurar así la estabilidad del edificio, o sea que no carguen en unos puntos más que en otros.
- 3) Ser impermeable a fin de evitar humedades.
- 4) Tener una buena construcción.
- 5) Colocarse a una profundidad adecuada.

K. CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS

Cuatro formas principales de cimentación y de tratamiento del subsuelo, incluyendo algunas variantes, se presentan como viables:

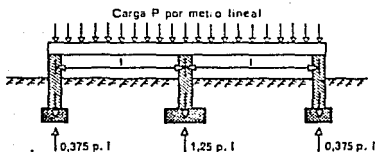
- Relleno de cavidades e inyección.
- Excavación y relleno compactado.
- Refuerzo de techo y protección contra el intemperismo.
- Cimentaciones profundas.



4 Diagrama de las presiones

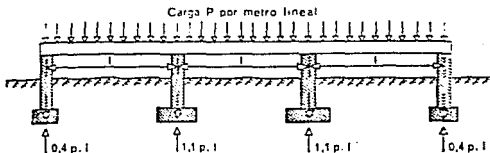
Presiones sobre terreno comprobado: $\frac{7.200 \text{ kg}}{400 \text{ cm}^2} = 18 \text{ kg/cm}^2$

Presión admitida sobre el terreno: $\frac{18 \text{ kg/cm}^2}{10} = 1,8 \text{ kg/cm}^2$



4 Reacción sobre el suelo de una losa colocada sobre tres sostenes

(dos tramos iguales).



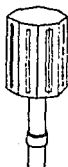
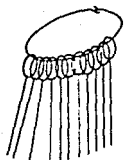
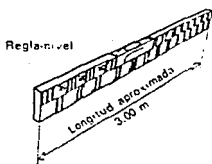
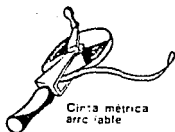
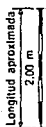
4 Reacción sobre el suelo de una losa sobre cuatro sostenes

(tres tramos iguales).

TEORÍA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARG. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

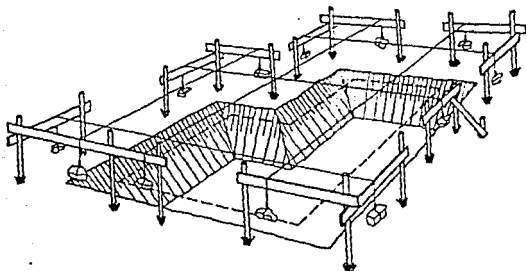


4 Material necesario para el replanteo

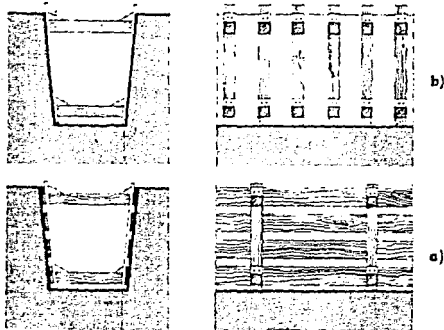
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



4 La red de alambres sostenida por los caballetes o las silletas materializa las alineaciones de las paredes durante la ejecución de las excavaciones, de las cimentaciones y de los muros del subsuelo.



6 Entibaciones para zanjas de profundidad limitada.

L. PREPARACION DEL TERRENO

A criterio del constructor se debe eliminar la capa superficial de tierra vegetal (humus) y hacer el desplante sobre una capa de terreno resistente. Es recomendable que la capa sobre la cual se desplantará la cimentación quede por encima del nivel de las aguas freáticas, esto en el caso de cimentaciones superficiales y flotantes, de esta forma el terreno no perderá su humedad constitutiva a la vez que la excavación será realizada con mayor facilidad; por no tener que hacer drenes, ni bombeos. La instalación de oficinas, zonas de almacenamiento de materiales de construcción, deben quedar bien localizados en el terreno, de tal manera, que no estorben las excavaciones a realizar y que en lo futuro tengan que ser movidos para continuar con estos trabajos.

M. TRAZOS

La exactitud en todo el desarrollo de una obra dependerá del trazo correcto y minucioso tanto de los ejes de cimentación y sus anchos, como de los ejes principales de este. En obras pequeñas, el trazo se realiza mediante estacas de madera de unos 50 cms de largo, y 4 x 4 cms de sección; e hilos especiales para este tipo de trabajo, así como también una crayola blanca y otra roja y clavos de dos pulgadas de largo. Inicialmente se trazan los ejes de la cimentación, para lo cual se pueden usar tramos de varilla de 1/2 pulgada o 3/8 de pulgada por unos 60 cms de largo, la cual deberá enterrarse lo suficiente en el terreno, de tal manera que al tensar los hilos no se desvie la varilla.

Luego de trazar los ejes se colocan dos estacas a cada lado de la cimentación con el fin de marcar el ancho de la misma; sobre estas estacas se clava de extremo a extremo una pieza de madera de 2 x 1 pulgadas y largo variable (según en ancho del cimiento) seguidamente se traslada la marca del eje a esta pieza y en el lugar preciso se coloca un clavo para amarrar el hilo del eje y los hilos que determinarán el ancho de la excavación; así como también los vértices de los ángulos. Para el trazo de ángulos rectos, generalmente se usa el sistema basado en un triángulo rectángulo cuyos catetos son múltiplos respectivamente de 3 y 4 y su hipotenusa múltiplo de 5 ó sea la conocida regla del "3-4-5" en donde el ángulo recto queda formado entre los lados múltiplos de 3 y 4.

Una vez efectuadas las excavaciones de los cimientos se colocan niveletas, en los extremos y centros de la cepa, todas a un mismo nivel, el cual se marca por medio de un nivel de manguera, o un nivel montado topográfico. El objeto de estas niveletas es poder proporcionar un plano horizontal nivelado a toda la excavación, a la vez que marcar el centro de las zanjas o cepas y los anchos de cimiento por medio de plomadas. En obras grandes o de mayor importancia, o cuando se requieran ligar construcciones, o en urbanizaciones el trazo debe hacerse por medio de un tránsito de topografía substituyendo las estacas de madera por mojoneras de concreto en cuyo centro se coloca una varilla de $1/2$ ó $3/8$ de pulgada.

En el caso de trazos complicados es conveniente rectificarlos varias veces para tener la absoluta seguridad

de que se han hecho correctamente, procurando efectuar toda clase de cierres parciales para evitar, en lo posible, y una vez checados todos los puntos de referencia, se sustituyen las estacas de madera por las mojoneras de concreto. En caso de edificios de varios niveles, es indispensable efectuar sobre cada losa el trazo de los ejes principales tanto de muros, como de centros de columnas, con objeto de lograr una perfecta correspondencia entre planta y planta.

N. ASIENTOS O ASENTAMIENTOS

Los asientos son consecuencia de:

1. Consolidación del suelo, aumento de densidad y disminución del volumen. Incrementando la capacidad portante del suelo poco a poco se puede lograr detener los asientos.
2. Desplazamiento lateral en los suelos cohesivos.
3. Eliminación de agua.
 - a. Por desplazamiento lateral como en el caso de las arcillas o por consolidación de suelos granulares.
 - b. Por desecado estacional o por causa de pozos o arboles.
 - c. Por bombeo o extracción masiva del agua del subsuelo, o por bombeo para mantener seco el fondo de una excavación.

4. Por flujo plástico del suelo al ser solicitado por un cimiento.
5. Por actividades mineras o el hundimiento de cavernas naturales.
6. Por erosión del subsuelo inmediato al cimiento por efecto del viento y del agua.

Exceptuando el caso de rocas sin fisurar, siempre tiene que esperarse que se produzcan asentamientos. El cimiento debe cumplir con la necesidad de reducirlos a una cuantía aceptable y asegurar que su distribución sea lo más uniforme posible a fin de evitar en la estructura, deformaciones excesivas o la aparición de grietas. Los asentamientos diferenciales entre apoyos no deben de exceder de 20 mm y la relación entre el asiento de dos puntos de la estructura y su separación no debe superar el $1/300$. De esta manera se evitará sobresolicitar a las uniones estructurales por efecto de una distorsión angular excesiva. Si bien es cierto que las estructuras pueden adecuarse, mediante su rigidización, para absorber estas sollicitaciones, no es menos cierto que los esfuerzos que se provocan son enormemente altos, lo que da lugar a estructuras muy costosas.

En cimentaciones flotantes flexibles los asentamientos diferenciales pueden limitarse a $1/500$ de su ancho, ello da una razonable seguridad respecto al riesgo de que entre dos apoyos interiores no haya una distorsión angular mayor de $1/300$ de la luz. Puede suceder que aun cuando la estructura admita un cierto asiento se produzca

la rotura de elementos más rígidos tales como tabiques y revestimientos. Las pendientes de los desagües del edificio también pueden ser modificadas por esta causa, por lo que es conveniente tomarse ciertos márgenes de seguridad. Si se prevee que un edificio pesado tenga asientos importantes, valores próximos a 150 mm. se deberá lograr que sean lo más uniformes posibles.

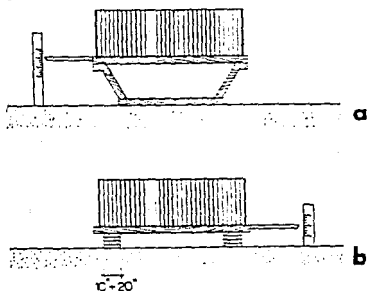
En suelos cohesivos los asientos de un cimiento son aproximadamente proporcionales a los de la placa cuadrada que trasmite la misma carga por unidad de superficie. En suelos granulares el asiento normalmente es menor y no siempre es proporcional al ancho de los cimientos. Antes que realizar una estimación al azar se deben checar todos los métodos que nos den información sobre el caso. Es importante tener en cuenta las características del suelo dadas por los ensayos, tales como densidad, contenido de humedad, permeabilidad, así como el perfil del suelo y el nivel freático y sobre todo el resultado de los ensayos de consolidación.

Ñ. NIVEL FREÁTICO - DRENES Y BOMBEO

Para cimentaciones profundas o flotantes donde las excavaciones son de tal profundidad, éstas se inundan por atravesar el nivel freático o el nivel de aguas subterráneas, en estos casos es indispensable, para poder efectuar el trabajo de la excavación así como para poder proceder a la construcción de la cimentación, realizar un sistema de drenes del terreno con objeto de recolectar el agua en pozos convenientemente situados a fin de bombearla hacia el exterior.

Al iniciar la excavación y encontrar los primeros mantos acuosos, se deberá realizar sobre el terreno la excavación de canales o zanjas recolectoras (drenes) que recojan el agua de las zonas colindantes y la lleven a una perforación más profunda o pozo en donde se coloca una bomba para extraerla y sacarla al exterior del predio. Es preferible mandarla a un pozo de absorción fuera de las colindancias de la excavación, estableciendo de esta manera un ciclo de retorno del agua bombeada.

Para este tipo de trabajo se utilizan bombas portátiles del tipo centrífugo accionadas por un motor a gasolina o diésel, y con diámetros variables según la necesidad. Es conveniente que el tubo de succión de estas bombas este constituido por una manguera de hule con una pichanca o cedazo en su extremo, para facilitar la absorción de está. Los drenes y canales irán bajando al mismo tiempo que se vaya profundizando la excavación.

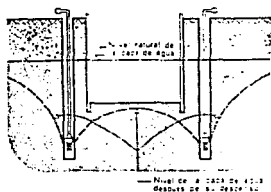


- 6 a) ensayo de cargas para terrenos detríticos - placa de carga realizada con entablado de madera.
- b) ensayo de cargas para terrenos coherentes - placa de carga realizada con cuatro pilares de ladrillo o de hormigón.

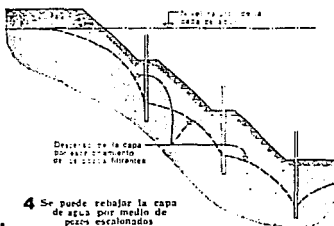
TEORA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

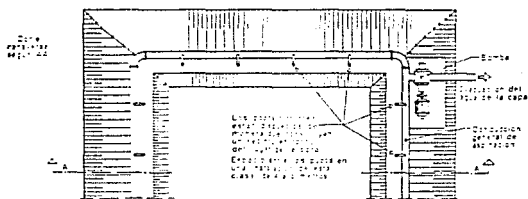
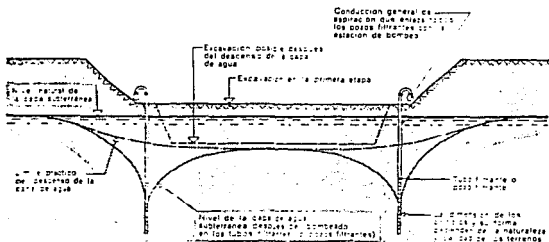


4 Realización de una zanja mediante la reducción de la capa de agua



4 Se puede rebajar la capa de agua por medio de pozos escalonados

(Esta solución sólo puede ser tomada en caso de que cuando la profundidad de excavación es inferior a 6 metros.)



4 Reducción de la capa de agua sistema Well-Points

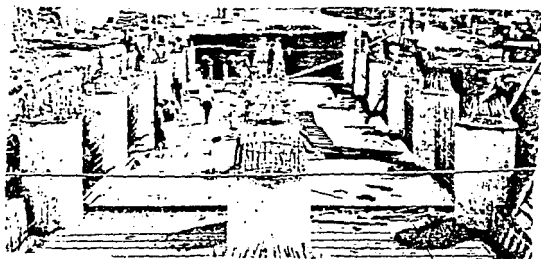
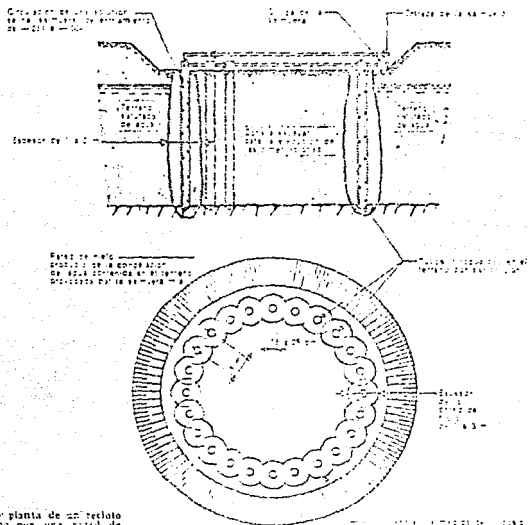
Este sistema permite realizar las cimentaciones en caso de un terreno saturado de agua. El principio consiste en rebajar el nivel de la capa de agua mediante un sistema de puntos filtrantes.

* A partir de este valor es preciso disponer de una bomba que trabaje por inmersión en cada punto. Cuando el trabajo se realiza en excavaciones muy profundas se procede según se ve más arriba con sucesivas excavaciones.

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



8

CAPITULO 3
SUPERFICIALES
ZAPATA Aislada
ZAPATA Corrida

Teoría de
CIMENTACIONES para
Arquitectos



Arq. Demetrio Urias Donado Sotomayor

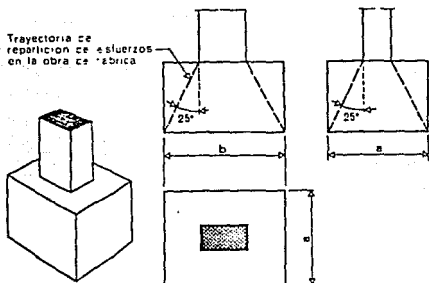
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

A. ZAPATA AISLADA

Una zapata de cimentación es una placa de notable grueso relativo, constante o variable, por intermedio de la cual un pie derecho o un muro se apoya sobre el suelo o sobre pilotes. Consisten generalmente en un cuerpo regular de concreto colocado a poca profundidad bajo el nivel superficial del terreno y sirven para sostener una columna del edificio. Las zapatas aisladas son el tipo más común de cimentaciones para edificios.

La superficie inferior de las zapatas debe ser tan firme como el mismo suelo en el que se apoyan, hasta una profundidad mínima de 1.5 veces la anchura de las zapatas. Así mismo el suelo de cimentación debe tener la misma clasificación que se especifica en los planos. Con frecuencia, las condiciones del suelo cambian mucho de una zapata a otra, en general una zapata debe apoyarse sobre un suelo uniforme, si hay cambios notables, es preciso discutirlos con el ingeniero. Por lo común en terrenos inclinados las zapatas se escalonan a manera de escaleras; a veces, cuando la inclinación de la superficie del terreno es muy ligera, las cimentaciones se cuelean de modo que se conformen a la inclinación del terreno.

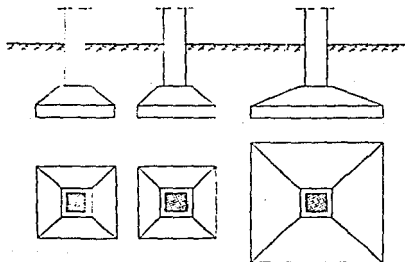
Cuando una zapata deba encontrarse cerca de otra y a mayor elevación, es común restringir la colocación de tal modo que un plano trazado desde la parte inferior de la zapata más alta, a un ángulo de 45 grados de la horizontal,



4 Macizo bajo un pilar

4 Repartición de esfuerzos en los macizos de la obra de fábrica

Para las zapatas de obra de fábrica bajo pilares, la repartición de los esfuerzos se cuenta en base a 25° para evitar toda clase de esfuerzos de tracción en la parte baja de la zapata.



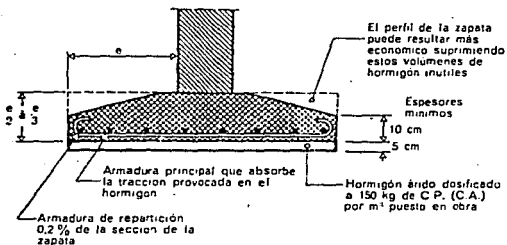
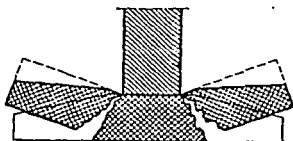
4 Zapatas aisladas para apoyo de pilares
 Corte y planta.

no intersecte a la zapata más baja; la zapata inferior se deberá construir primero. Si se hace necesario poner una zapata a menor distancia que la líneas de 45 grados, puede ser necesario limitar el valor de capacidad de carga para la zapata superior y puede esperarse que la zapata inferior tenga asentamientos un poco mayores, puesto que soportará parte de la carga de la zapata superior; quizá sea mejor colocar la zapata superior a mayor profundidad.

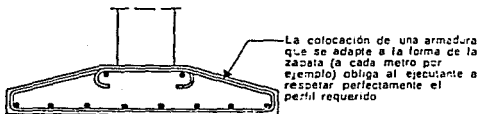
Así mismo, sería posible modificar la localización de la zapata superior y hacer un diseño especial para la conexión entre la columna y la zapata. Hay otro problema relacionado con las cimentaciones en suelos estratificados o rocas sedimentarias. Aunque el suelo o la roca sea firme, cada plano de deposición situado a la derecha de la zanja es un plano posible de corrimiento o deslizamiento. La cuña ABC no puede utilizarse para soporte de cimentaciones; la zapata de la derecha deberá mantenerse más allá del punto C; por lo contrario, la zapata de la izquierda puede situarse más cerca de la zanja.

Las zapatas aisladas por lo general son de planta cuadrada, pero en la proximidad de la colindancia del terreno suelen hacerse rectangulares o bien circulares cuando los útiles de excavación dejan los pozos en esta forma. La elevación a la que se desplanta una zapata, depende del carácter del subsuelo, de la carga que debe soportar y del costo del cimientto. Ordinariamente, la zapata se desplanta a la altura máxima en que pueda

- 4 Zapata de gran anchura y de poca altura
Bajo el efecto del empuje del suelo tiende a romperse.



4 Armadura de las zapatas de las cimentaciones

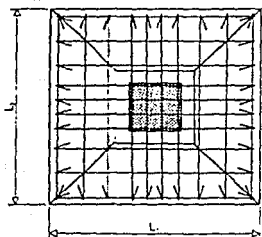
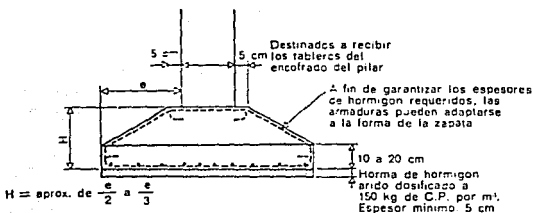


4 Disposición particular de la armadura

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRO URRAS DONADO SOTOMAYOR

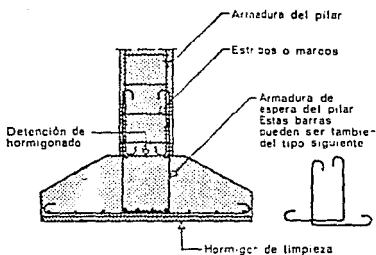


4 Zapata de hormigón armado bajo un pilar sin armar

Corte y planta.

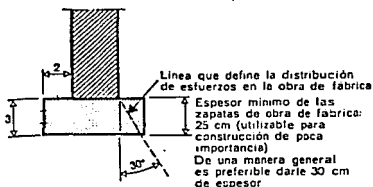
$$H \approx \text{de } \frac{e}{2} \text{ a } \frac{e}{3}$$

En el caso de zapatas rectangulares, $L_1 \approx 1,5 L_2$, como máximo.

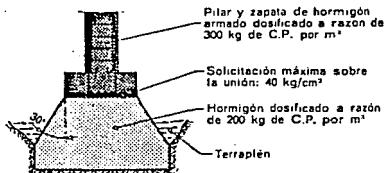


4 Corte de una zapata de hormigón armado con armadura de precaución

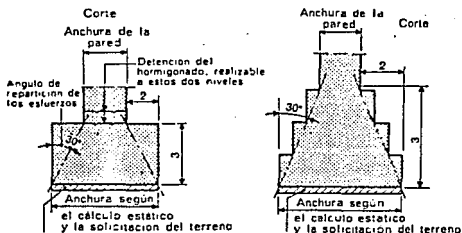
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



4 Zapata de obra de fábrica



4 Corte de una zapata de obra de fábrica que soporta un pilar (o una pared) a través de un bloque de hormigón armado.



Hormigón árido (hormigón de limpieza) dosificado a 150 kg de C.P. (C.A.) por m³, espesor mínimo de 5 cm para proteger el hormigón contra la contaminación

4 Zapata de cimentaciones de escasa anchura

4 Zapata de cimentaciones en escalones

(Ahorro de materiales, sensible para zapatas de basamento de gran anchura.)

encontrarse un material que tenga la capacidad de carga adecuada.

Este tipo de zapatas, de forma piramidal, pueden hacerse indistintamente con obra de fabrica o con concreto armado o sin armar. Para las zapatas de obra de fabrica bajo pilares, la repartición de los esfuerzos se cuenta en base a 25 grados para evitar toda clase de esfuerzos de tracción en la parte baja de la zapata. Para zapatas de concreto armado los esfuerzos de tracción que existen en la parte inferior de está, se manifiestan según las dos direcciones de los ejes principales. La absorción de estos esfuerzos implica la colocación de armaduras superpuestas, cada una sirve a la vez de armadura principal en su sentido y de repartición en el otro. Este tipo de cimentación se usa en suelos compactos de baja compresibilidad y para estructuras donde los hundimientos diferenciales entre columnas, pueden ser soportados por la flexibilidad de superestructura sin daño para la construcción.

O bien, cuando esos hundimientos diferenciales son de un valor tan bajo que sus efectos en los elementos estructurales son absorbidos mediante uniones apropiadas entre ellos. Las zapatas para columnas se deben revisar o diseñar para seis condiciones de esfuerzo:

- 1). La presión de contacto o compresión de la parte superior de la zapata por las cargas de la columna.
- 2). Presión producida en el suelo debajo de la zapata.

- 3). Esfuerzos por tensión diagonal.
- 4). Esfuerzos producidos en el acero por el momento.
- 5). Esfuerzos de compresión producidos en el concreto por el momento.
- 6). Esfuerzo de adherencia entre el acero y el concreto.

Quando una zapata va a cargar dos o más columnas, se le llama zapata combinada. Se pueden dar dos situaciones: a) cuando dos columnas están tan cercas una de la otra que zapatas separadas se traslaparían o serían de dimensiones antieconómicas. b) cuando una columna exterior que no se puede construir simétrica por limitaciones impuestas por los linderos o por otras restricciones. En cada caso en centroe de la zapata combinada debe coincidir con la resultante de las cargas de las dos columnas.

Las zapatas con contratrabe son realmente dos zapatas separadas de columnas unidas por una viga, esta viga debe ser rígida, su función se simplifica al máximo si se evita que reciba la presión del suelo por debajo, excepto para soportar el peso de la viga. Las zapatas aisladas, se pueden combinar con pilotes, los cuales funcionan como una serie de reacciones relativamente concentradas para la zapata y en el proyecto se considera como carga concentrada.

Los cimientos aislados, muy indicados en terrenos fuertes, sólo por excepción son convenientes en el Valle

de México, en este las cimentaciones deben ser lo más ligadas posibles, por tanto, son preferibles los cimientos corridos o de plataforma. Las zapatas aisladas conviene ligarlas con elementos que se acostumbran llamar trabes de liga, trabes de rigidez o contratraves, las cuales permiten diseñar las zapatas sólo con carga vertical. Las trabes de liga tiene las funciones siguientes:

- 1). Absorber los momentos originados por la acción del sismo, transmitidos por las columnas a la cimentación.
- 2). Reducir la esbeltez de las columnas.
- 3). Absorber hundimientos diferenciales en la cimentación provocados por hundimientos en el terreno.
- 4). Absorber excentricidades de carga en zapatas de lindero.

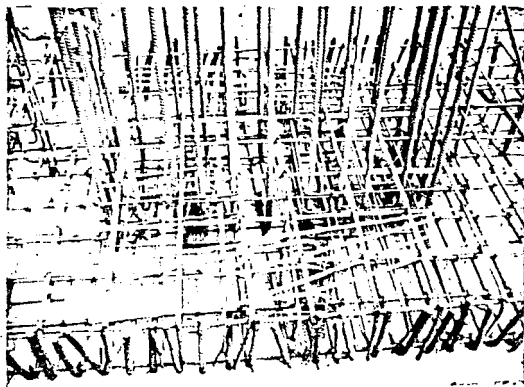
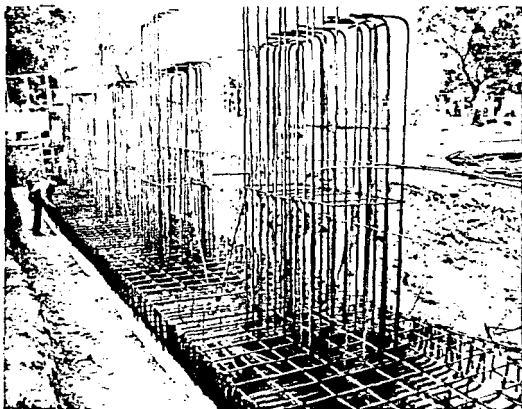
B. ZAPATA CORRIDA

Las zapatas corridas tales como la de los muros y las continuas, Así como las cimentaciones con trabes, son zapatas aisladas alargadas, a la longitud suficiente para recibir un muro o una hilera de varias columnas, e incluso toda una planta completa del proyecto. Con frecuencia las excavaciones para este tipo de zapatas largas se puede hacer con excavadoras de zanjas, lo que constituye a un sistema rápido y económico. Esas excavaciones se pueden recortar en forma manual hasta el tamaño exacto de las zapatas corridas que se vayan a instalar, colando el concreto sin necesidad de utilizar cimbras laterales. La

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

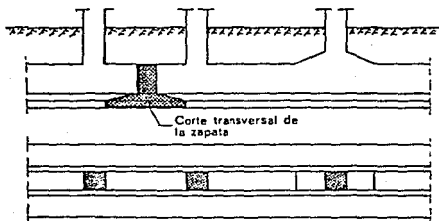


eliminación del trabajo de carpintería para el cimbrado puede ahorrar tiempo y dinero. Esas cimentaciones por lo general van reforzadas.

Las zapatas corridas tienen la ventaja de que sirven como puentes sobre las zonas blandas locales; por consiguiente ofrecerán un apoyo más uniforme para un muro o una hilera de columnas que las zapatas individuales. Estas zapatas, destinadas a repartir la carga recibida por el conjunto de pilares o de muros, debe reforzarse con una viga en su parte superior; esta viga constituye un arriostramiento favorable a la estabilidad de la obra; puede ir provista de acartelamientos o estribos para satisfacer los requerimientos de los momentos o de los esfuerzos cortantes. Su armadura dispuesta longitudinalmente, es perpendicular a la armadura de la zapata.

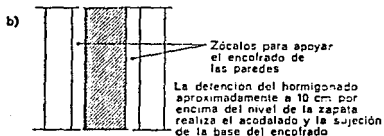
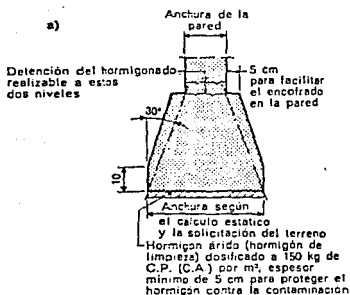
La anchura de la zapata, que puede ser variable, debe respetar los principios de la repartición de cargas sobre el terreno. Las zapatas deben presentar un elevado grado de rigidez, que asegure la uniforme distribución de la carga en la base; de ahí que sus dimensiones han de ser holgadas respecto a las tensiones que sufre, y la altura de las ménsulas, en el empotramiento de la viga, deberá ser, cuando menos de $1/2$ a $1/3$ del voladizo.

Las cimentaciones en forma de zapatas o de basamentos continuos se acostumbra a disponerlas directamente en zanjas abiertas en la tierra, no requieren de encofrados laterales, salvo en casos particulares. Las paredes de las zanjas sirven de encofrado. La anchura de las zapatas no



4 Zapata continua para apoyo de pilares

La superficie de esta zapata es equivalente al total de las superficies de las zapatas aisladas.



4 Zapata de gran anchura hecha con hormigón encofrado

a) Corte

b) Planta.

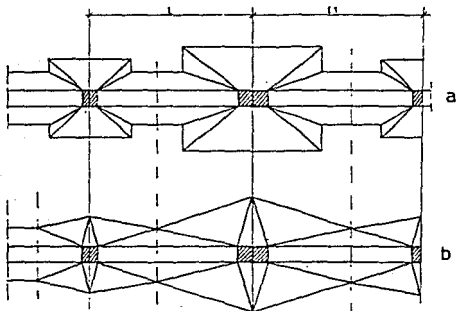
debe ser inferior a 35 cms., pués éste valor viene determinado por el ancho de la pala que se emplea en la excavación.

En construcciones de poca complejidad (casas de recreo, garage, galpones, pabellones, etc.), cuyas cargas y luces son normales los retallos de las cimentaciones suelen ser de 10 cms., éste valor basta para transmitir en un buen terreno las cargas de la construcción. El material empleado es concreto, en una dosificación de 200 Kgs. de cemento por m³ de concreto. Si bien estáticamente éste concreto no necesita armadura, unos ligeros hierros longitudinales (3/8") permite formar un encadenamiento cuya eficacia suprime ciertas deformaciones creadas por la falta de homogeneidad de los terrenos.

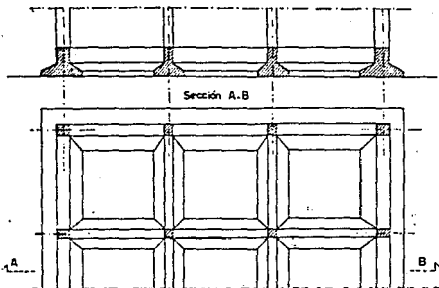
Los estribos permiten la colocación de una armadura superior, hacen homogénea la sección y se oponen a posibles grietas. Para construcciones de mayor importancia (viviendas con varios niveles, construcciones industriales, colegios, etc.) la dimensión o anchura de las zapatas se deduce por el cálculo de las cargas.

$$\frac{\text{Peso x metro lineal de cimentación (Kg)}}{\text{Solicitación admisible x 100 cms en el terreno (Kg/cm²)}} = \text{Ancho cimiento (cms)}$$

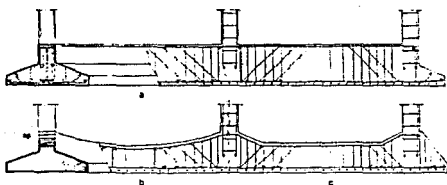
El aumento del retallo de las zapatas de basamento genera sobre el asiento de las cimentaciones solicitaciones por tracción; estas últimas pueden ser



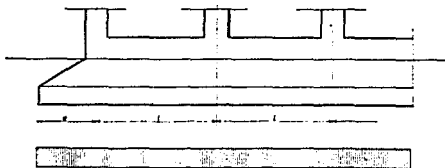
6 Vigas reversas de ancho variable.



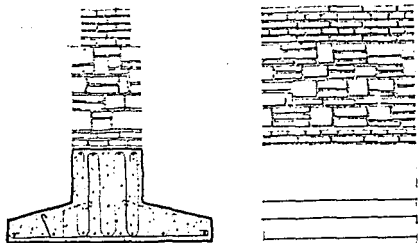
6 Esquema de mallas de cimentación con vigas reversas en dos direcciones ortogonales.



- 6 Cimientos corridos de vigas reversas para edificios de esqueleto independiente. a) de nervio recto, b) de nervio curvo, c) de nervio con acartelamientos.



- 6 Viga reversa con pilares equidistantes, bajo la hipótesis de un diagrama uniforme de las reacciones del suelo.



- 6 Cimientos continuos de ancha base (zapatas) para edificios de fábrica.

absorbidas por medio de armaduras, o bien si son débiles por la propia obra de fábrica. Es posible construir los cimientos con ladrillo, manpostería o con concreto. EL empleo del concreto tiende a generalizarse en razón de su precio y su rápido manejo en obra.

El esfuerzo máximo que se le puede atribuir al concreto es de $3\text{Kg}/\text{cm}^2$; para satisfacer esta condición hay que repartir los refuerzos a 30 grados respecto a la dirección de su acción. La forma de la zapata puede acomodarse a ese trazado, o bien estar constituida por escalones o retallos circunscritos a dicha forma.

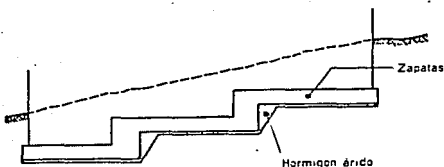
Esa pendiente de 30 grados puede ser asimilada aproximadamente en un valor de $2/3$; esta fórmula empírica permite definir el espesor de una zapata de sección rectangular. La altura de una zapata de concreto sin armar tiene un valor de tres veces al del semiretallo.

Estas zapatas se desplantan sobre una plantilla de concreto pobre de 5 cms de espesor. En zapatas de gran anchura y sin armadura el empuje del terreno tiende a romperlas, por lo que se recomienda armarlas. Para las zapatas armadas la dosificación del concreto debe de ser de $300\text{Kgs}/\text{m}^3$. En terrenos de fuerte pendiente, para limitar los movimientos de tierras y el volumen de las obras de fábrica se construyen las zapatas de basamentos por escalones sucesivos. A fin de evitar riesgos de agrietamientos en el encuentro de los escalones es prudente prever un recubrimiento de las zapatas, este recubrimiento puede ser de una dimensión h en los terrenos de poca consistencia y de dimensión d en los más

resistentes. Las armaduras longitudinales desempeñan el papel de barras de repartición y crean un encadenamiento en forma de viga que asegura la homogeneidad y la rigidez de la base del edificio.

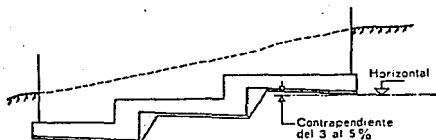
En la ejecución de zapatas en forma de escalones, las armaduras se dispondrán de tal forma que se evite el descantillado de las aristas; conviene proporcionar un enlace entre los distintos escalones mediante marcos o estribos. La cimentación corrida se proyecta como una viga continua con carga uniforme por un lado y soportes concentrados en el otro. Puede definirse como apoyos longitudinales que soportan la carga de una serie de columnas entrelazadas por una viga de cimentación. su uso es recomendable en suelos de compresibilidad baja o media, y para estructuras donde se requiere controlar, dentro de ciertos límites, la magnitud de los hundimientos diferenciales entre columnas. Estos hundimientos son neutralizados por la rigidez de la viga de cimentación o contratabe.

Las zapatas corridas pueden diseñarse para ligar columnas de una sola dirección o en ambas, de acuerdo con la magnitud y distribución de las cargas por columnas. Para cargas pesadas se requerirán zapatas corridas en ambas direcciones y en este caso la superficie de apoyo cubre una buena parte del área de la construcción. Las zapatas corridas se utilizan para transmitir adecuadamente cargas proporcionales por estructuras de muros portantes, para cimentar muros de cercas, muros de contención por gravedad, para cerramientos de elevado peso, etc.

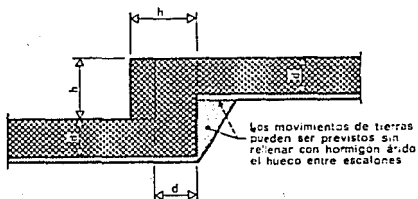


4 Zapatas en terreno inclinado

En terrenos de fuerte pendiente, para limitar los movimientos de tierras y el volumen de las obras de fábrica se construyen las zapatas de basamento por escalones sucesivos.

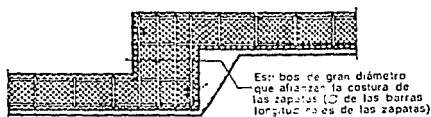


4 Reducción de riesgos de deslizamiento de la construcción

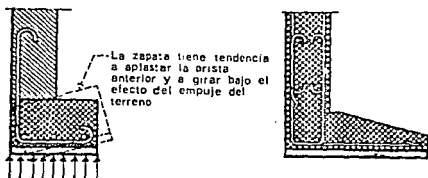


4 Forma de los escalones

A fin de evitar los riesgos de agrietamiento en el encuentro de los escalones es prudente prever un recubrimiento de las zapatas. Este recubrimiento puede ser de una dimensión h en los terrenos de poca consistencia y de dimensión d en los nudos resistentes.



4 Armadura de los escalones

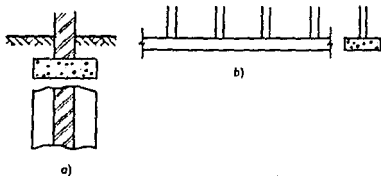


4 Corte del enlace de una zapata de obra de fábrica

El hierro de la armadura asegura el enlace, evitando el giro o rotación de la zapata. Esta armadura debe ser incorporada a un elemento de hormigón armado.

4 Corte del enlace de una zapata de hormigón armado

La armadura de la zapata contiene hierros de precaución que aseguran el enlace de la zapata con la pared.



3 TIPOS DE CIMENTACIONES CONTINUAS

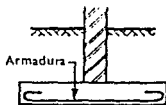
a) cimentación continua para un muro de sustentación de carga; b) cimentación continua para hileras de columnas muy próximas unas de otras.

En edificios resueltos con estructura adintelada no es aconsejable, ya que puede producir deformaciones diferenciales. Las cimentaciones corridas tampoco son aconsejables cuando el suelo es muy blando, por ejemplo en, arcillas, limos, turbas y rellenos defectuosos.

C. EXCAVACIONES

El sistema más sencillo para estos tipos de cimentación son la pala y el pico y la carretilla para transportar el material. La excavación efectuada por un hombre debe tener un ancho mínimo de 60 cms en profundidades no mayores de 1.50 metros, cuando la profundidad es mayor, el ancho deberá ir aumentando 50 cms más por cada metro de profundidad. Cuando la excavación es de grandes dimensiones y grandes profundidades se suelen usar palas mecánicas, zanjadoras y dragas. Para terrenos duros, roca suelta o fija, tepetates consolidados, la excavación se realiza mediante explosivos, los cuales desintegran las capas resistentes y facilitan el trabajo de las máquinas y de los operarios.

2 CIMENTACIÓN CONTINUA ANCHA



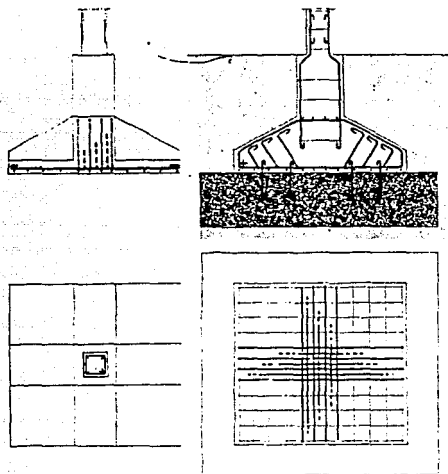


FIG. 62

Plinto de hormigón armado con nervios.

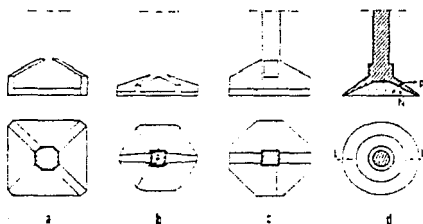


FIG. 63

a) b) c) otros ejemplos de plintos ne-vados. d) plinto de cono invertido.

CAPITULO 4

FLOTANTES

LOSAS

BOVEDAS

CAJONES

**Teoria de
CIMENTACIONES para
Arquitectos**



Arq. Demetrio Urias Donado Sotomayor

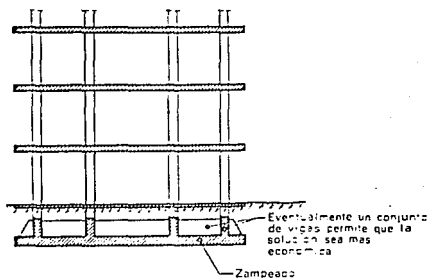
CIMENTACIONES FLOTANTES

A. LOSA DE CIMENTACION

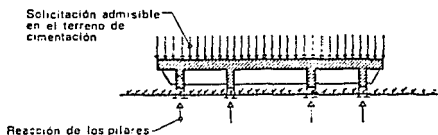
Son losas invertidas, apoyadas en sus dos lados o perimetralmente. Se calculan como cualquier losa. Se usan cuando la capacidad del soporte del terreno es muy baja, para repartir las cargas y disminuir con ello la presión sobre el terreno. En estructuras de grandes luces con pilares fungiformes la placa de cimentación suele realizarse también como una cubierta invertida sobre capiteles fungiformes. Además el espesor dado por el cálculo para las placas de concreto debe colocarse una capa de concreto de 5 cms de espesor como plantilla general, esto con el fin de evitar contaminación o debilitación de los elementos de concreto.

La armadura de las placas y vigas de cimentación va colocada, al contrario que en las placas de cubierta con objeto de absorber las presiones del terreno que actúan hacia arriba. Este tipo de cimentación proporciona la máxima área de cimentación para espacio determinado y la mínima presión en la cimentación y por lo tanto la máxima seguridad contra la falla del suelo. Si los estratos compresibles están situados a pequeñas profundidad, la cimentación sobre placa reduce al mínimo el asentamiento; sin embargo, si dichos estratos son profundos tendrá poco efecto y en algunos casos debido a su peso, puede aumentar ligeramente el asentamiento.

Este tipo de cimentación puede salvar pequeñas áreas aisladas de suelo débil, hace económico el proyecto y la

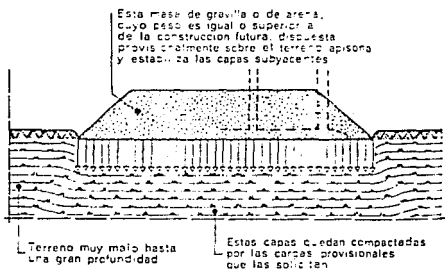


4 Corte de un inmueble construido sobre un zanjeado general



4 Zanjeado

Trabaja a la manera de un suelo invertido cargado con la sollicitación del terreno.



4 Cimentaciones por zanjeado general de hormigón armado después de un previo asiento del terreno

construcción por la continuidad estructural y por que la excavación tiene profundidad uniforme. Las cimentaciones sobre placa se emplean cuando hay que resistir subpresión, porque el peso del edificio se usa para contrarrestarla. La presión en el plano de contacto entre el suelo de placa, depende de la rigidez del sistema estructura-cimentación y de la deformación y asentamiento del suelo por efecto de carga.

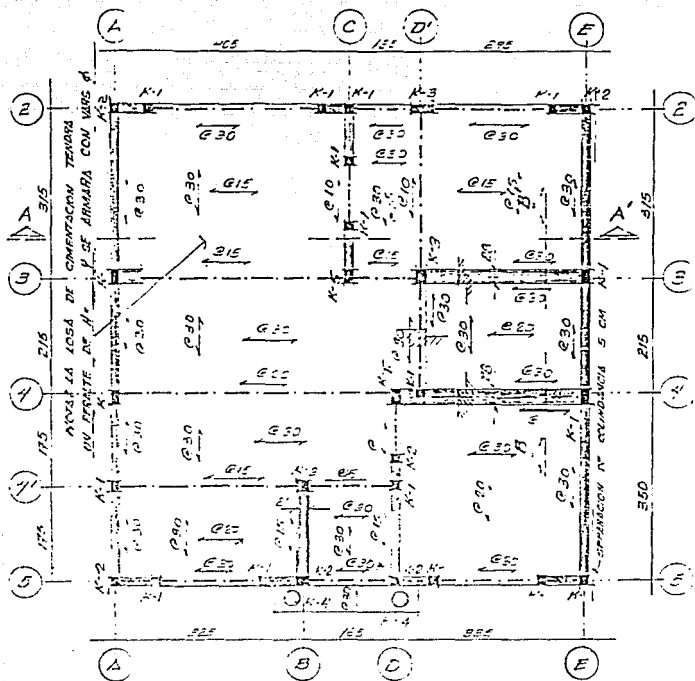
Las losas de cimentación no deben solicitar al suelo un esfuerzo mayor que su capacidad portante admisible. En edificios grandes, la losa suele dotarse de unos nervios que unen los pies de los polares o bien recorren el fondo de los muros' estos nervios o trabes, por razones obvias de utilización del edificio deben ir en la parte inferior de la losa, en el caso de suelos granulares los nervios deben disponerse por encima, lo que nos lleva a un sistema sandwich, en el que si se dispone de suficiente altura y se comunican los espacios mediante la perforación de los nervios, pueden utilizarse para contener instalaciones, etc.

Las losas de cimentación se calculan con la reacción del terreno. Cuando las cargas impuestas por la estructura son de tal magnitud que requerirían zapatas corridas cubriendo más del 50% del área de construcción, es más económico utilizar la losa de cimentación. Se considera la carga total de la estructura como uniformemente repartida en el área de la construcción. Los hundimientos totales y diferenciales son controlados por la rigidez de la losa; cuando menor es, la cimentación resulta más económica. Sin embargo, la necesidad de restringir

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARC. DEMETRO URIAS DONADO SOTOMAYOR

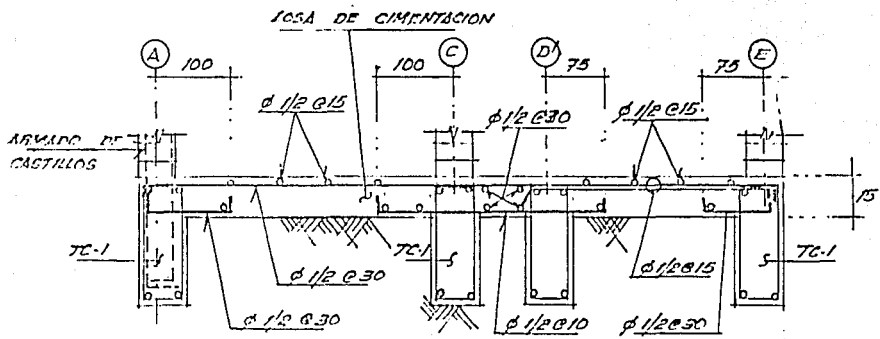


PLANTA DE CIMENTACION

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

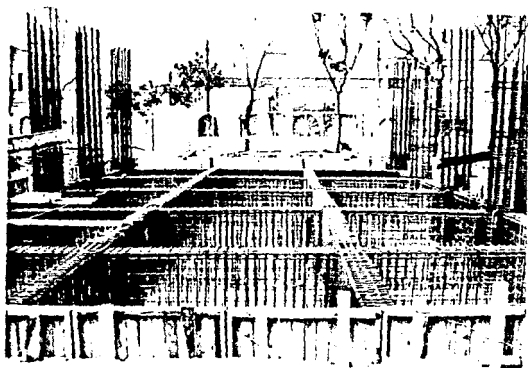
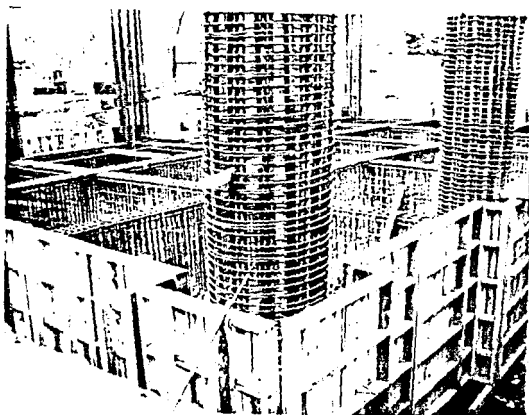
ING. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

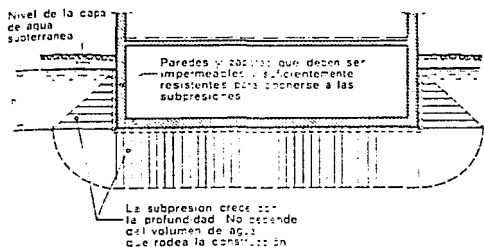


movimientos verticales diferenciales entre columnas, puede requerir mayor rigidez en la losa. lo cual se consigue ya sea aumentando su espesor, o bien, ligando líneas de columnas mediante vigas de cimentación.

Se utiliza sobre suelo de compresibilidad media una losa apoyada directamente sobre un terreno estable produce movimientos y esfuerzos contantes pequeños cuando soporta una carga uniforme sobre su superficie. Cuando las cargas están distribuidas desigualmente o concentradas, la reacción distribuida producida en el suelo genera algunos momentos y esfuerzos cortantes. Muchos tipos de suelos se contraen al secarse o se dilatan al mojarse. Las losas solas no resultan adecuadas en estos suelos y la experiencia demuestra que una parte de la losa puede estar empujada hacia arriba o sufrir asentamientos con relación a la otra. Si no se desea que los muros se agrieten, se debe reforzar la losa con vigas coladas monolíticamente con la losa, colocadas en ambas direcciones.

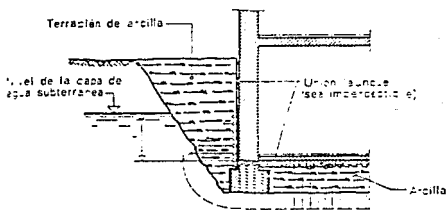
De esta manera la losa reforzada debe navegar como un bote según los movimientos diferenciales del terreno. Las losas de cimentación llevan una armadura principal en la parte superior para contrarrestar la contrapresión del terreno y el empuje del agua subterránea, y una armadura inferior, debajo de las paredes portantes y pies derechos, para excluir en lo posible la producción de flechas desiguales. Mayores luces exigen mayores espesores de losa o bien la colocación en la parte superior de nervaduras de rigidización. Las losas de cimentación se usan para reducir el asentamiento de las estructuras





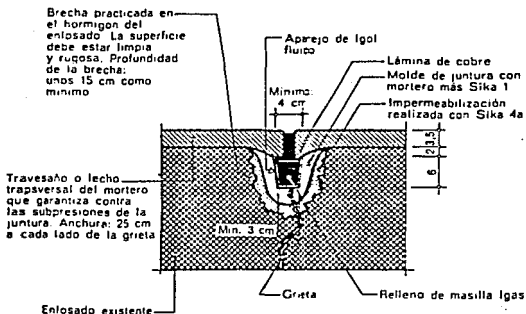
4 Entibación en forma de cubeta

Está destinada a contener la subpresión ejercida por el agua contra la construcción.



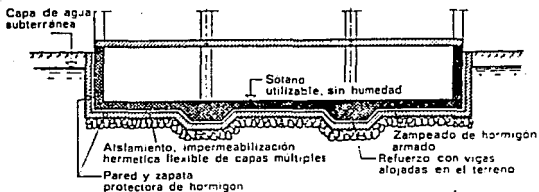
4 Efecto de la subpresión

La subpresión depende de la altura de agua. Hay peligro de que levante el pavimento si éste no está concebido para soportarla. En el caso de terraplén de arcilla, la subpresión se manifestará con tanta intensidad como si el terraplén fuese de grava. A 1 m de profundidad, la presión es de 0,1 kg/cm²; a 2 m, de 0,2 kg/cm²; a 10 m de 1 kg/cm², etc.



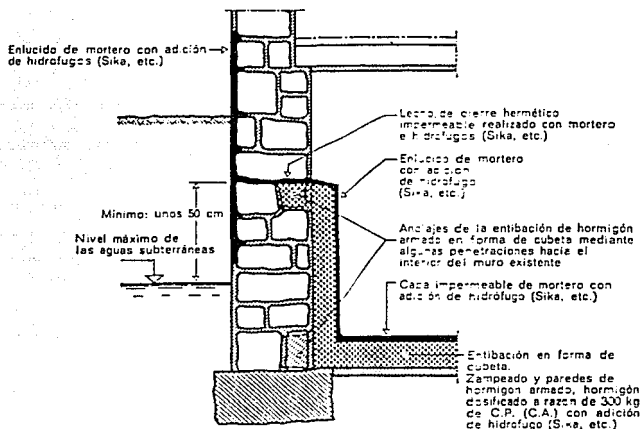
4 Reparación y obturación impermeable de una grieta en un enlosado existente

(Según las instrucciones para el empleo de los productos Sika.)



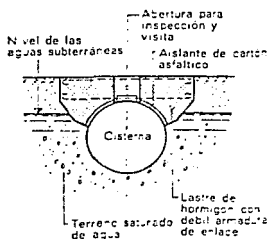
4 Entibación en forma de cubeta (con aislamiento flexible)

El zamepado puede estar concebido para la realización de un sótano herméticamente impermeable en un terreno saturado de agua o por debajo del nivel de la copa de agua subterránea, a la par que constituye la cimentación necesaria para la construcción. En este caso el conjunto realizado constituye una entibación en forma de cubeta (véanse obras en terrenos saturados de agua).

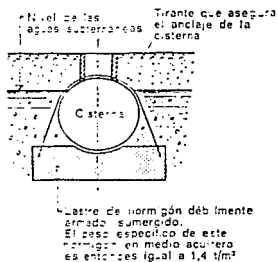


4 Impermeabilización rígida de una construcción existente

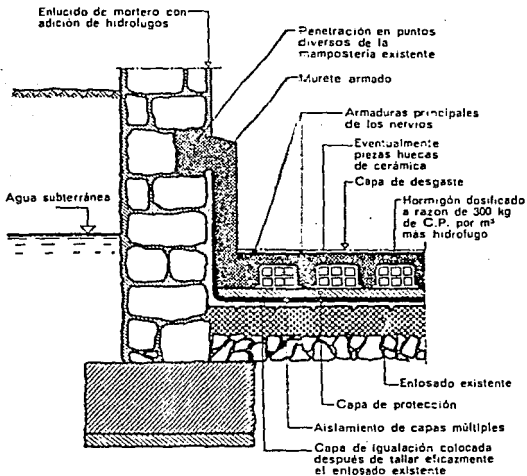
Puede ser realizada mediante la simple aplicación contra la mampostería existente de un mortero con hidrófugos y la construcción de un zapeado cuando no se trata más que de proteger esta construcción contra la humedad del terreno y no de trabajar sobre una capa de agua subterránea.



4 Lastrado de una cisterna colocando la carga por encima de la capa de agua



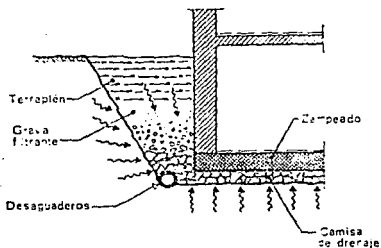
4 Lastrado de una cisterna colocando la carga por debajo de la capa de agua



4 Entibación en forma de cubeta en una construcción existente

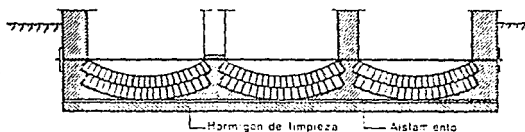
Aplicación de un aislamiento flexible.

Los anclajes, cuyo número depende de la importancia de la subpresión, deben disponerse por encima del plano de la capa subterránea. La incorporación de piezas huecas de barro cocido aumenta la altura estática de la losa y mejora su confort y aislamiento. En el cálculo de la losa, para la determinación de la armadura principal conviene examinar con atención la anchura de la zona comprimida del hormigón, que se reduce entonces únicamente a la anchura de los nervios (y no a metro de anchura).

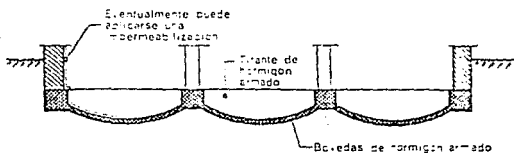


4 Drenaje en terreno accidentalmente saturado de agua

La eliminación de las aguas puede ser realizada por medio de un drenaje eficaz en torno a la construcción y bajo el zapado.

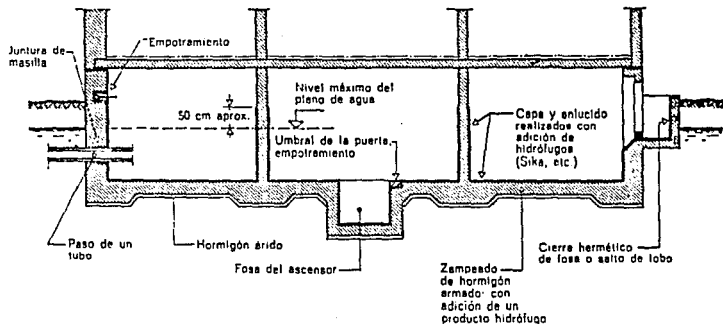


Zapado* realizado con bóvedas de ladrillo



4 Zapado* realizado con bóvedas de hormigón armado

- *Estas construcciones deben ser objeto de estudios y de cálculos estáticos en cada caso particular.*



4 Impermeabilización de un zampeado (mediante un aislamiento rígido).

Corte de una entibación en forma de cubeta. La impermeabilización asegura su protección contra las infiltraciones de las aguas subterráneas. Esta realización forma parte de la obra de fábrica. Implica un trabajo pulcro y cuidadoso, ejecutado en seco, es decir, rebajando previamente el nivel de las capas freáticas por debajo del plano en que se trabaja, durante la construcción de la obra principal y la aplicación de los enlucidos, e incluso cinco días después de su terminación. La armadura del hormigón de las zapatas y de las paredes debe oponerse a todas las grietas y asentamientos que se traducirían en vías de agua. En ningún caso, por ejemplo, los empotramientos en las paredes deben perforar la capa protectora.

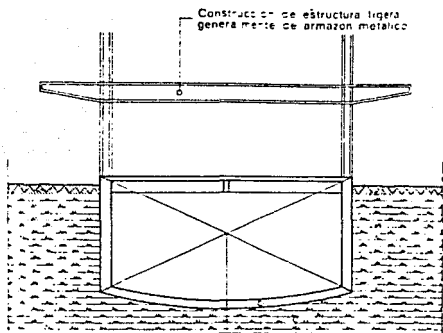
situadas sobre suelos compresibles bajo éstas condiciones la profundidad a la que está desplantada la losa se hace a veces tan grande, que el peso de la estructura más el de la losa esta completamente o parcialmente compensada por el peso del suelo excavado (ver cajones de cimentación).

Si las cargas de las columnas no están uniformemente distribuidas, las losas grandes pueden reforzarse para evitar deformaciones excesivas; esta forma de refuerzo se hace usando muros divisorios como nervaduras de vigas "T" conectadas a la cimentación; construyendo una cimentación celular o de marcos rígidos, o en algunos casos utilizando la rigidez de una superestructura de concreto armado. Cuanto mayor sea la losa de cimentación más costoso resultan estos procedimientos.

B. BOVEDA DE CIMENTACION

La bóveda de cimentación se calcula con la reacción del terreno. En realidad deben llamarse bóvedas invertidas ya que no existen alabeos en sus bordes, por la presencia de las contratraves. En estos casos se tiene que tomar el cóceo extremo por medio de las llamadas traves de borde. Este tipo de cimentación es más rígida que la losa plana debido a que cuenta con mayor brazo por la presencia de la flecha de la bóveda. Todos los relajamientos son absorbidos por el acero de refuerzo que es colocado en el centro de la generatriz de ella.

La bóveda de cañón corrido está sujeta a compresión debido a que la línea de presiones de las cargas coincide

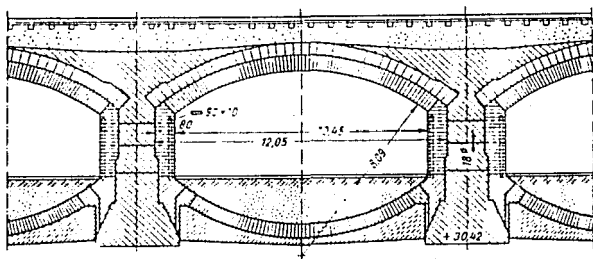


El volumen del cajón de hormigón armado está calculado de manera que el peso de las tierras evacuadas para su construcción sea igual o superior al peso de la construcción edificada encima

Terreno muy malo de débil cohesión y escasa aptitud portante

— Cajón flotante en el terreno

4 Cimentaciones por medio de cajón flotante



2 Bóveda invertida en un paso bajo el ferrocarril

con el eje del arco. Únicamente se debe tener cuidado en la unión con los tímpanos para absorber esfuerzos secundarios por concentración de fuerzas.

Actualmente, la bóveda a entrado en desuso debido a que los procedimientos constructivos dejan mucho que desear y existe el peligro, por defecto de colado, de que el acero de refuerzo en presencia del agua y el oxígeno se oxide y se presente finalmente la corrosión. Las bóvedas o cúpulas invertidas se calculan como tales y se apoyan en las contratraves de la cimentación.

No solo resultan ligeras, sino económicas, pues la cimbra queda constituida por el mismo terreno que sirve de base colocándose una simple plantilla de mezcla o pedacera de material. Además favorecen la extracción de una parte del terreno que se puede sustituir por carga del edificio y que, precisamente por la forma abovedada de la excavación, hace que ésta no requiera en su perímetro muro de contención.

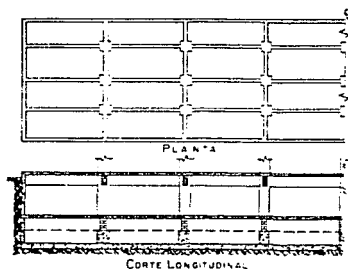
C. CAJON DE CIMENTACION (SUSTITUCION)

El cajón es una cimentación flotante cuyo desplante en el terreno es una losa corrida apoyada en las contratraves dispuestas en dos direcciones, muros de contención y losa tapa. Este sistema aparece en los años treinta, el primero que lo uso fue el Ing. Mexicano José A. Cuevas, a partir de la idea simple de sustentación de un barco, pensando en la característica del subsuelo de la ciudad de México. A este tipo de cimentación también se le llama "por sustitución" y "Flotación"; consiste en excavar un

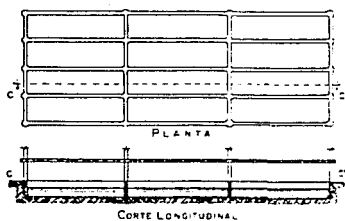
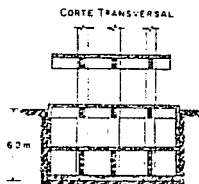
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

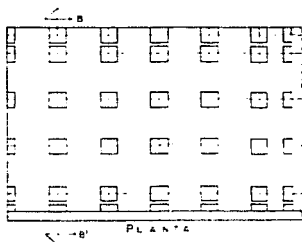
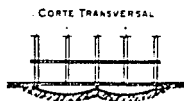
ARQ. DEMETRIC URAS DONADO SOTOMAYOR



CAJON DE CONCRETO

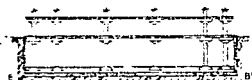


CASCARONES



LOSAS FUNGIFORMES

CORTE TRANSVERSAL



TESIS CON
VALLA DE ORIGEN

3 Tipos de cimentaciones parcial e totalmente compensadas

determinado volumen del subsuelo y sustituir su peso por el del edificio. Este sistema se ha usado bastante en los últimos años, pues ha resultado satisfactoriamente los requisitos de carga y de comportamiento de muchos casos el éxito de su buen funcionamiento, radica en que el cajón formado por la cimentación y los muros sean impermeables.

Para construcciones sobre suelos de compresibilidad media, alta o muy alta, se usa este tipo de cimentación, constituido por un cajón de concreto rígido subterráneo, formado por una losa y muros perimetrales. Cuando el nivel de aguas freáticas se encuentra a una profundidad menor que la de desplante del cajón, es necesario garantizar la estanqueidad de éste, para aprovechar el efecto de flotación en el diseño. Este tipo de cimentación permite contrarrestar o compensar una parte o toda la carga impuesta por la estructura, por los efectos siguientes: 1) El efecto de flotación por el peso del líquido desplazado, y 2) Sustitución del peso sumergido de los sólidos. Si la compensación es menor, igual o mayor que la carga total de la estructura, puede denominársele respectivamente parcialmente compensada, totalmente compensada o sobrecompensada.

C.1 CIMENTACION SOBRECENSADA

Los movimientos verticales de la estructura serán ascendentes, es lo que se denomina emergimiento. En la cimentación sobrecompensada el edificio pesa menos que el volumen de tierra extraída, tendiendo a emerger

hasta lograr su total equilibrio. La expansión del terreno originada por la liberación de cargas en la excavación, puede ser causa de serios problemas de emergimiento de los diferentes tipos de edificaciones y en determinado momento puede dañar en forma seria a las construcciones adyacentes. Este tipo de construcciones no son frecuentes y existen varias maneras de evitar su posible emergimiento. Consisten en colocar pilotes trabajando a tensión, dentellones laterales para ayudarse con el peso del terreno adyacente e incrementar los pesos de carga muerta como pueden ser losas de concreto armado de gran espesor.

El problema a solucionar y que en ocasiones representa gran dificultad es cuando en una misma construcción existen diferentes tipos de expansión, excéntricamente dispuestas. Construcciones sobre compensadas son cisternas enterradas cuando están vacías, silos subterráneos, el metro bajo la superficie, estacionamientos bajo el nivel de calle, etc.

C.2 CIMENTACION PARCIALMENTE COMPENSADA

Son aquellas en que el terreno excavado pesa menos que el peso del edificio. Es en análisis de las mismas se deben considerar principalmente los hundimientos diferenciales que se obtengan según el estudio de mecánica de suelos, aun cuando sus resultados se dan considerando una placa flexible que el diseñador tendrá que adecuar con la rigidez de la cimentación. A mayor rigidez menor hundimiento diferencial. Aquí se debe

igualar la deformación de la cimentación con deformación del terreno.

C.3 CIMENTACION COMPENSADA

Son aquellas en que el peso del edificio es igual al peso del volumen de tierra desalojada. Cabe aclarar que en todos los tipos de cimentación, sobrecompensada, compensada o parcialmente compensada es de vital importancia el sistema de excavación ; el cual debe hacerse siguiendo las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos y de los planos estructurales; esto con el fin de evitar resultados desastrosos. En estos tres tipos de cimentación el centro de carga debe coincidir con el centro del área de sustentación. Aun cuando teóricamente el terreno no va a tener expansiones ni hundimientos es recomendable que las contrarabes se calculen para absorber la posibilidad de tenerlos.

C.4 CAJONES MAS PILOTES

El sistema de cajón, con edificaciones más altas, requiere de mayores volúmenes de excavación para igualar pesos, y por consiguiente mayores profundidades lo cual hace incosteable, amén de los problemas técnicos que involucra; esta limitación relacionada con la profundidad, generó la combinación de los sistemas ya conocidos, por lo que se crearon soluciones mixtas de cajones y pilotes. De esta forma se compensa solo parte

del peso del edificio con peso del subsuelo excavado, y la carga no compensa se toma con pilotes generalmente de fricción o de punta con dispositivo de control. Cuando más grande es la profundidad de excavación para construir cajones de sustitución, mayor es la expansión del subsuelo adyacente.

Este efecto de rebote elástico o de "bufamiento" como comúnmente se le llama, se ha tratado de reducir con el hincado previo tradicional. Sin embargo, las experiencias demuestran que no es una solución absoluta, tal vez por la escasez del número de pilotes respecto del área total por construir y por la falta de un anclaje adecuado de sus puntas en el estrato duro. Esto último deja flotando los pilotes en la capa de alta compresibilidad que es la que rebota elásticamente con el alivio de la carga dada por la excavación. Este rebote elástico suele disminuir también con el bombeo profundo previo a la excavación, el que establece un flujo descendente del agua y con ello fuerzas de filtración hacia abajo, o sea de sentido opuesto al del rebote elástico.

C.5 ADEMES O ATAGUIAS

Las cimentaciones mediante cajón o sustitución requieren de ademes. Este tipo de cimentación utilizado en terrenos de baja resistencia, la excavación trae consigo una serie de problemas de estabilidad. En función de la profundidad y dimensiones de las excavaciones así como de las propiedades del subsuelo, se requiere proteger el fondo y las paredes mediante técnicas adecuadas

apoyadas en la teoría básica de mecánica de suelos. El fondo de una excavación, sujeto a expansiones elásticas y fallas que operan mediante levantamientos súbitos (bujamiento), se protege generalmente limitando sus dimensiones (apoyo por ancho) de tal manera que las primeras sean aceptables.

La falla de fondo se puede evitar mediante el empleo de un ademe adecuado, cuyo extremo inferior se prolonga hasta una profundidad tal que los círculos de falla teóricos queden dentro de los límites de seguridad. Las paredes de una excavación sujetas a empujes horizontales del suelo e hidrostáticos, fuerzas de filtración, desconchamientos locales, intemperización y deslizamientos, se pueden controlar con taludes adecuados. Sin embargo en aquellos casos en que las áreas de excavación son pequeñas y están limitadas por edificios vecinos o calles, se recurre al empleo de ademes perimetrales que permitirán excavar y construir con seguridad, comodidad y eficiencia.

C.6 TIPO DE ADEMES

Dependiendo de la profundidad de la excavación y las características del subsuelo existen los siguientes tipos:

a). TABLESTACADO DE MADERA

Consiste en elementos de madera unidos entre si y machihembreados

cada uno puede estar constituido por tres o más tablonces que forman su espesor atornillados debidamente.

b). TABLESTACAS DE METAL

Formados por elementos metálicos de sección variada y machihembreados entre si.

c). TABLESTACAS PRECOLADAS

Al igual que las de madera, estas están constituidas por tabletas machihembreadas de concreto reforzado precolado.

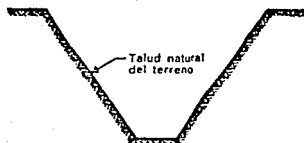
d). VIGUETAS Y ENTRAMADO

Viguetas metálicas "H" o "I" y entramado de madera o precolado forman este ademe. Previamente al inicio de las excavaciones se hincan las viguetas en el perímetro del terreno, separadas a una distancia tal que permita la colocación de los elementos mencionados, apoyados sobre viguetas. Las viguetas "T" son de concreto precolado que al igual que las otras viguetas funcionan como elementos de apoyo al entramado de madera o concreto, que se va colocando según avanza la excavación.

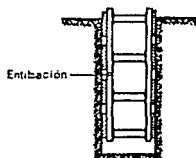
e). MUROS COLADOS IN SITU

Se forman vaciando concreto en zanjas previamente excavadas y estabilizadas con lodos bentoníticos estabilizados. Generalmente se refuerzan con varillas de

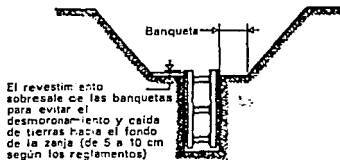
CORTES TRANSVERSALES DE EXCAVACIONES EN ZANJA QUE OFRECEN GARANTIAS DE SEGURIDAD



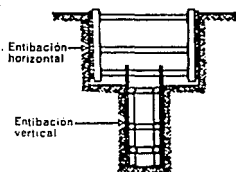
4 Se conserva el talud natural del terreno.



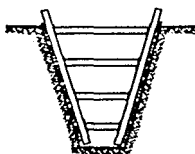
4 Se entiban las paredes para disminuir el terreno ocupado por la excavación.



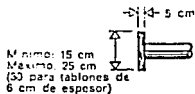
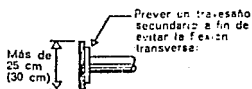
4 Se conservan los taludes naturales para la parte superior, pero se entiba la parte inferior.



Cuando las capas halladas son de diferente consistencia se efectúan los entibados con tablas verticales u horizontales.



- 4 Este método de entibación presenta evidentes riesgos porque no es posible sostener eficazmente el terreno con los puntales.



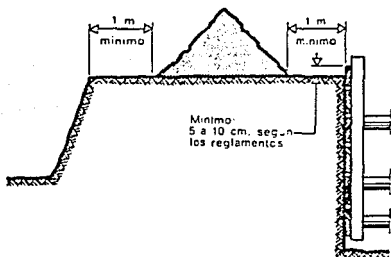
4 Sección de los travesaños

TEORIA DE CIMENTACIONES

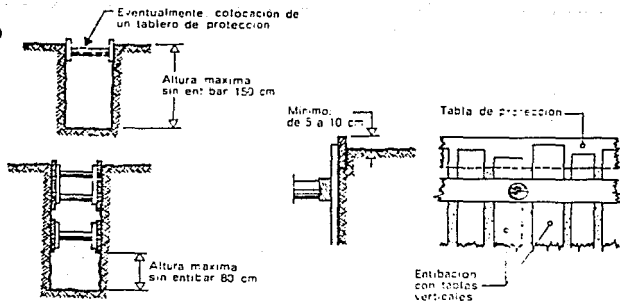
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

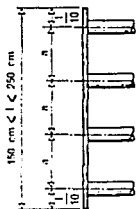
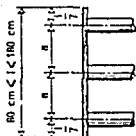
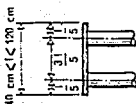
Alturas máximas admisibles sin entibación en terreno estable sin sobrecarga sobre los bordes de la excavación, sin vibraciones particulares y sin afluencia de agua.



4 Medidas de seguridad



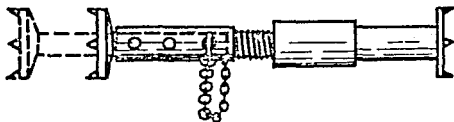
4 Entibación de las excavaciones 4 Variante de entibación de tablas verticales



4 Vista en alzado de los travesaños

Entibación con tablas horizontales. Según la longitud de los travesaños debe preverse y distribuirse el número y la posición de los codales; véanse los croquis adjuntos. La sección de los travesaños en las entibaciones corrientes es de 4×20 , 5×25 , 6×30 ; los rollicos de 14 de \varnothing o de 16 de \varnothing . En las excavaciones profundas, los travesaños pueden estar constituidos por cabios o piezas de mayor sección.

Si se respetan las proporciones dadas para la puesta en obra de los codales, con secciones corrientes es raro que puedan sobrevenir roturas.



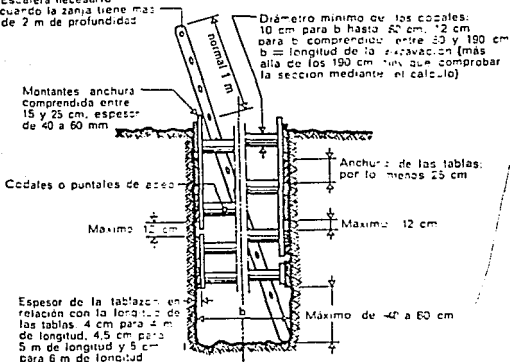
4 Puntal metálico

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

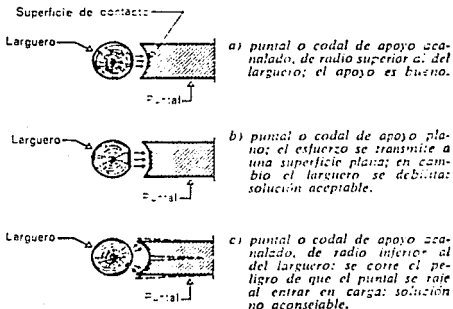
ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

Escalera necesaria cuando la zanja tiene más de 2 m de profundidad



4 Entibaciones que no están a tope

Entibaciones con inclinación horizontal: en terreno consistente, las tablas pueden no estar a tope. Sin embargo, la distancia entre las tablas debe ser limitada.



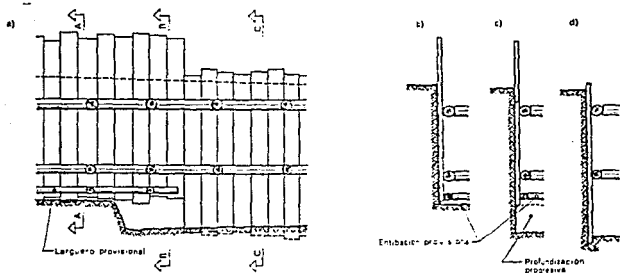
4 Apoyo de los codales

Debe hacerse de manera que ofrezca el máximo de resistencia y se evite el deterioro de las piezas de madera.

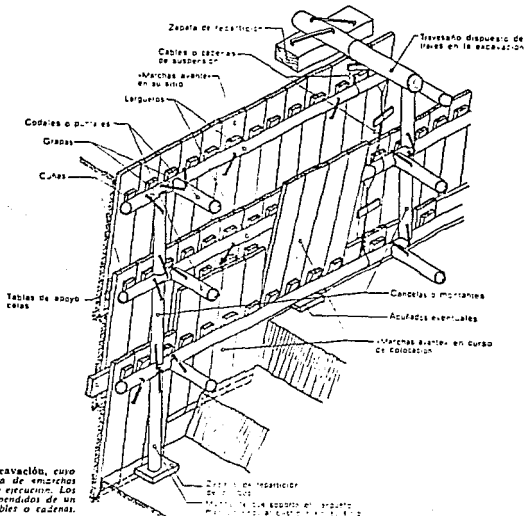
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

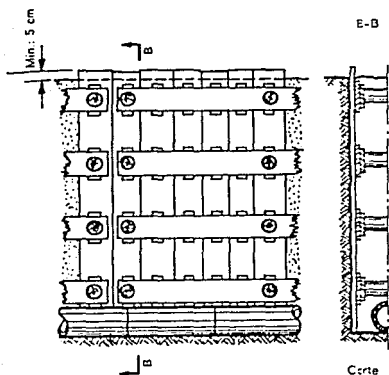
ARQ. DEMETRIO URRUTIA DONADO SOTOMAYOR



4
Croquis esquemático de la profundización de una excavación realizada en terreno de arena y grava moventes bajo la protección de una entibación vertical. a) croquis, b) corte por A-A, c) corte por B-B, d) corte por C-C.

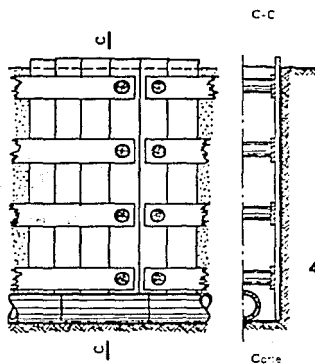


4
Vista de una pared de excavación, cuyo fortalecimiento por el sistema de empujes avanzados se ha en curso de ejecución. Los batidores pueden estar suspendidos de un travesaño por medio de cables o cadenas.



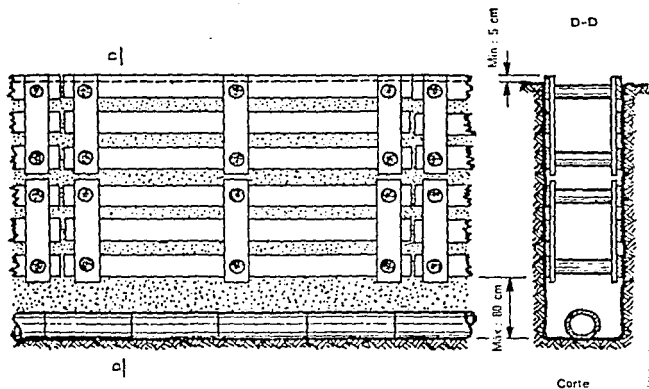
4 Entibación con tablas verticales

En terrenos movedizos (con cuñas o tacos).

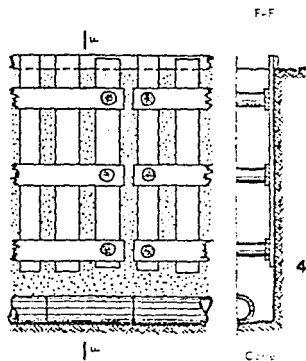


4 Entibación con tablas verticales

En terrenos movedizos (sin cuñas)



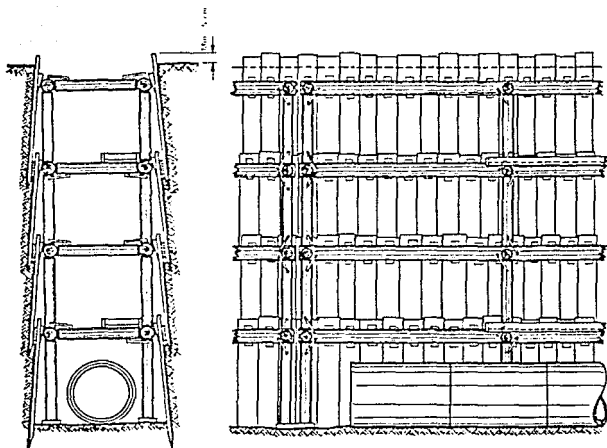
4 Entibación con tablas horizontales
En terreno resistente.



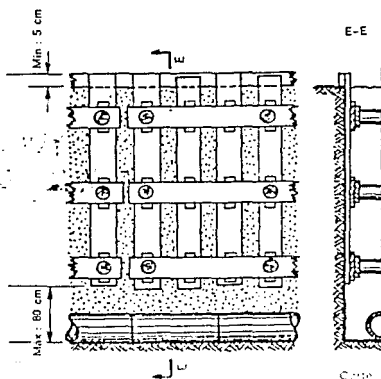
4 Entibación
con tablas
verticales

En terreno
resistente
(sin cufios).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



4 Entibación de las excavaciones
Basidores apoyados.

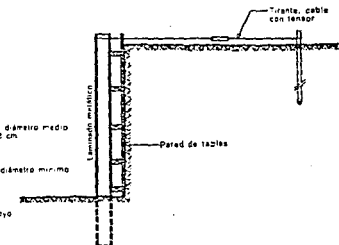
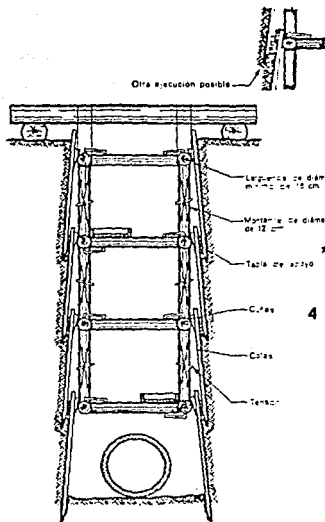


4
Entibación
con tablas
verticales
*En terreno
resistente
(con cuñas
o tacos).*

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

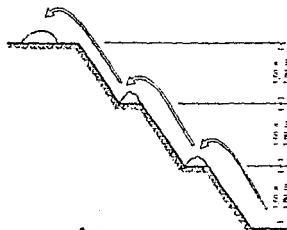
ARG. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



4 Revestimiento de protección por medio de fierros laminados que apoyan a los largueros

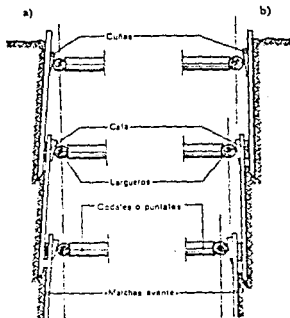
Este método ofrece la ventaja de librar a los trabajos de movimiento de tierras del engorro de los codales.

Entibación de las excavaciones
Bastidores suspendidos



4 Pecho por banquetas

Consiste en lanzar la tierra por etapas verticales sucesivas de 1.60 a 1.80 m de altura, aproximadamente.



4 Los paredes del revestimiento de protección

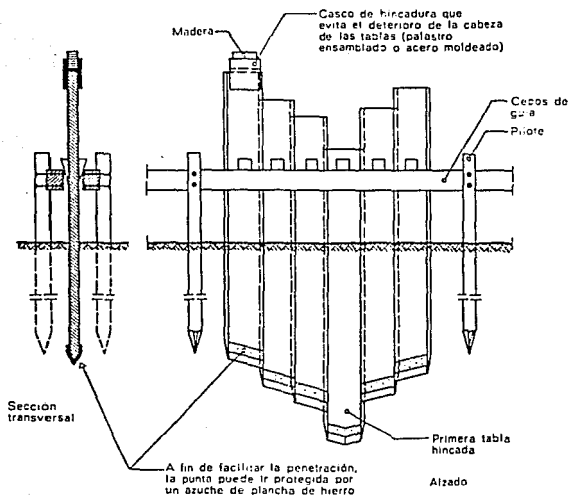
Pueden establecerse empleando las tablas o marchas avante en posición inclinada o en posición vertical. En este último caso la anchura de la excavación va disminuyendo en cada larguero.

- a) Marcha avante inclinada.
- b) Marcha avante vertical.

TEORÍA DE CIMENTACIONES

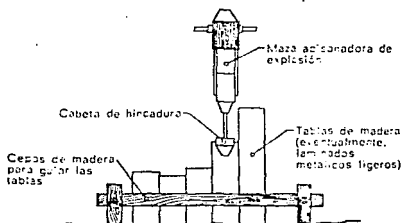
PARA ARQUITECTOS

ARO. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



4 Cortina de tablas de madera

La hincadura de las tablas de madera, guiada por dos cejos de madera, puede realizarse con una maza o con un martillo de aire comprimido.



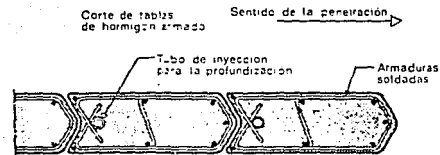
4 Hincadura de tablas ligeras

La hincadura de tablas de madera puede ser efectuada por medio de una maza apisonadora de explosión de 100 kg.

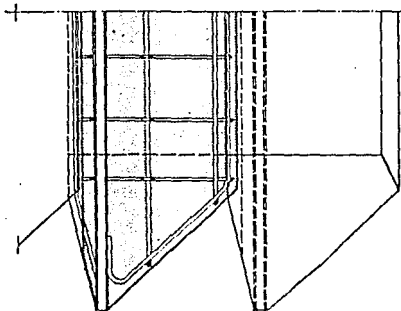
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URÍAS DONADO SOTOMAYOR



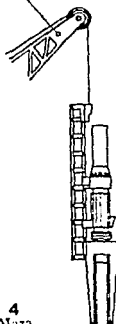
4 Maza o pilón Diesel Deltmag para la hincadura de pilotes moldeados y de tablas



4 Tablas de hormigón armado

Es conveniente evitar las aristas frías que se desportillarían durante la puesta en obra.

Grúa o pala mecánica



4 Maza suspendida

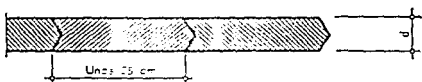
La hincadura por medio de mástil suspendido puede ser realizada con mazos o pilones Diesel. Este sistema se emplea en las obras en que es difícil el acceso de un martinete normal, debido a las condiciones del lugar.

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

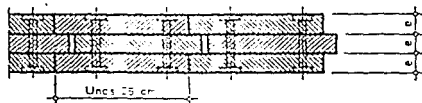
Endentado angular *Corte de la línea* →



Juntura con ranura y lengüeta



Juntura por ensambladura

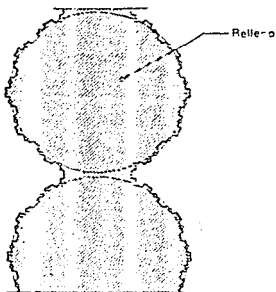


4 Perfiles de tablas de madera

En los terrenos que no ofrecen dificultades para la hincadura se calcula empíricamente:

$$\text{espesor } d \text{ (en cm)} = \frac{2 \times \text{longitud de la tabla (en cm)}}{100}$$

Para los espesores más considerables el perfil puede componerse de 3 tablas enlazadas entre sí con pernos.

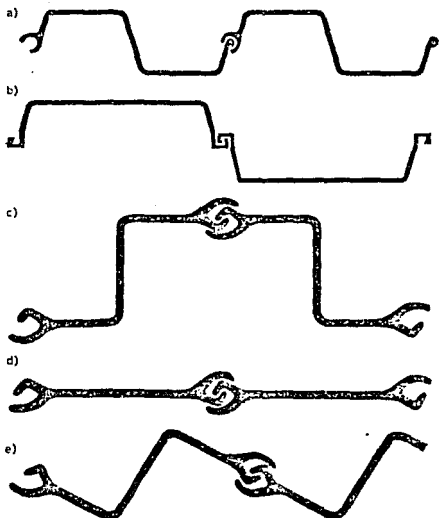


4 Pared de ataguía de tablas metálicas

Corte y planta

Las ataguías realizadas con tablas metálicas pueden ser rectas o estar compuestas de paredes curvas a fin de aumentar su estabilidad antes del relleno.

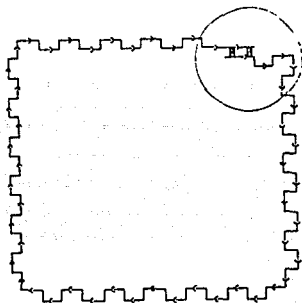
Creando mediante paredes de ataguías un recinto completo en torno al lugar de la obra es posible evacuar luego con bombas el agua allí contenida y al estar a continuación las excavaciones...



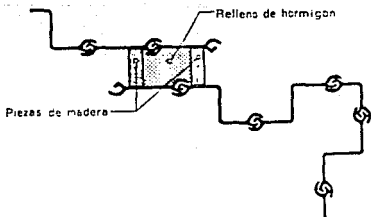
4 Tablas metálicas

Están laminadas en caliente. La máxima longitud en las entregas de fábrica es de 25 m.

- a) Tablas ligeras «Terres Rouges»
- b) Tablas ligeras «Larsens»
- c) Tablas «Rombas Z»
- d) Tablas «Lackawanna P»
- e) otra forma de ensamblar de tipo «Rombas».



4 Recinto de tablas



4 Detalle

La terminación o cierre del recinto puede ser realizada por recubrimiento de las dos extremidades de la pared, entre las cuales están intercaladas dos piezas de madera y un relleno de hormigón.

acero y pueden formar parte integral de la cimentación definitiva del edificio. Sus dimensiones varían entre 60 y 80 cms de espesor y se construyen por lo general con tableros de 2.50, 5.00 y 7.50 metros de ancho, su profundidad depende del problema en cuestión, sin embargo es factible llegar a los 50 metros.

C.7 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Los elementos constituidos por tablestacas metálicas, de madera y concreto se construyen hincando en el terreno, uno a uno, los elementos que lo componen. Para el hincado de los de madera y concreto se utilizan martillos piloteadores de capacidad adecuada al peso de las tablestacas y resistencia del terreno. Para el hincado de las tablestacas metálicas se requiere del empleo de martillos vibratorios ya que por la sección tan esbelta de los elementos no sería posible hincarlas solo a golpes.

Una vez construido el ademe se procede a excavar en áreas convenientes, troquelando adecuadamente contra elementos de apoyos fijos, uno de los cuales puede ser la propia estructura en construcción. Con el objeto de reducir el número de troqueles y uniformizar la carga sobre éstos, se colocan madrinas de repartición las cuales son el enlace entre el ademe y los troqueles. Estos se pueden precargar para reducir las deformaciones en el ademe que se construye, hincando previamente las viguetas "H" o "I" de acero y "T" de concreto con martillos adecuados. El procedimiento de ademado con madera o precolados va íntimamente ligado al avance de la excavación.

El troquelamiento se apoya sobre madrinas de repartición que a su vez toman la carga proveniente del empuje exterior a través de las viguetas. Con respecto al muro colado in situ o muro ademe, la excavación se efectúa empleando almejas guiadas que deben garantizar la verticalidad del mismo. Estas operaciones por peso propio mediante cables o por acción hidráulica. Con el objeto de que las paredes de la excavación permanezcan estables, se ademan mediante el empleo de lodos bentoníticos, formados por mezcla de agua bentonita, barita y aditivos en proporciones tales que garanticen un comportamiento del terreno durante las operaciones de excavación, colocación de armados y colado de los muros.

El acero de refuerzo se habilita y arma en la superficie del terreno formando parrillas cuyas dimensiones dependen del ancho, profundidad y espesor de cada tablero. Concluida la excavación y colocación de la parrilla en la zanja, se procede al colado del muro por el sistema "tremie", que consiste en vaciar concreto por medio de tuberías que permiten colocarlo partiendo del fondo de la zanja hacia arriba, de tal manera que el lodo que opera como ademe es desplazado por el concreto sin que se mezclen estos. Para que los ademes trabajen en forma continua, las juntas entre tableros son machihembradas y se forman mediante el empleo de moldes (tubos-junta) adecuados que se colocan en el interior de las zanjas; los cuales son retirados al concluir el colado y al iniciarse el fraguado del concreto. La excavación protegida por ademes de este tipo se ejecuta troquelando sin empleo de madrinas de repartición,

apoyando directamente los troqueles sobre el muro y de preferencia en las juntas entre tableros.

C.8 PROCESO DE EXCAVACION

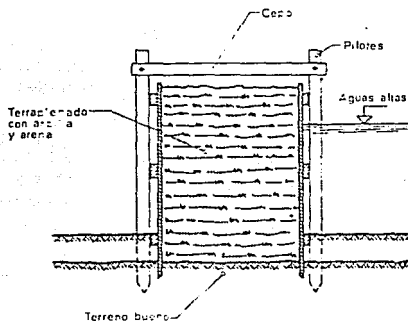
La forma de llevar a cabo la excavación puede evitar que la expansión sea motivo de que posteriormente el edificio se hunda.

Por tal razón el estudio de mecánica de suelos recomienda el sistema de excavación, o en los planos estructurales dan las recomendaciones del caso. El excavar totalmente el predio trae consigo el mal comportamiento del terreno: en cambio si se excava parcialmente, por trincheras alternas, es decir una si y otra no, las expansiones serán poco sensibles. Cuando se construye un edificio con cimentación compensada, el peso de la cimentación no es suficiente para evitar la expansión y hay que lastrar cuando se está construyendo. Entonces la excavación se hace por franjas en la zona central sin llegar a los linderos. Después de colar la cimentación hay que lastrarla de acuerdo al número de pisos, luego se excava otra zona y se vuelve a hacer lo mismo.

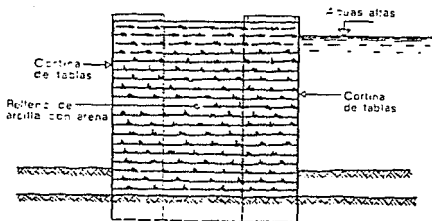
Hay que hacer notar que éste lastrado es temporal, es decir se va eliminando a medida que se construyen pisos. Deberá evitarse, a toda costa, el remoldeo de la arcilla en el fondo de la excavación, para este fin se retirarán a pala los últimos 25 cms., en seguida en toda la superficie excavada se tenderá una plantilla de concreto pobre $f'c = 100 \text{ Kgs/cm}^2$ de 5 cms. de espesor, perfectamente

nivelada. Las excavaciones deberán estar abiertas el menor tiempo posible. Después que se tenga excavada la primera etapa, se procede a construir la cimentación, continuándose la super estructura hasta el nivel uno (planta alta). Las juntas frías de colado en la cimentación se dejarán a la mitad del entreeje y en la super estructura al tercio del clavo. La segunda etapa de excavación se realizará después de haber colado el nivel uno de la primer etapa y se excavará principalmente por el fondo y avanzando hacia el frente del predio. Conforme avance la excavación se tenderá la plantilla y a la vez se habilitará el acero para el colado de la cimentación.

Todo el material que se almacene en la obra (varilla, cemento, etc.) deberá quedar simétricamente distribuido, colocado siempre sobre la cimentación construida en su primera etapa. Deberán realizarse nivelaciones periódicas a puntos convenientemente elegidos, durante y después de construir la cimentación. Este banco de referencias de nivelación, deberá quedar fuera de la construcción. De acuerdo a los datos que arrojen las nivelaciones se pensará en lastrar la zona donde existan mayores hundimientos diferenciales.



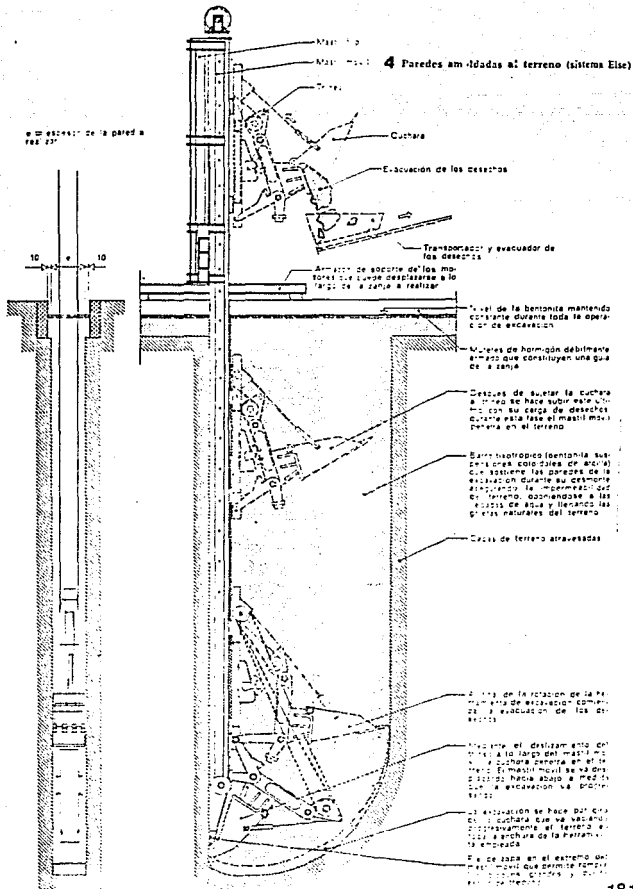
4 Corte de una pared de ataguía hecha con madera

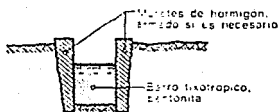


TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

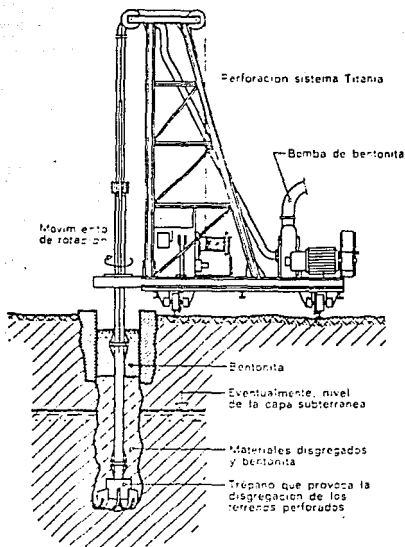
ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR





4 Corte transversal

Primera operación: realización de los dos muretes-guías.



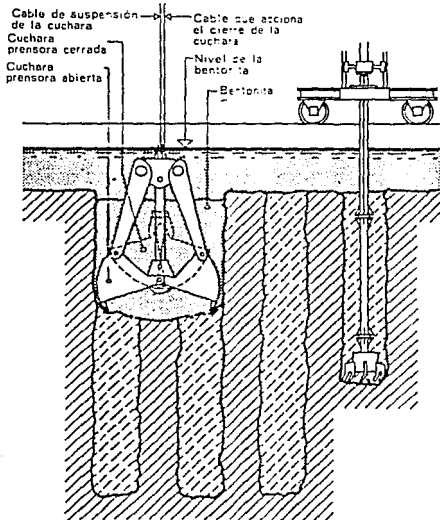
4 Corte transversal de la futura pared (sistema Benoto)

Segunda operación: ahuecamiento del terreno. (Esta operación no es necesaria en los terrenos blandos.)

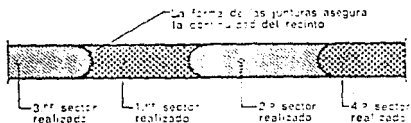
TEORÍA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

APQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

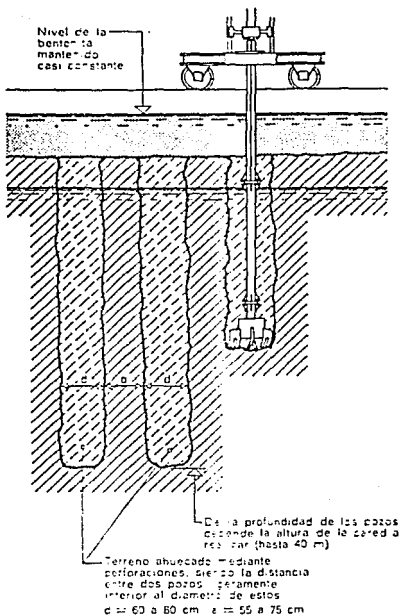


Tercera operación: evacuación de los materiales por medio de una cuchara prensora que penetra en los pozos de ahuecamiento. La bentonita ocupa entonces el espacio despendido y refuerza y apuntala las paredes de la zanja. La operación de perforación continúa.



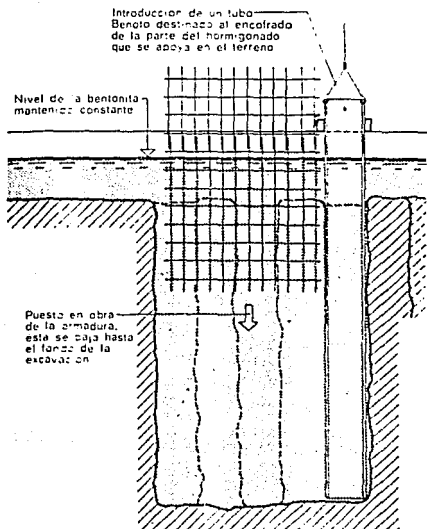
4 Planta de una pared

Se presenta bajo la forma de una yuxtaposición de tablas ancladas al terreno.



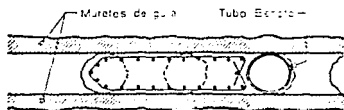
4 Corte longitudinal

El terreno se ahueca sistemáticamente por medio de la perforación de pozos.



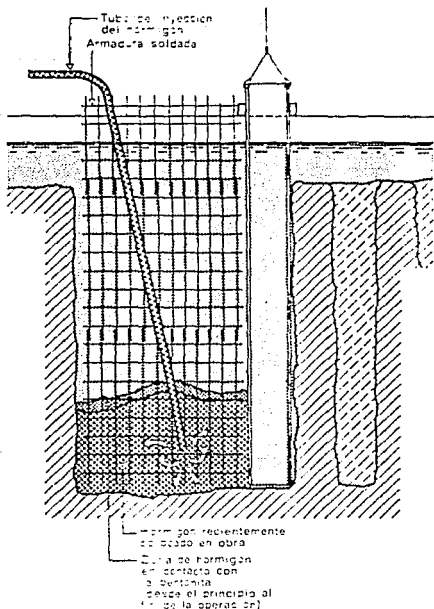
4 Corte longitudinal de la futura pared

Cuarta operación: introducción de la armadura en la excavación.



4 Vista en planta

Después de la excavación de una zona de aproximadamente 5 d (véase la fig. 260), se introduce un tubo destinado a encofrar las extremidades y permitir así el enlace con los trozos siguientes de las caras laterales de la excavación. Puesta en obra de la armadura de la pared, constituida por un armazón metálico soldado.



- 4** Quinta operación: puesta en obra del hormigón que es conducido a presión al fondo de la zanja por medio de un tubo. Este último va siendo levantado conforme avanza la operación de llenado, pero procurando que constantemente penetre por lo menos dos metros en la masa recién hormigonada. El hormigón contaminado es separado al llegar al nivel del suelo.

CAPITULO 5
PROFUNDAS
PILAS
CILINDROS
PILOTES

Teoría de
CIMENTACIONES para
Arquitectos

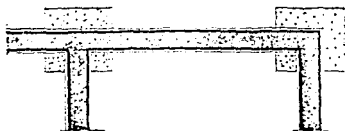
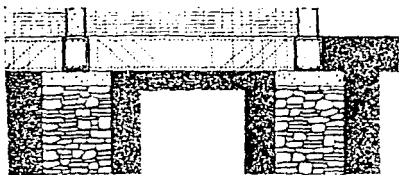


Arq. Demetrio Urias Donado Sotomayor.

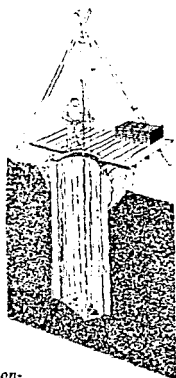
A. PILAS O POZOS

Un pilar es un sólido miembro estructural que actúa como un enorme puntal. El término cimentaciones sobre pilas se emplea mucho para describir una cimentación de zapatas y las columnas enterradas que sobre ellas se construyen in situ en una excavación profunda. Las pilas se proyectan para ser colocadas bajo el suelo blando o erosionable, por lo que, el rozamiento superficial juega muy poco en la contribución a aumentar la capacidad de carga en la mayor parte de los casos. Las pilas de cimentación se construyen de mampostería, concreto o concreto armado en una excavación. Se hacen llegar hasta el terreno resistente, donde de acuerdo con la carga y la presión admisible del terreno, llevan un ensanchamiento de su base en forma de zapata cuadrada o rectangular, o de viga continua de concreto.

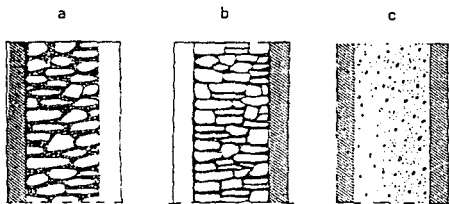
Las pilas se distribuyen bajo la estructura de forma que exista uno de ellos en los puntos donde actúan cargas concentradas. La distancia entre pilas deben reducirse colocando otras pilas adicionales de manera que la distancia entre ellas quede entre 2 y 4 metros, según la carga y el sistema constructivo. En edificios no deben colocarse pilas bajo vanos de gran luz. Las pilas se unen por su cabeza superior mediante traveses de concreto armado. Los elementos cuyo ancho sobrepasa un metro y no excede los tres metros de ancho o diámetro se denominan pilas o pozos. La pila es un elemento estructural cuya función es transmitir cargas al subsuelo mediante el apoyo de su base y la adherencia lateral que desarrolla su cuerpo.



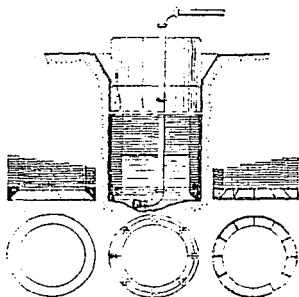
6 Planta y sección de una cimentación con pilares y vigas continuas de hormigón armado.



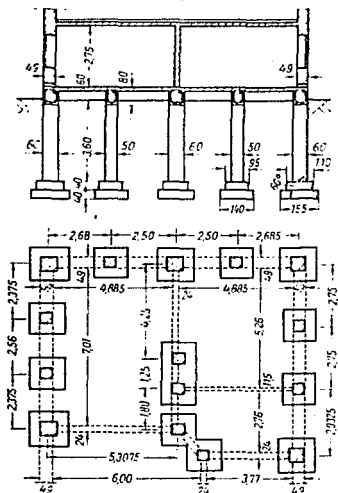
6 pozo de ladrillo.



6 Fábricas de relleno de pozos.
a) con mampuestos y ripio.
b) con mampuestos y mortero.
c) con hormigón.



6 Pozos de cimentación de ladrillo y de hormigón armado para calar en el terreno (pozos indios).

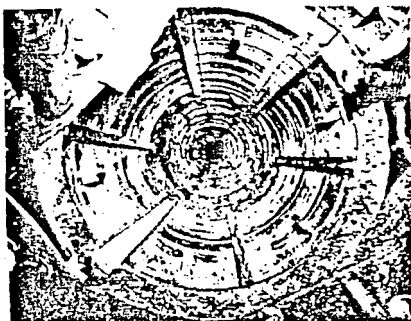
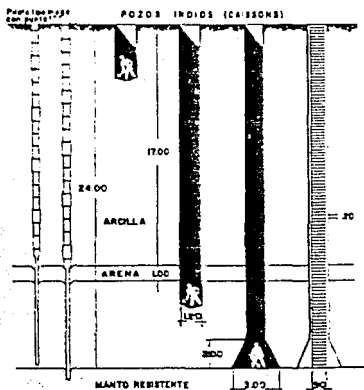


2
 Cimentación de un edificio por pozos con zapata escalonada

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DOMÍNGUEZ SOTOMAYOR



Es un elemento colado en sitio mediante la colocación de concreto en una perforación previa, con tubería "tremie" u otro método semejante. Las pilas se usan en los siguientes casos:- Cuando por necesidad de proyecto se tienen grandes concentraciones de cargas que no pueden soportar otro tipo de cimentaciones, por ejemplo zapatas y pilotes.

- Cuando por facilidad en el procedimiento constructivo se imponga sobre otro tipo de cimentación.

- Cuando sean necesarias por condiciones topográficas, estratigráficas y desde el punto de vista de mecánica de suelos.

Las pilas por ser elementos robustos pueden soportar mayor concentración de carga axial. Las pilas ofrecen una rápida construcción, reduce asentamientos y expansiones en la superficie. Pueden construirse en cualquier tipo de suelo (arcillas, limos, grava, boleos, arenas, etc.). Cuando el caso lo requiera se hace un ensanchamiento de su base(campana) esto con el fin de obtener más área de distribución de la carga y cumplir así con la limitación de resistencia que le impone la mecánica de suelos.

En general la campana no lleva armado porque trabaja como un pedestal (talud de 30 grados aprox) Cuando las descargas de las columnas son bajas; no se hace la campana y con el diámetro de la pila (mínimo 1 metro) es suficiente para alcanzar la capacidad de carga del terreno. Con una pila se llegan a soportar de 500 a 1000

toneladas. Es recomendable el uso de pilas en zonas donde el suelo no presente graves problemas de derrumbe, que dificulten los trabajos; y que la capa-apoyo no sobrepase los 25 metros, porque se corre el riesgo de que la cimentación sea antieconomica. Uno de los problemas más importantes en la construcción de pilas, es la presencia de aguas freáticas; para resolverlo se usa el sistema de colado bajo agua que utiliza un ademe de lodos bentoniticos que a medida que se cuele se van desalojando.

La forma más simple de una pila es una excavación abierta similar a un pozo para alumbramiento de aguas. Las pilas de poca profundidad en suelo firme se pueden cavar a mano. Las barrenas grandes y de gran potencia pueden hacer perforaciones abiertas tan grandes como de tres metros de diámetro y a más de 27 metros de profundidad. Se pueden emplear perforadoras especiales que pueden ensanchar el fondo de la excavación formando campana de casi el doble de diámetro de la pila. Después de hecha la excavación se rellena el pozo de concreto para formar el pilar. Cuando la pila se extiende por debajo del nivel del agua subterránea, o cuando el suelo no es lo suficiente fuerte para mantenerse sin soporte, es necesario emplear algún tipo de entibación.

La más simple es un cilindro de metal que se baja dentro del pozo inmediatamente después que se ha hecho la perforación, para mantenerla abierta hasta que se coloque el concreto. El cilindro se va extrayendo a medida que se coloca el concreto, porque la presión del

concreto fresco es capaz, en general, de sostener el suelo y evitar que penetre el agua. En suelos muy blandos o muy húmedos es necesario, algunas veces, perforar y colocar el cilindro de revestimiento en secciones sucesivas de 2.50 a 5.00 metros de longitud. Estos tramos de cilindros colocados en forma telescópica forman un pozo escalonado conocido con el nombre de cajón Gow.

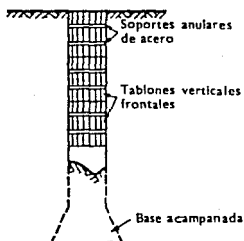
Si el pilar se apoya en roca, se baja un hombre por el pozo para limpiar la superficie de la roca de manera que no quede terreno suelto entre la roca y el concreto, esta es una operación arriesgada debido al gas y al riesgo de explosión. Si la roca tiene vetas o esta muy alterada, es necesario, algunas veces, quitar el material alterado usando un martillo neumático o en algunos casos explosivos. No es necesario que el fondo este a nivel; si la superficie es inclinada se debe fijar el pilar en una caja perforada en la roca o colocar barras de acero en agujeros perforados en la roca para unir el pilar a la roca.

El sistema Benoto permite hacer la excavación para una cimentación por pilas a gran profundidad, a través de suelos que no es fácil perforar con barrenas. La perforadora Benoto está constituida por una grúa especial equipada con un cucharón con garfios similar al cucharón de almeja, pero, con cuatro paletas que puede extraer boleos y roca blanda. Para romper los boleos y penetrar la roca blanda se emplea un pesado trépano de acero y un largo cubo cilíndrico para achicar la pasta fluida del suelo yagua del agujero.

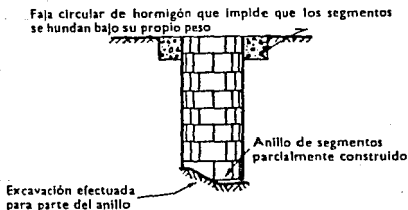
La máquina también está equipada con un canal para verter el concreto. Una máquina auxiliar ayuda a hincar el tubo de entibación, cuando éste es necesario, dándole un movimiento de rotación hacia adelante y hacia atrás, lo cual reduce el rozamiento durante la hinca. El tubo de entibación generalmente se extrae durante el vertido del concreto. El pozo Chicago es un pozo revestido con tabloncillos colocados verticalmente y sostenidos por anillos de acero colocados en el interior del mismo. La excavación se hace a mano y los tabloncillos se colocan en longitudes de 1.20 a 1.80 metros; por este método se han hecho pozos de 3.70 metros de diámetro y hasta 60 metros de profundidad.

El método de excavación mojada se usa algunas veces en suelos que son demasiados blandos, para poderse excavar sin entibación. Se hace una perforación del diámetro del pilar empleando una barrena rotatoria grande para pozos. El hueco se mantiene lleno de una mezcla de arcilla, agua y minerales pesados que tengan la misma densidad del suelo, la cual produce una presión interna que mantiene el agujero abierto. Después de hecha la perforación se introduce en el agujero un tubo cilíndrico de acero y se reemplaza la mezcla de materiales que se había introducido por agua limpia y se construye el pilar depositando el concreto bajo el agua empleando un embudo. Este método no permite una completa limpieza de la excavación ni la inspección del estrato en que se apoyará el pilar.

En la construcción de pilas se define si la perforación será estable en forma natural, o si por el contrario se requerirá

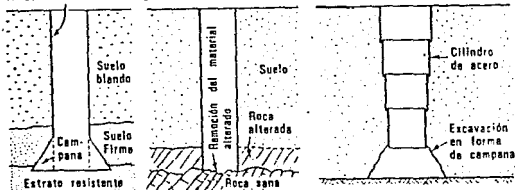


3 CONSTRUCCIÓN DE PROFUNDOS PILARES DE CIMENTACIÓN POR EL MÉTODO «CHICAGO»



3 CONSTRUCCIÓN DE UN POZO PARA UN PILAR CON FORROS A BASE DE SEGMENTOS MEDIANTE APUNTALAMIENTO POR LA BASE

Tubo que se extrae durante la colocación del hormigón



a. Pilar barrenado acampanado

b. Pilar barrenado sobre roca sana

c. Método Cow con excavación acampanada en la base

1 Construcción de pilares en pozos.

estabilizarla con lodo bentonítico o con ademe metálico; igualmente se consigna la forma de verificar durante la perforación, la naturaleza del manto de apoyo. Con el colado se especifica un sistema que evite la segregación del concreto, o en su caso, la contaminación con el lodo bentonítico. Otros aspectos que deben establecerse son: Método y equipo para la eliminación de azolves, duración del colado y sus interrupciones; diámetro de la tubería de colado con relación al tamaño del agregado y recubrimiento y separación del acero de refuerzo.

B. CILINDROS DE CIMENTACION (CAJONES INDIOS)

Para dimensiones transversales del orden de tres metros o mayores, los elementos de cimentación se construyen huecos para economizar material y disminuir su peso propio, con un tapón en su punta. Se le llama cilindro por ser esa su forma usual y siempre se construyen de concreto, hincandolos en tramos prefabricados. Es una estructura que es hundida a través del terreno o del agua a fin de excavar y colocar la cimentación a la profundidad prescrita, y que posteriormente llega a formar parte integrante del trabajo definitivo.

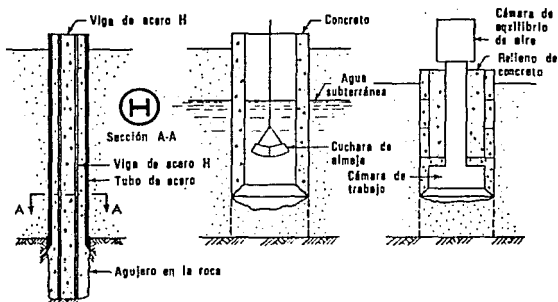
La misión consiste en poder transmitir las cargas estructurales a través de profundos estratos de suelo débil hasta un estrato más firme que proporcione un adecuado apoyo y resistencia a las cargas laterales. Desempeñan una función análoga a las cimentaciones de pilotes, estribando la diferencia más acusada en el procedimiento de construcción. Son elementos abiertos

por arriba y por abajo, o por un solo lado, generalmente de forma cilíndrica, que se hincan hasta el terreno resistente mediante excavación y extracción del suelo que queda en su interior, rellenándolos posteriormente con concreto.

En suelos adecuados este método de cimentación puede utilizarse también bajo la capa freática o bajo el agua. Por el contrario no resulta recomendable cuando el terreno puede presentar obstáculos como raíces, bolos, restos de antiguas construcciones, etc; ya que éstos sólo se pueden atravesar con grandes dificultades. Tampoco se puede usar la cimentación por cajones en la proximidad de edificios existentes que no estén cimentados a la misma profundidad (por lo menos) a la que vayan a hincar los cajones, ya que en caso contrario al extraer el suelo interior del cajón el terreno circundante asienta fácilmente.

Este tipo de cimentación se utiliza poco debido a las dificultades que suelen surgir; en general se recurre a la cimentación por pilotes o mediante aire comprimido. La sección más favorable de los cajones es la circular porque: La relación entre el perímetro y la superficie encerrada es mínima, con lo cual se reduce la resistencia por rozamiento ofrecida a la hinca.

El suelo queda uniformemente repartido en torno a la cuchara de excavación, con lo que se evita una hinca irregular, la inclinación del cajón y su eventual fisuración.

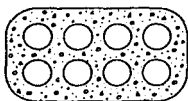


a. Perforación por dentro del tubo

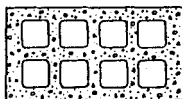
b. Cajón abierto

c. Cajón neumático

1 Construcción de diferentes tipos de cajonas.



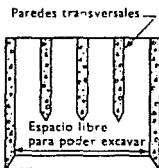
a)



b)

3 SITUACIÓN DE LOS POZOS DE DRAGADO EN UN CAJÓN

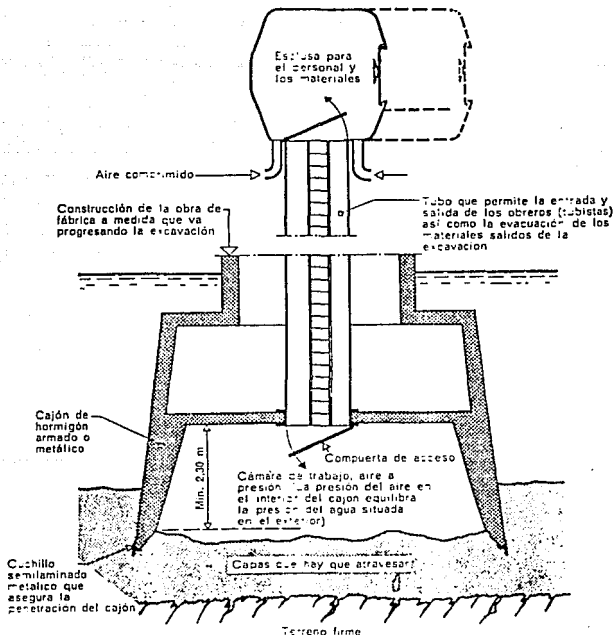
a) pozos circulares; b) pozos cuadrados.



3 POZOS DE DRAGADO PARA UN MONOLITO

La forma circular es la más favorable para resistir los empujes exteriores de tierra o agua. Por el contrario, un inconveniente de la forma circular es que los cajones giran con facilidad en la hinca y se salen de su alineación. También se pueden utilizar otras secciones, sin embargo se deben evitar las formas asimétricas, ya que su hinca plantea grandes dificultades. Actualmente los cajones tienen una sección vertical rectangular. La superficie en planta del cajón se determina de acuerdo con la carga a transmitir y la presión admisible del terreno, sin tener en cuenta el rozamiento entre las paredes del cajón y el terreno. Se han hincado con éxito cajones de todo tamaño, de 1 metro a 50 metros de ancho.

En la hinca de cajones individuales son siempre preferibles unos pocos cajones grandes que muchos pequeños ya que: Los cajones grandes tienen paredes más gruesas, y por tanto, se hincan más fácilmente sin una sobrecarga especial. No es necesario realizar tan frecuentemente la interrupción de la hinca para prolongar el cajón, lo que siempre causa retrasos. Los cajones grandes quedan bastante separados unos de otros y por ello se pueden hincar con mayor seguridad frente a una desviación lateral. Esto se debe a que los cajones se inclinan fácilmente hacia el lado donde el terreno ya está alterado por otra operación de hinca. En cualquier caso la distancia entre dos cajones, entre cuchilla y cuchilla, no debe ser inferior a 60 cm ya que, en caso contrario, el segundo cajón podría transmitir cargas al hincado en primer lugar.



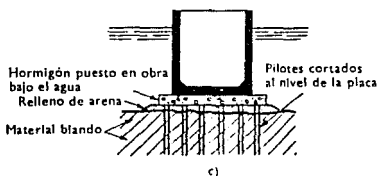
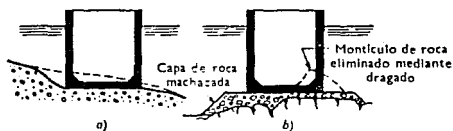
4 Corte esquemático de un cajón para el establecimiento de cimentaciones bajo el nivel del agua

Las cimentaciones realizadas por medio de cajones pueden llevarse a cabo sin aportación de aire comprimido. Entonces el cajón desciende por corte o desmante del terreno y constituye, desde su puesta en obra, el muro de los sótanos de la construcción.

TEORIA DE CIMENTACIONES

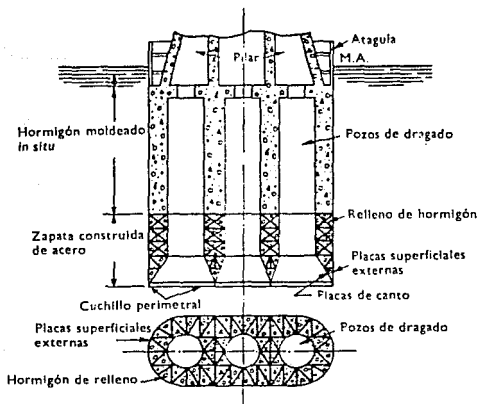
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



3 MÉTODOS PARA CIMENTAR UN CAJÓN CERRADO

- a) sobre grava dragada o sobre formaciones rocosas; b) sobre una capa de roca machacada situada encima de una superficie rocosa.



3 CARACTERÍSTICAS DEL DISEÑO DE PUENTES DE POZOS ABIERTOS

B. TIPOS DE CAJONES O CILINDROS

B.1.1 CAJONES DE FABRICA DE LADRILLO

Estos cajones son generalmente redondos; tienen la ventaja de que su gran peso suele hacer innecesaria la utilización de un lastre. Su recrecido se suele hacer, cuando es posible, simultáneamente con la hinca. La colocación de la fabrica debe hacerse a un nivel tal que el fraguado ya se haya producido cuando aquélla llegue al contacto con el terreno. Para mantener el monolitismo y facilitar la hinca, el cajón se construye sobre una cuchilla circular metálica. La fabrica está constituida por ladrillos de cosura dura tomados con un mortero de cemento de fraguado rápido y un enlucido por su cara exterior.

Para aumentar el peso se hace lo más gruesa posible hacia el interior, dejando el espacio necesario de trabajo y sobresaliendo en voladizo de la cuchilla, generalmente de pequeño ancho por razones de economía. Si es de esperar un cambio en la estratificación del suelo y en su resistencia por rozamiento, debe evitarse el agrietamiento de la parte inferior del cajón, causado por un aumento del rozamiento, anclando la fabrica de ladrillo a la cuchilla.

B.1.2 CAJONES DE CONCRETO Y CONCRETO ARMADO

Se utilizan principalmente con pequeños diámetros; tienen la ventaja de que su recrecimiento se consigue

muy fácilmente mediante anillos prefabricados, siendo muy fácil la ejecución de la cuchilla. Debido a las delgadas paredes, el espacio de trabajo es grande pero el peso es relativamente pequeño, por lo que suele ser necesaria una sobrecarga para la hinca. Las fabricas de productos de concreto suelen disponer de cajones prefabricados hasta un diámetro de unos 2.20 metros. Los cajones de concreto armado suelen colarse generalmente en el lugar de la hinca. En suelos blandos es suficiente con un armado normal de la cuchilla; en suelos duros la cuchilla debe reforzarse mediante perfiles metálicos o chapa.

B.1.3 CAJONES METALICOS

Resultan bastante costosos, aunque están indicados para grandes profundidades de agua debido a su elevada resistencia y a su peso relativamente pequeño, por lo cual se pueden mover fácilmente y suspender de los aparatos de elevación. Los cajones grandes están formados por chapas de palastro de 1 a 1.5 metros de altura, con angulares de refuerzo, y unidas mediante bridas en ángulo atornilladas. Todos los angulares horizontales quedan por el interior con lo cual no se dificulta la hinca, mientras que los verticales están en la cara exterior para contrarrestar el posible giro del cajón.

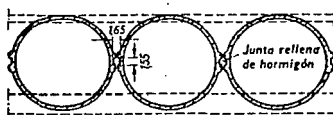
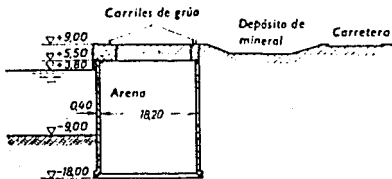
B.1.4 HINCADO DE CAJONES O CILINDROS

Los cajones de gran diámetro, en terrenos consistentes y con pequeños caudales freáticos, el suelo puede extraerse a mano o mecánicamente, con auxilio de un

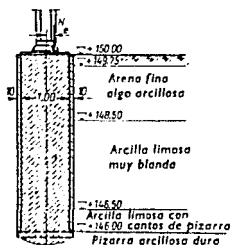
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

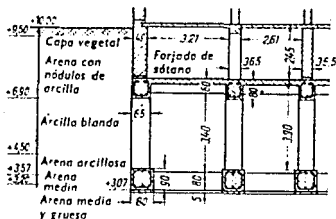
ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



2
Muro de muelle formado por cajones de hormigón



2
Pilar metálico cimentado sobre un cajón



2
Edificio cimentado sobre pizos con un enparrillado de vigas de hormigón armado

agotamiento ordinario. Si los caudales freáticos son importantes y existe el peligro de un sifonamiento resulta económico hacer descender el nivel freático.

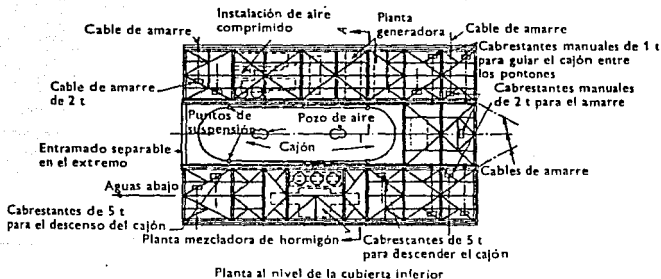
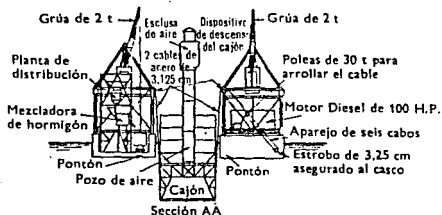
También es posible excavar el terreno bajo el agua. En este caso se ahorran los costos de agotamiento; la maquina más utilizada es la excavadora de cuchara, también se han utilizado con éxito las bombas aspirantes. Para excavar el terreno por debajo del agua, el nivel de la misma en el cajón debe mantenerse permanentemente a unos 10 ó 50 cms sobre el nivel freático ya que, en caso contrario, la entrada de agua desde el exterior arrastraría partículas de suelo al interior del cajón.

La excavación debe realizarse homogéneamente de los lados hacia el centro, con lo se evita el peligro de que el cajón se incline; cuando esto sucede, a pesar de todo, el cajón debe volver a enderezarse excavando en la parte más alta. En cajones formando una fila apretada debe hincarse uno de cada dos, colocando los demás posteriormente, ya que de esta forma el terreno se altera lo mismo a ambos lados de cada cajón y se evita la deformación en un sólo sentido. Si la distancia entre cajones es igual o mayor que el diámetro de los mismos, no existen riesgos en la hinca sucesiva de cajones adyacentes. Los cajones de gran altura se fabrican en varias fases de trabajo; una vez hincada la parte inferior, se recrece el cajón, reanudando la hinca una vez que el concreto ha endurecido.

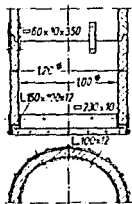
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

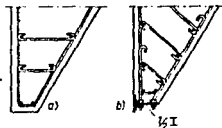


3 DESCENSO DE UN CAJÓN DESDE UNA INSTALACIÓN FLOTANTE PARA LOS PUENTES SOBRE EL RÍO TIGRIS, BAGDAD (REID Y SULLIVAN)



2

Cajón de hormigón con armadura de la cuchilla y refuerzo de los empalmes



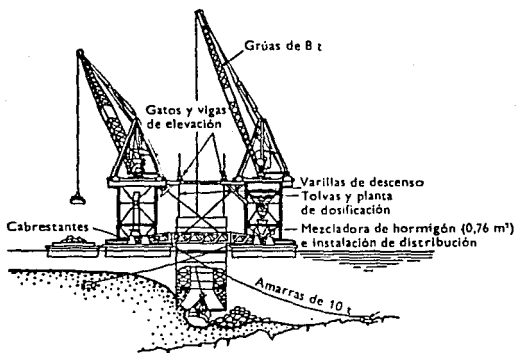
2

Tipos de cuchillas
a) para suelos blandos
b) reforzada para suelos duros

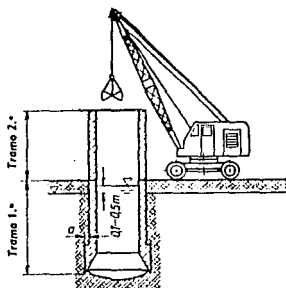
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



3 DESCENSO DE UN CAJÓN DESDE LA INSTALACIÓN FLOTANTE EN EL PUENTE DEL BAJO ZAMBESI (HOWORTH **)

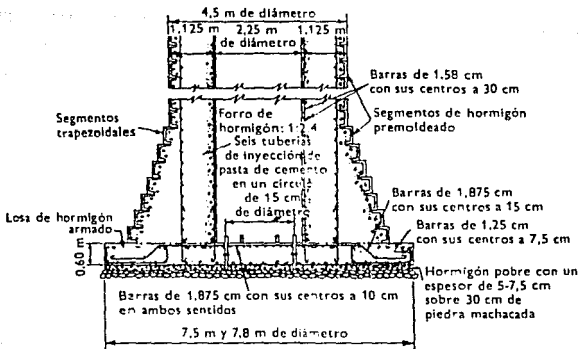
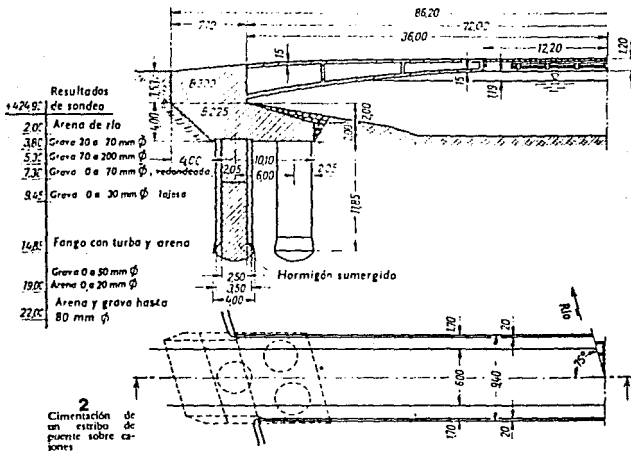


2
Hincada de un cajón
para un malecón

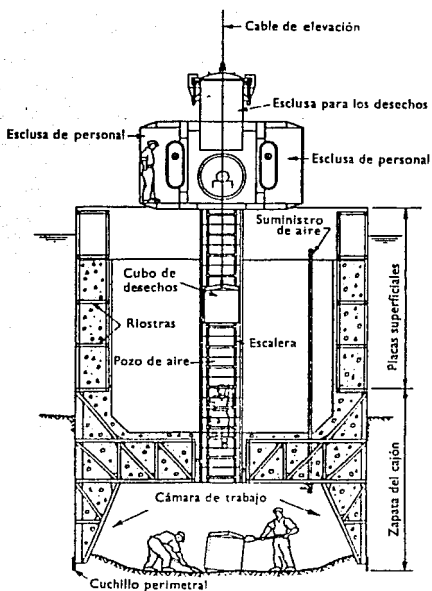
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO UFIAS DONADO SOTOMAYOR



3 BARRAS ACAMPAÑADAS DE FILARES FORRADOS CON SEGMENTOS, EN EL EDIFICIO DE SEGUROS EN NEW ASIA, SINGAPUR (NOWSON '73)



3 DISPOSICIÓN GENERAL DE UN CAJÓN NEUMÁTICO (WILSON Y SULLY **)

B.1.5. RELLENO Y UNION DE CAJONES O CILINDROS

Una vez que se ha hincado en cajón se procede a rellenarlo. En obras bajo la capa freática el concreto se realiza totalmente bajo el agua, una vez que se han igualado los niveles del interior y el exterior, o se cuela bajo el agua una solera de concreto de espesor según cálculo. Una vez endurecida esta solera se extrae el agua del cajón y se continúa el colado en seco. Para cajones pequeños es preferible el colado completo bajo el agua. La unión de los cajones se realiza inmediatamente por encima del nivel del agua, especialmente en aquellas estructuras sometidas a fuertes empujes horizontales. en edificación y en aquellas estructuras en que no existen estos empujes se da a los cajones una altura que permite realizar las obras de unión directamente bajo la estructura suprayacente, en ciertos casos incluso mediante los muros del sótano.

C. PILOTES

C. ASPECTOS GENERALES

Los pilotes son anteriores a la historia que conocemos. Hace doce mil años los habitantes neolíticos de Suiza hincaron pilotes de madera en los blandos fondos de lagos poco profundos para construir sus casas sobre ellos y a una altura suficiente para protegerlos de los animales y de los guerreros vecinos. Estructuras similares están actualmente en uso en las junglas del sudeste de Asia y de América del Sur. Venecia fue construida sobre pilotes

de madera en el delta pantanoso del río Po, para proteger a los primeros italianos de los invasores del este de Europa y al mismo tiempo, para estar cerca del mar y de sus fuentes de subsistencia.

Los descubridores españoles dieron a Venezuela ese nombre, porque los indígenas vivían en chozas construidas sobre pilotes en las lagunas que rodean las costas del lago de Maracaibo. El propósito de los pilotes es hacer posibles construcciones en lugares donde las condiciones del suelo no son favorables. Los pilotes son fustes relativamente largos y esbeltos que se introducen en el terreno. Son columnas que se hincan en el terreno para pasar las cargas de la cimentación a zonas más profundas y resistentes. Pueden trabajar apoyados en su base sobre alguna capa o lecho resistente del terreno o por fricción adhiriéndose al que van atravesando.

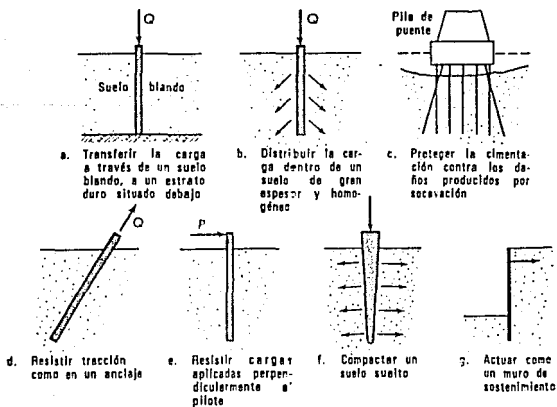
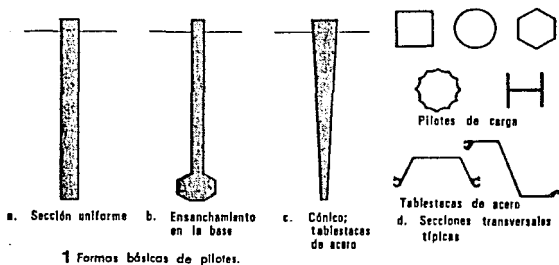
Es un elemento columnar estructural cuya función es transmitir las cargas de la superestructura al subsuelo trabajando de punta o por fricción, según las condiciones dadas en un estudio de mecánica de suelos. La sección transversal de un pilote puede ser: Circular, hexagonal, cuadrada, triangular (Delta), en I o H. Su grueso varía entre 30 cms y 1 metro. Los pilotes tienen por misión transmitir las cargas que gravitarán sobre un estrato de terreno a otro de mayor resistencia, ahorrando la total excavación para la búsqueda del mismo y el mayor volumen de cimentación.

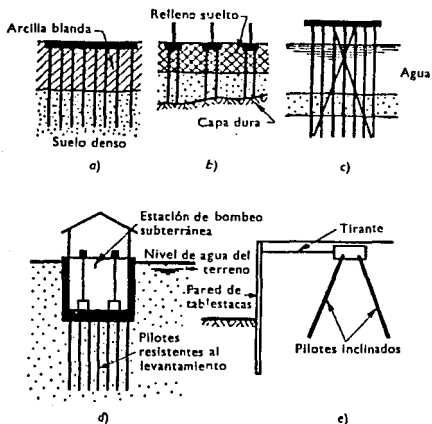
Los pilotes son piezas largas, cilíndricas o prismáticas, que penetran a través de un suelo de baja capacidad

TEORIA DE CIMENTACIONES

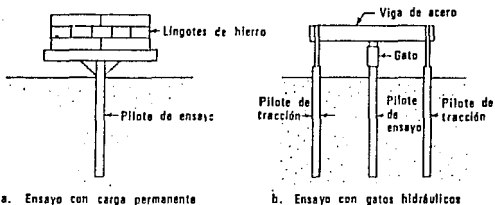
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR





3 TIPOS DE CIMENTACIONES DE PILOTES



1 Ensayo de carga en un pilote

portante, a fin de transmitir las cargas a una zona de capacidad portante más elevada. Se usan en terrenos de escasa resistencia o en terrenos empapados de agua. Pueden ser de madera, concreto armado, pretensados y metálicos. Cuando el terreno resistente está profundo, las cargas de la estructura se suelen transmitir al mismo mediante pilotes. Por lo general los pilotes están sometidos solamente a esfuerzo axial, es decir, a tracción o compresión.

Las fuerzas horizontales deben ser absorbidas mediante pilotes inclinados, los cuales no suelen ser necesarios en edificios, generalmente. Si la fuerza horizontal que solicita un pilote totalmente embebido en el terreno o un grupo de pilotes no es superior a un 3% o como máximo un 5% de la carga vertical, se puede prescindir en general de los pilotes inclinados. La carga del pilote puede transmitirse al terreno por rozamiento o fricción por el fuste, presión en la punta o combinación de ambos. La forma de transmisión de carga depende del tipo de terreno y de las características del pilote. Las dimensiones de un pilote (longitud y sección) están determinadas por la naturaleza de los estratos del terreno y su capacidad de carga, en cambio su naturaleza (pilotes prefabricados o hechos in situ) está determinada por las condiciones económicas y prácticas.

C.a. CUANDO SE DEBEN USAR LOS PILOTES.

1. Cuando la carga transmitida por el edificio no puede ser distribuida suficientemente a través de una

cimentación superficial y en la solución posible se exceda la capacidad portante del suelo.

2. Cuando los estratos inmediatos al cimiento pueden determinar asentamientos imprevisibles y a cierta profundidad, con los medios actuales se puede alcanzar económicamente un suelo resistente, este es el caso de obras que se deban apoyar sobre fangos o rellenos de baja calidad.

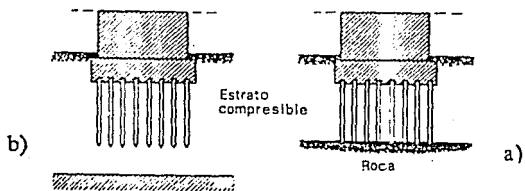
3. Cuando el terreno es susceptible de sufrir superficialmente, grandes variaciones estacionales: hinchamientos y retracciones.

4. En edificios sobre el agua.

5. Cuando sea necesario resistir cargas inclinadas (muros de contención, muelles, etc).

6. Para recalzar o recimentar cimientos existentes.

7. Cuando los cimientos puedan estar solicitados a tracción. Ya sean estructuras que para su equilibrio necesitan elementos sometidos a tracción (estructuras de cables). Para posibles hinchamientos debido a un gran volumen de terreno excavado o por el aumento considerable de humedad del suelo. En edificios sometidos a esfuerzos de viento.

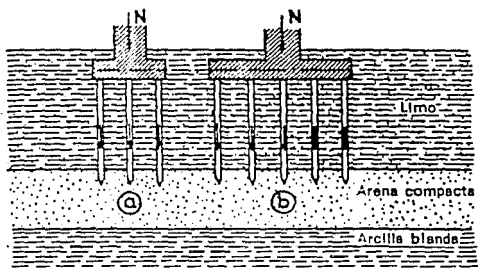


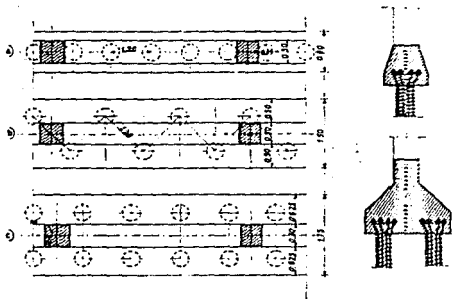
Cimentaciones sobre pilotes.

a) Pilotes aislados; b) Grupo de pilotes.

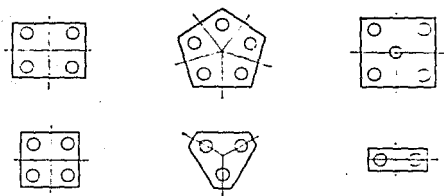
a) Pilotes fuertemente cargados;

b) Pilotes cargados débilmente.





6 Disposición de los pilotes para diversos tipos de vigas reversas.



6 Disposición de los pilotes para diversos tipos de plinths aislados.

C.b. SELECCION DE PILOTES SEGUN EL SUELO.

En terrenos de relleno o superficialmente muy blandos, situados sobre estratos duros, se usan pilotes que trabajen primordialmente por punta, incluso con base ensanchada; en subsuelos de resistencia media hasta gran profundidad, se usan pilotes que trabajen esencialmente por rozamiento entre el suelo y el fuste, también resisten algo por punta, tanto más cuanto más se haya ensanchado la base. En agua o en suelos saturados y en suelos no cohesivos, se usan pilotes prefabricados, esta vibración por la hincada consolida las arenas secas.

En arcillas, los que mejor trabajan son los fabricados in situ y con esto se evita el remoldeo de las mismas, ya que merma el rozamiento entre el suelo y el fuste. En suelos susceptibles de hincharse y retraerse se usan pilotes cortos, los cuales, además de transmitir por rozamiento las cargas del edificio, lo anclan a un suelo más profundo que no este afectado por los movimientos estacionales. En arenas finas, a base de tablestacas se confinan estas con el fin de evitar el efecto de la erosión eólica.

C.c. INCONVENIENTES QUE PRESENTA EL PILOTAJE.

a. CONSOLIDACION EXCESIVA DE LAS ARENAS.

Cuando se esta hincando un grupo de pilotes en arena, el suelo se vuelve cada vez más consolidado; ello es la causa de que a medida que avanza el pilotaje, cueste más y más hincar los pilotes, para evitarlo se debe cuidar el

proceder de dentro hacia afuera o de un extremo a otro, pero nunca hincando pilotes perimetrales y los centrales de último.

b. LEVANTAMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS.

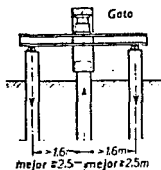
Cuando se hinca un grupo de pilotes, es frecuente ver como el pilote central del grupo va subiendo a medida que se hincan los demás; rehincar este pilote hasta la profundidad requerida no siempre es posible, depende en parte del procedimiento usado. En este caso el terreno también tiende a consolidarse y no es extraño que, después de un cierto tiempo, asienten los pilotes del centro del grupo. Por todo esto, es más conveniente el construir los pilotes in situ con perforación previa.

c. SUELOS CON BOLOS.

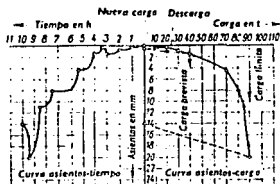
Muchos pilotes se rompen o desvian en presencia de bolos, en principio las distintas patentes tienen procedimientos para romper o apartar estos obstáculos, los pilotes metálicos especialmente del tipo H, son muy adecuados en estos casos.

d. ROCAS DEBAJO DE SUELOS BLANDOS.

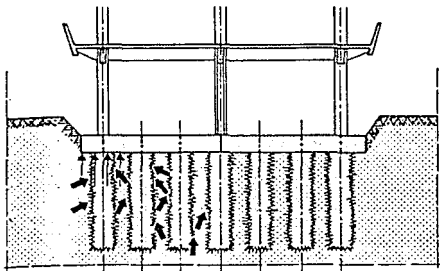
En este caso puede no ser suficiente el que los pilotes descansen sobre la roca, será necesario taladrarla y anclar el pilote en la misma. El pilote debe ser de los construidos in situ y armados en toda la longitud de su fuste, de manera, que esta armadura penetre en la perforación realizada en la roca; también puede hacerse un



2 Dispositivo de carga para ensayo de pilotes a tracción

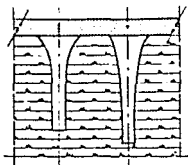


2 Representación del ensayo de carga de un pilote (según la DIN 1054)



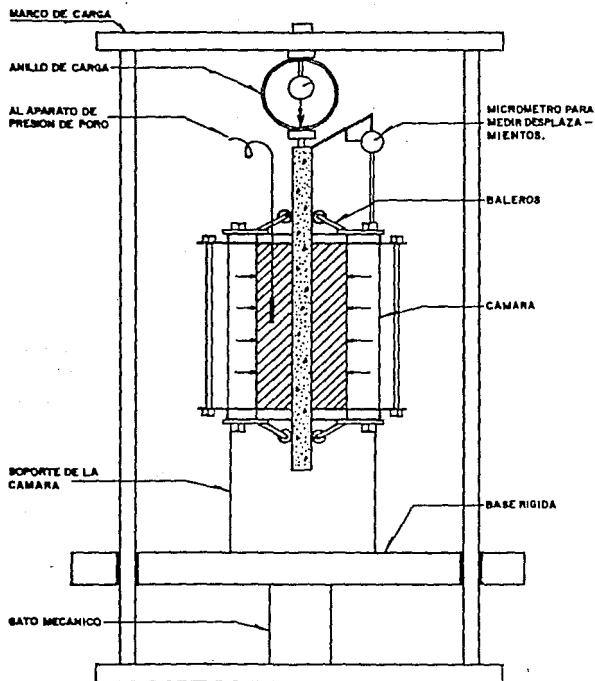
4 Cimentaciones sobre pilotes flotantes

Los pilotes flotantes, por las fuerzas de rozamiento que crean en el terreno, cooperan a la estabilidad de la construcción ayudando al zanjado a soportar las cargas.



4 Los pilotes cónicos

Pueden aportar una valiosa ayuda para las cimentaciones en terreno malo.



7 Cámara para probar fricción suelo-pi
lote concreto

postensado del pilote a partir de unas armaduras ancladas a la roca.

e. PILOTES SUJETOS A VIBRACION.

Hay suelos en los que una vibración produce un efecto de licuado o bién de consolidación. En ambos casos un pilote que se encuentre inmerso en este suelo se asentará. Por ello debe tenerse especial cuidado en las vibraciones producidas por maquinaria cimentada sobre ellos e incluso en las vibraciones producidas por la ejecución de un pilotaje próximo. Los terrenos más sensibles son las arenas finas y las arcillas tixotrópicas.

f. CAVIDADES EN EL SUELO.

Cuando se hinca un grupo de pilotes, puede ocurrir que mientras los estratos profundos se consolidan por efecto de la hincá, el estrato más superficial se cuelga de los pilotes por rozamiento lateral; esto produce un hueco entre ambos estratos, reduciendo la eficacia del rozamiento entre el suelo y el fuste.

C.1. CLASIFICACION GENERAL DE LOS PILOTES

1. SEGUN LA PENETRACION EN EL SUELO

a- Por percusión para todos los tipos de pilotes, ya sea con gatos o martinetes.

b- Por moldeo para los pilotes de concreto armado.

c- Por atornillamiento en el caso de pilotes de concreto armado.

d- Por hinca con lanzamiento de agua a presión.

2- SEGUN LA SITUACION DE LA CAPA RESISTENTE

a- Pilotes columna, en los cuales la carga de la estructura se transmite mediante pilotes a una capa de terreno resistente profunda.

b- Pilotes flotantes, son los que no alcanzan un estrato resistente.

3- SEGUN LA TRANSMISION DE CARGAS

a- Pilote de rozamiento o fricción. Transmiten la carga al terreno por rozamiento del fuste.

b- Pilotes de punta, en los cuales la carga se transmite principalmente por la presión en la punta y el rozamiento del fuste en las proximidades de la misma. La presión admisible en la punta se aumenta notablemente mediante un ensanche de la misma en algunos pilotes moldeados in situ o prefabricados.

4- SEGUN EL GRADO DE EMPOTRAMIENTO EN EL TERRENO

a- Pilotes enterrados, que están introducidos en el terreno en toda su longitud.

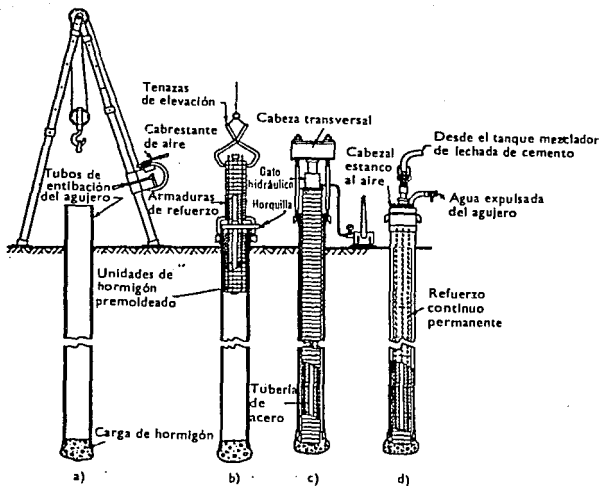
B- Pilotes libres, que solo tienen la parte inferior dentro del terreno estando la superior libre y quedando, por tanto, solicitados a pandeo.

5- SEGUN EL MATERIAL QUE LOS CONSTITUYE

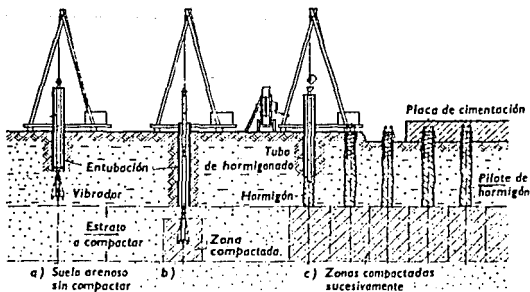
- a- Pilotes de madera.
- b- Pilotes de acero o metálicos.
- c- Pilotes de concreto armado.
- d- Pilotes de concreto presforzado.

6- SEGUN EL TIPO DE SOLICITACION

- a- Pilotes de tracción, que están sometidos a arrancamiento y que transmiten el esfuerzo al terreno por rozamiento del fuste, fricción.
- b- Pilotes a compresión, sometidos a fuerzas que tienden a introducirlos en el terreno a que transmiten las cargas de la estructura por presión de la punta y rozamiento del fuste.
- c- Pilotes de control, que trabajan igual que los de compresión, pero solo reciben una parte del peso de la estructura puesto que la otra la toma directamente del terreno en contacto con la cimentación superior.



3 FASES EN LA FORMACIÓN DE UN PILOTE DE NÚCLEO PREMOLDEADO



2. Pilote realizado con consolidación previa del terreno
- Hilera de la entubación con ayuda del vibrador
 - Compactación del terreno bajo la punta del pilote
 - Hormigón del pilote sobre el terreno compactado

7- SEGUN LA FORMA DE LA SECCION

Cilindricos, cuadrados, octogonales, perfiles I, H, +, y Delta.

8- SEGUN SISTEMA DE FABRICACION

a- Pilotes prefabricados, que se llevan a la obra en su estado definitivo y solo queda introducirlos en el terreno. Pueden ser cortos o largos.

b- Colados in situ, pueden ser con camisa recuperable o sin camisa.

9- SEGUN SU PERFORACION

a- Con perforación previa.

b- Sin perforación previa o por desplazamiento.

10- SEGUN SU LOCALIZACION

a- Axiales

b- Excentricos.

11- SEGUN EL MOMENTO DE HINCADO

a- Previos al desplante de la obra.

b- Posteriores al desplante de la obra.

C.3 CLASIFICACION SEGUN EL PROCEDIMIENTO DE EJECUCION.

C.3.1 PILOTES DE DESPLAZAMIENTO.

La clasificación de pilotes de acuerdo con el procedimiento de ejecución, es quizás la más importante, ya que este proceso puede ser determinante del comportamiento del pilote en función del tipo de terreno en que se ha realizado. El espacio ocupado por algunos pilotes se consigue logrando que el suelo que lo ocupa anteriormente se desplante bajo presión a zonas próximas, produciendo una mayor compacidad del terreno contiguo, lo que resulta especialmente importante en el caso de los suelos cohesivos incoherentes. Estos pilotes se llaman de desplazamiento. Unas veces el pilote terminado fuera del suelo, caso de los pilotes prefabricados, de madera, concreto o metálicos, se hinca hasta su posición definitiva por percusión o por vibración.

Raras veces se rosca en el suelo o se introduce con gatos; pero otras veces el pilote de desplazamiento se ejecuta introduciendo en el terreno una vaina hueca o una entubación taponada inferiormente, que se rellena de concreto, moldeando in situ el pilote en su posición definitiva dentro del terreno.

C.3.2. PILOTES DE EXTRACCION

Por el contrario, al realizar otros pilotes, el espacio que estos van a ocupar se libera extrayendo el suelo, por excavación con cucharas, chapetas, chuponas o arrastre por circulación de agua o fangos. Estos pilotes se denominan de extracción, con ello se pueden atravesar zonas compactas que constituyen barreras infranqueables para los pilotes de desplazamiento. Los pilotes de extracción pueden realizarse perforando por percusión o sondeo, ya sea al amparo de una entubación abierta, o manteniendo la excavación con ayuda de lodos bentoníticos. Sólo en suelos cohesivos consistentes se puede realizar la excavación sin utilizar medios para contener las paredes de la excavación.

Entre los pilotes de extracción realizados con entubación abierta, los más comunes o usados son aquellos en los que la entubación se recupera a medida que se va colando el fuste del pilote. Entre los realizados sin entubación, cuando las paredes de la perforación no se mantienen solas, se recurre al efecto estabilizador de lodos bentoníticos en su doble función de líquido que empuja contra las paredes y que al mismo tiempo penetra en el suelo creando una costra o capa impermeable, de regular resistencia. Si el terreno es de tal calidad que las paredes de la perforación se mantienen sin ayuda, se realiza la extracción del suelo por medios mecanizados, tales como gusanillos helicoidales, cubos rotatorios, etc, utilizando diferentes elementos de corte y ataque, según la naturaleza del suelo que tiene que tener cierta cohesión.

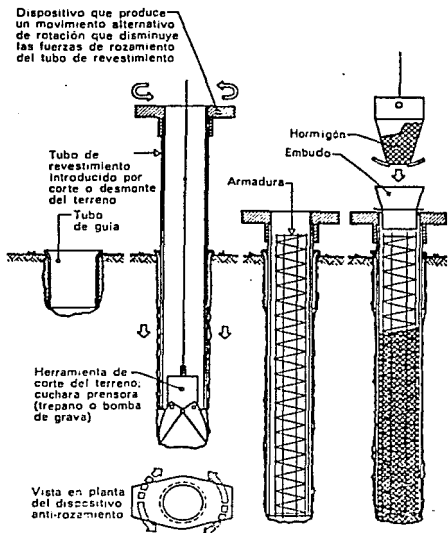
Algunas veces el terreno permite la ejecución de un ensanchamiento o acampanamiento en la base del pilote con lo que pueden aumentarse notablemente las cargas transmitidas por la punta. Ciertos pilotes, de uso menos corriente, disfrutan de la ventaja de un desplazamiento parcial, sin dejar de ser pilotes de extracción. Tal es el caso de los obtenidos cuando, después de realizada una perforación, se hinca en la misma un pilote prefabricado de mayor sección que la excavación, consiguiéndose un desplazamiento parcial en el subsuelo.

C.3.3. PILOTES DE EXTRACCION - DESPLAZAMIENTO

Las más de las veces el desplazamiento se obtiene precionando sobre el concreto del fuste recién colado, por batido mecánico o por presión de aire comprimido. Estos pilotes de extracción que cuentan con características adicionales de desplazamiento, se les llama de extracción-desplazamiento, puesto que combinan las dos formas de ejecución anteriores. Pueden atravesar estratos que resultan difíciles para los pilotes de desplazamiento, y además lograr una mejora de la densidad relativa del suelo, en las capas incoherentes, con ventaja sobre los pilotes de extracción.

C.3.4. PILOTES EN GRUPO Y CEPAS.

Muy frecuentemente, las cargas que transmiten los edificios son muy grandes y no siempre los suelos son capaces de permitir la construcción de pilotes de gran diámetro; es por ello que, en tales circunstancias, lo que



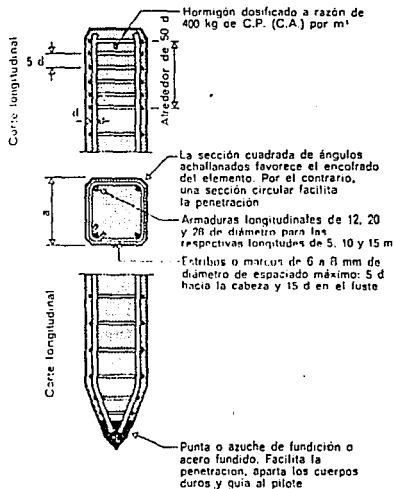
Separación

Corte y
desmote
del terreno

Colocación
de la
armadura

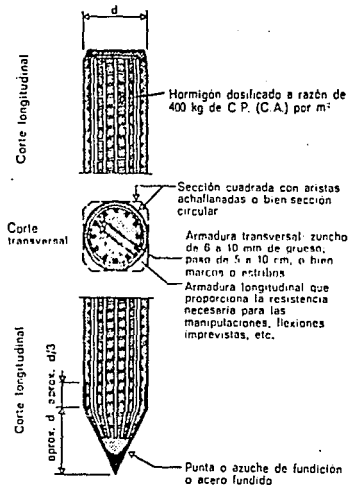
Hormigonado

4 (Pilote de perforación, amoldado al terreno - Hochstrasser-Weise.)



4 Pilote premoldado de hormigón armado

*Pilote lleno, longitud de 5 a 15 metros.
a = variable, de 30 a 40 cm.*



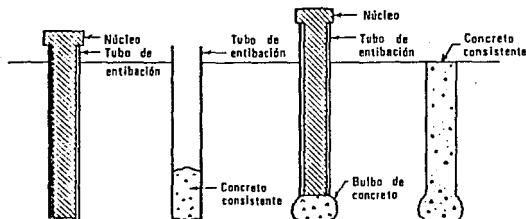
4 Pilote premoldado de hormigón armado

Elemento fuertemente solicitado con armadura zunchada.

TEORIA DE CIMENTACIONES

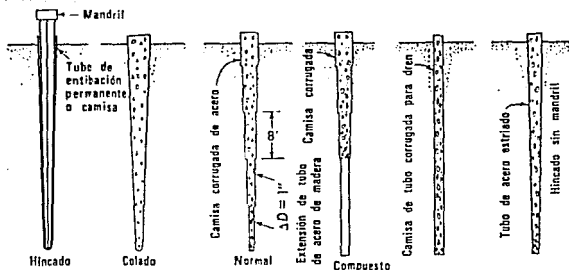
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



- a. Tubo de entibación y núcleo hincados en el terreno
- b. Núcleo sacado. Masa de concreto consistente colocado en el fondo del tubo de entibación
- c. Levantamiento del tubo de entibación y apisonamiento del concreto para formar un bulbo
- d. Pilote terminado. El tubo de entibación se quita una vez relleno de concreto

1 Construcción de un pilote de bulbo sin tubo de entibación permanente.



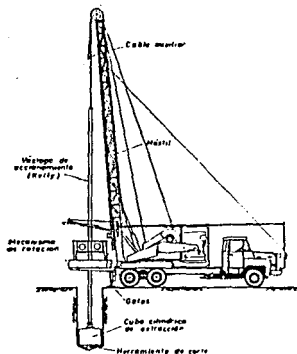
- a. Pilote Raymond cónico
- b. Pilote Raymond escalonado; hincado con mandril
- c. Tubo corrugado hincado con mandril
- d. Pilote Unión Monotube

1 Pilotes de hormigón fabricados "in situ".

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

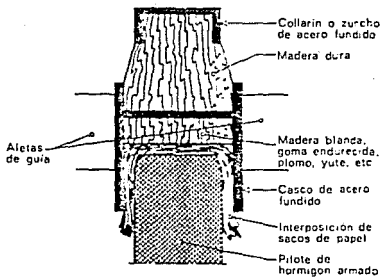
ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



2 Pilote excavado sin entubación (B-22) tipo Calwell montado sobre camión.



2 Pilote "Cadwell"



4 Casco protector de la cabeza del pilote

se hace es hincar un grupo de pilotes los cuales se unen en cabeza a través de una cepa de concreto armado. Los grupos de pilotes están más o menos estandarizados, desde grupos de dos pilotes hasta 19 o más.

La separación enytre pilotes que trabajen por rozamiento debe ser de 2.5 a 3 veces el diámetro de los mismos, pero no debe superar nunca los 105 cms. o el perimetro del pilote (en su parte más estrecha). Las cepas del grupo de pilotes, pueden tener cualquier altura comprendida entre 55 cms. y 150 cms. dependiendo de la carga a distribuir, del número de pilotes y de su separación.

Cuando las cepas tengan uno o dos pilotes, deben arriostrarse lateralmente a fin de evitar desplazamientos laterales, aunque estos encadenados normalmente son necesarios para soportar los pavimentos o los muros superiores, de tal manera que éstas carguen también sobre los pilotes y no sobre el suelo superficial blando.

C.3.5. PUESTA EN OBRA DE PILOTES.

a. MAZAS DE SIMPLE ACCION.

Es la máquina más simple para hincar pilotes. La maza se levanta y se deja caer sobre la cabeza del pilote desde una altura controlada; al ruido que produce esta acción se le suele unir el del escape de vapor, si la maquinaria funciona por este medio, o del estruendoso motor de un

compresor de aire. Es el procedimiento más usado en la hincada de pilotes prefabricados de concreto, metal o madera.

b. MAZAS DE DOBLE ACCION.

Estas mantienen una rápida sucesión de golpes sobre la cabeza del pilote, su efecto es doble, hincan el pilote y producen una vibración en el suelo, lo cual es ventajoso en suelos granulares.

c. VIBRADORES.

Acoplados al pilote le proporcionan una vibración que facilita su introducción en el suelo al anular temporalmente el efecto de rozamiento entre el suelo y el pilote. La velocidad de introducción es de 20 cms./seg. aproximadamente. La penetración se realiza silenciosa hasta alcanzar la profundidad deseada. Las vibraciones se amortiguan en el suelo, siendo prácticamente nulas a distancia de un metro.

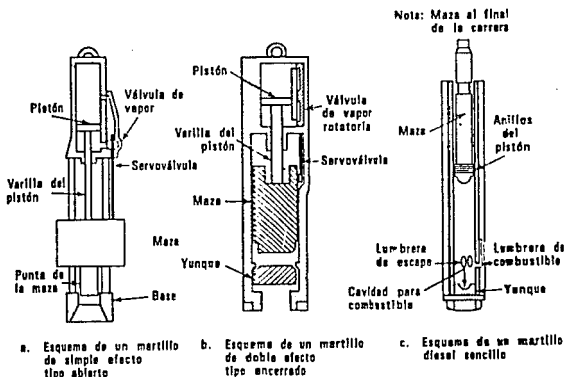
d. HINCADO POR GATO HIDRAULICO.

Procedimiento silencioso y sin vibraciones; muy práctico para cimentaciones, pudiendo ser utilizados incluso en el interior de edificios en donde la altura de maniobra es pequeña. La carga de reacción del gato puede ser obtenida del propio cimiento que se está recalzando, o bien mediante un lastre.

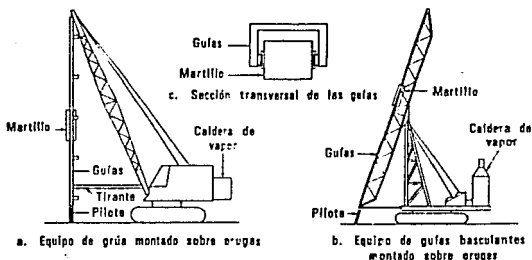
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

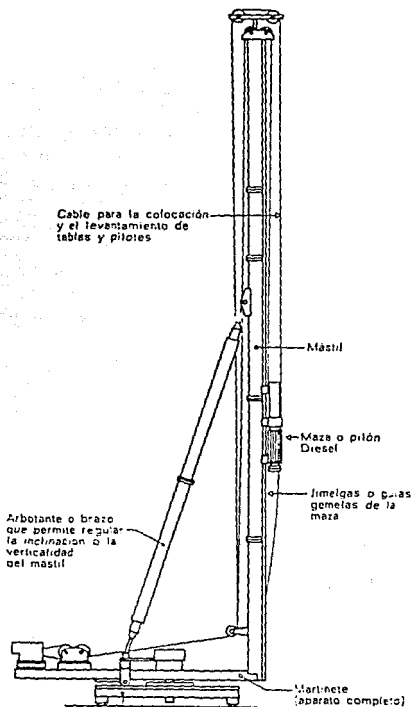
ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



1 Esquemas de la construcción de los martillos de vapor para la hincada de pilotes.



1 Partes principales de un equipo para hincada de pilotes o martinete.



El martinete puede ir montado sobre un carril que circula sobre carriles o también sobre un patín o sobre calzos o cuñas

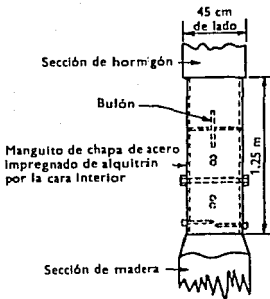
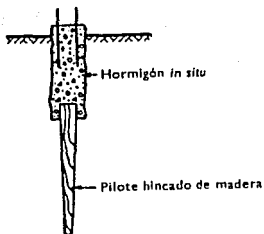
4 Martinete y maza Diesel (Delmag)

La hincadura de tablas y pilotes en el terreno se realiza por golpeo sobre sus cabezas; éste se efectúa por medio de una maza guiada por las jinetas o largueros gemelos de un martinete.

TEORIA DE CIMENTACIONES

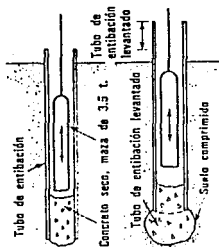
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



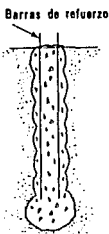
3 PILOTE COMPUESTO DE MADERA Y HORMIGÓN

3 JUNTA ENMANGUITADA DE UN PILOTE COMPUESTO DE HORMIGÓN Y MADERA EN EL MUE-LLER SKARVIK OIL, GOTENBURGO^{3,12}

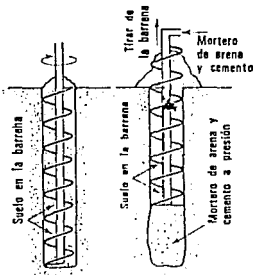


Hinca del tubo de entibación con tapón de concreto

Tubo de entibación levantado, Tapón aplasado para formar un bulbo



Cimentación con refuerzo terminada



Barrena enroscada en el suelo, el suelo llena la barrena

Lechada a presión a través del vértigo de la barrena

a. Pilote o cimiento por desplazamiento Tipo Frankl

b. Pilote barrenado e inyectado a presión

1 Pilotes especiales sin tubo de entibación permanente.

e. HINCADO POR ROTACION.

Se basa en utilizar pilotes cuya punta de acero esta hecha a manera de una hélice, o en forma de rosca. Aplicando un esfuerzo de rotación en la parte superior del pilote se produce la introducción del mismo.

f. HINCA PREVIA DE UN REVESTIMIENTO.

Hay un buen número de procedimientos más o menos parecidos, en los que se introduce una entubación de acero o concreto, sea excavando por dentro de ella, sea hincandola mediante una maza que cae sobre un taco de concreto que se ha construido en la punta de la camisa. Este procedimiento es menos ruidoso ya que el impacto se produce en profundidad y el suelo amortigua en algo la vibración.

g. EXCAVACION PREVIA.

Existen máquinas capaz de excavar en suelos coherentes con taladros de gran diámetro. Si es necesario pueden trabajar en el interior de un revestimiento, no obstante suelen utilizarse en arcillas rígidas donde esta precaución no es necesaria. Las perforaciones suelen llegar a tener hasta 2.40 metros de diámetro y una profundidad de 30 metros o más.

C.3.6. ENSAYOS DE CARGA EN PILOTES.

Siempre que sea posible se deben realizar ensayos in situ para comprobar el valor de la carga máxima que soportan

los pilotes. Generalmente, se toma un coeficiente de seguridad que varía entre 2 y 3 para grupos de pilotes en arenas, y entre 2 y 2.5 para pilotes aislados en arcillas. Los métodos usados son similares al del ensayo de placa, con la ventaja de que en algunos casos se puede utilizar una carga de reacción la resistencia a la tracción de los pilotes próximos. Siempre que sea posible hemos de intentar ahorrarnos el cargar a través de un lastre.

C.4 PILOTES DE MADERA

C.4.1 GENERALIDADES

Han sido utilizados por el hombre desde tiempos prehistóricos, para asentar las cimentaciones de sus poblados lacustres. Entre los romanos, hincar pilotes era un arte bien establecido; en Mesoamérica se usó para la cración de chinampas y ganarle así terrenos al lago de México. Entre las maderas que se usan para estos tipos de pilotes tenemos: la encina, la haya, el olmo, el castaño, el olivo, el abeto blanco, el pino silvestre, el greenhart, el jarrah, la teca, el pino de Oregón, el pitchpin, el spruce, el southern cypress, el hemlock, el azobé, el talí, el roble, el cedro y el palmito. Como refuerzo de las cabezas de hincado se emplean el olmo y el azobé.

C.4.2 PARTES CONSTITUYENTES DE UN PILOTE

A) CABEZA

Es la extremidad superior del pilote; recibe los golpes sucesivos del mazo o martinete, teniendo la tendencia a

aplastarse y a hendirse y en algunos casos de astillarse. Se evita el astillado procediendo al zunchado, operación que consiste en introducir en caliente, sobre la periferia del pilote, un anillo de hierro que, al enfriarse, comprime progresivamente las fibras y las refuerza. Este zuncho debe estar unos 3 cm., por debajo de la parte superior de la cabeza para evitar el choque directo con el mazo.

B) PUNTA

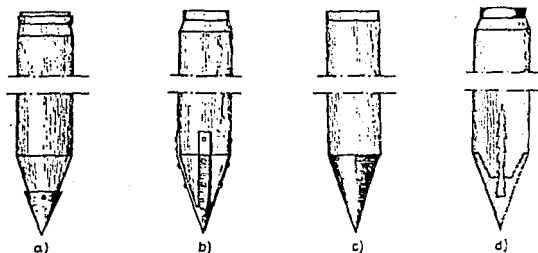
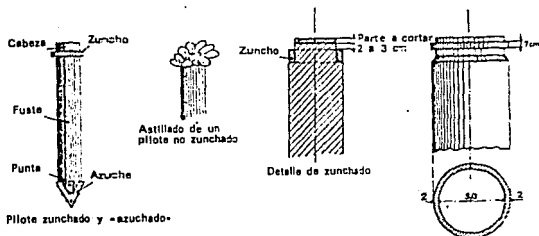
En contacto permanente con el suelo, tendría tendencia a disgregarse durante el hincado, como si no estuviera protegida con un casco o azuche metálico; este azuchamiento debe estar en el eje del pilote, para evitar desviaciones durante el hincado. C) FUSTE

Es el cuerpo total del pilote localizado entre la cabeza y la punta, siendo mas grueso en la cabeza que en la sección más cercana a la punta.

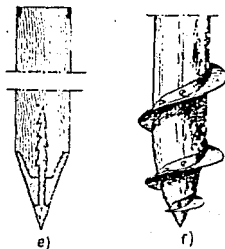
C.4.3. ENCOPLEADURA DE PILOTES

Es el dispositivo de unión que permite prolongar el pilote para conseguir unos de mayor longitud, la prolongación así obtenida se llama falso pilote. La encopleadura constituye un punto débil del pilote. Se utiliza en los casos siguientes:

- Cuando un pilote es demasiado corto para alcanzar un estrato resistente.



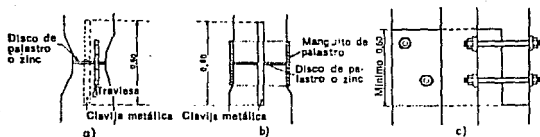
5 — a) Punta armada con un cono metálico; b) Punta acerada provista de cuatro ramas piramidales (fijadas al pilote mediante clavos de cabeza plana); c) Azuche en forma de cono; d) Azuche de fundición; e) Azuche de fundición terminado por una punta de acero cónica; f) Punta guarnecida por un angular enrollado en espiral (caso de pilotes de rosca). (Reproducido del *Tratado práctico de armaduras*, por E. Barberot y L. Grivaud. 2.ª edición, 1952. Béanger-Dunoé. Editores, París.)



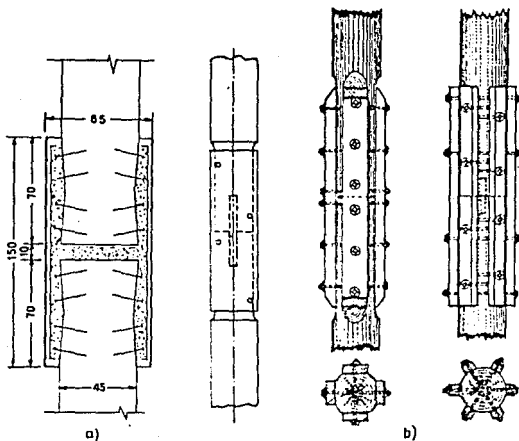
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRO URIAS DONADO SOTOMAYOR



5 a) Encopleadura de media madera; b) Encopleadura de clavija y traviesa; c) Encopleadura de manguito. (Reproducido de *Cimentaciones de puentes y edificios*, por H. Jacoby y R. Davis. Copyright 1953 por Mc Graw-Hill Book Co. Utilizado con la autorización de Mc Graw-Hill Book Co., New-York.)



5 a) Encopleadura según Hosking (1948); b) Encopleadura según Englund (1936). (Reproducido de *Cimentaciones de puentes y edificios*, por H. Jacoby y R. Davis. Copyright 1953 por Mc Graw-Hill Book Co. Utilizado con la autorización de Mc Graw-Hill Book Co., New-York.)

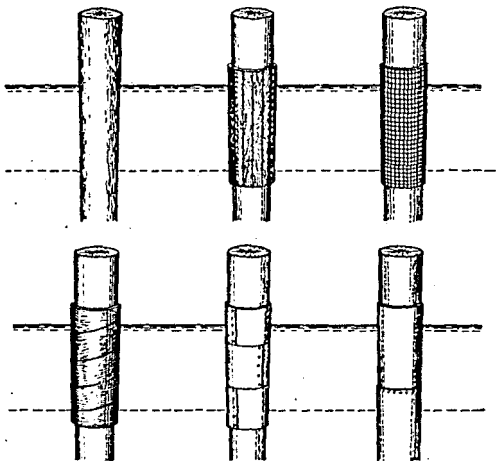
- Cuando no se dispone del suficiente espacio para la hincada del pilote.
- Cuando el martinete es de poca altura.
- Para hacer la unión al remplazar la parte podrida que se sustituye por una sana.

C.4.4. CARACTERISTICAS Y DIMENSIONES

El pilote debe cortarse siguiendo exactamente las fibras de la madera, de ser sano, sin podredumbre ni nudos viciosos, exento de rajadas, grietas o cualquier otro defecto que pueda comprometer su resistencia y duración.

- a) La línea, formada uniendo el centro de la cabeza con el centro de la punta, debe pasar por el interior del fuste.
- b) El fuste debe ser muy regular. El diámetro de la sección más delgada no debe ser inferior a los $\frac{2}{3}$ del diámetro de la sección más gruesa.
- c) La flecha no debe sobrepasar el $\frac{1}{100}$ de la longitud.
- d) El diámetro en el centro del pilote debe estar comprendido entre $\frac{1}{30}$ (terrenos resistentes) y $\frac{1}{40}$ (terrenos blandos) de la longitud.

Para pilotes enterrados, 20 cm. de diámetro como media para 5 metros de longitud más 1.5 cm. por metro lineal adicional, hasta unos 10 metros, a partir de esa longitud el aumento será de 1 cm. por metro adicional. Para

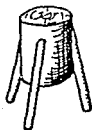


5 - Protección mecánica de los pilotes. (Reproducido de *Cimentaciones de puentes y edificios*, por H. Jacoby y R. Davis. Copyright 1953 por Mc Graw-Hill Book Co. Utilizado con la autorización de Mc Graw-Hill Book Co., New-York.)

- 5**
a) Mazo de madera;
b) Pisón.



a)



b)

pilotes libres con cabeza, 28 cm. de diámetro como media, para una longitud de 6 metros más 1,5 cm. por metro adicional hasta los 10 metros, siendo el incremento a partir de esa longitud de 1 cm. por metro adicional. La longitud de un pilote depende de las características del subsuelo en el cual se ha de hincar. Por lo normal se emplean pilotes de 5 a 15 metros, sin embargo se pueden usar pilotes de hasta 25 metros. En algunas zonas de USA, se han hincado pilotes de 40 metros y hasta de 50 metros de longitud. El diámetro del pilote depende de su longitud, así como de la clase de madera usada.

TABLA DE DIMENSIONES

Longitud del pilote mts.	Diámetro a 1m de la cabeza cms.	Diámetro en la punta cms.	Diámetro en la semilongitud cms.
5	20 a 22 max 35	9 a 13 max 15	
7.5	22 a 24 max 27	10 a 16 max 15	
10	22 a 25 max 30	10 a 19 max 15	
12.5	25 a 26 max 35	12 a 18 max 20	
15	25 a 29 max 40	13 a 20	
17.5		15 a 22	25 a 31 max 35
20		20 a 23	30 a 32 max 36
22		20 a 23	30 a 32 max 38

C.4.5. CAPACIDAD PORTANTE

Respecto a la capacidad portante de los pilotes de madera con diámetro mayor o igual a 26 cm. se puede adoptar la regla empírica de que un pilote soporta aproximadamente 1.1 ton./cm de diámetro. En los pilotes cortos, libres en la cabeza, ésta regla también sirve para la elección del diámetro del pilote, pero en los de gran longitud el efecto de pandeo exige dimensiones mayores.

C.4.6. PROTECCION DE LOS PILOTES DE MADERA

Desde el punto de vista de la protección, son numerosos los métodos que pueden utilizarse, ya sea protegiendo la superficie de la madera mediante la aplicación de diversas sustancias, revistiendo la superficie de la masa mediante diversos productos utilizados desde la antigüedad, este último método se aplica aún en nuestros días, siendo las sustancias tóxicas empleadas para la impregnación la Creosota y varios derivados de los fenoles. La aplicación de la creosota prolonga la vida del pilote de 15 a 30 años o más. Los pilotes tratados quedan protegidos contra la putrefacción, incluso en lugares sometidos a alternancias de sequía y de humedad. Un pilote tratado, dura más tiempo que uno no tratado sometido a las mismas condiciones.

Un ejemplo de conservación de pilotes de madera, digno de consideración, se ha obtenido cuando, en 1902, se hundió el Campanile de San Marcos en Venecia; los pilotes de cimentación, que habían estado en servicio

durante 1002 años, se encontraban en un estado de conservación tal que los constructores decidieron reconstruir el Campanile sobre los mismos. Únicamente los pilotes pueden resultar dañados en el mar, principalmente en los trópicos, por animales xilófagos, especialmente por la broma o teredo y la cochinilla, desde unos 50 cms., por debajo del fondo hasta el nivel medio del agua. La protección mecánica se hace mediante el recubrimiento del pilote, utilizando chapas de hierro, acero, zinc o cobre, cuidadosamente fijadas al pilote mediante clavos de cobre, protegiéndolos durante un tiempo más o menos largo, sin embargo, esas chapas se corróen. A veces se han recubierto con clavos de hierro de cabeza ancha, preferentemente de forma cuadrada.

C.4.7. CLASIFICACION

Los pilotes de madera circulares se clasifican en tres categorías:

- a) Pilotes de madera tratados de grandes longitudes y diámetros para cimentaciones muy importantes.
- b) Pilotes de madera tratados de longitudes y diámetros menores para cimentaciones de importancia media.
- c) Pilotes de madera no tratados y en los que las cabezas están mantenidas constantemente bajo el agua.

C.4.8. HINCADO

Es el procedimiento que consiste en hundir el pilote en el suelo.

Para realizar un hincado en las mejores condiciones es necesario tener en cuenta lo siguiente:

- La cara superior del pilote debe ser bien plana y perpendicular a su eje.
- La cabeza debe estar bien protegida y su punta bien adaptada al terreno.
- La superficie de contacto de la maza debe ser plana y perpendicular al eje del pilote.
- Debe el pilote estar convenientemente guiado.
- Empleo de un mazo pesado cayendo de poca altura.
- Evitar en lo posible el rebote que se produce en el caso de un mazo ligero y una gran altura de caída. (o los dos a la vez); la cabeza del pilote se deteriora y el mazo rebota, perdiéndose una gran energía.
- Evitar el batido excesivo o sobre batido, que provoca deterioros peligrosos en el pilote.

C.4.9. TIPOS DE HINCADO

A) CON MAZO DE MADERA, CON PISON

El mazo, de un peso aproximado de 10 Kgs., está hecho con un leño redondo, zunchado en los extremos, al cual se adapta un mango con el que puede maniobrar el operario. Este agarra el mazo con las dos manos y haciéndolo voltear por encima de su cabeza, golpea sobre el pilote. Se utiliza para el hincado de pilotes de pequeñas dimensiones, de 5 a 6 metros de longitud y que no sobre pasan los 12 cms. de diámetro. El pisón, de un peso entre 20 y 50 Kgs., es una especie de mazo con tres mangos inclinados, cada uno de los mangos lo lleva un operario que se sitúa sobre la plataforma, al mismo nivel de la cabeza del pilote. Elevado a la altura deseada, el pisón se deja caer súbitamente sobre el pilote. A medida que el pilote se hunde, la plataforma se baja progresivamente. Se utiliza el pisón para el hincado de pilotes de 12 a 18 cms., de diámetro. Debido a que las maniobras con este ingenio son difíciles, se utilizan normalmente los martinetes.

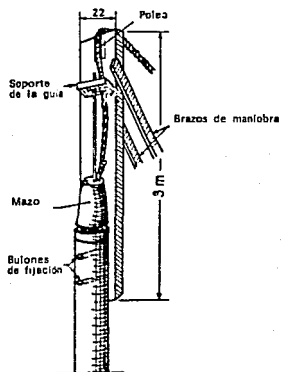
B) MARTINETE IMPROVISADO ANTERSEN

Esta formado por un tablón fijado al pilote de 22 x 8 cms. de sección y de unos tres metros de altura, la parte superior del tablón lleva una polea de 30 cms., de diámetro así como un soporte de la guía del mazo; esta guía es de acero de 3cms., de diámetro, fijada en el pilote a una profundidad de 20 cms.: el mazo horadado está atravesado por el vástado que le sirve de guía, este mazo pesa 80 Kgs., y debe maniobrarse por cuatro hombres que accionan los tirantes.

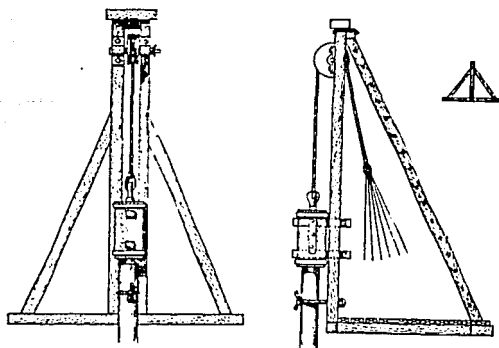
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

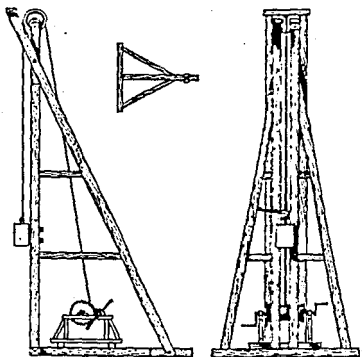
ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



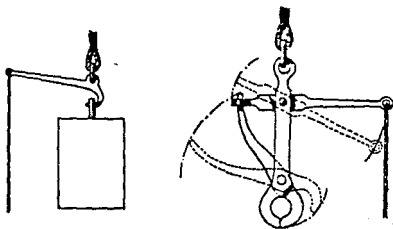
5 Martinete improvisado tipo «Andersen».



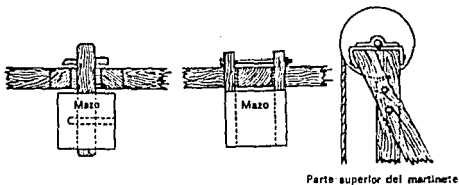
5 Martinete de tirantes. (Reproducción del *Tratado práctico de armaduras de madera*, por E. Barberot y L. Grivaud, 2.^a edición, 1952. Béanger-Dunod, Editores, Paris.)



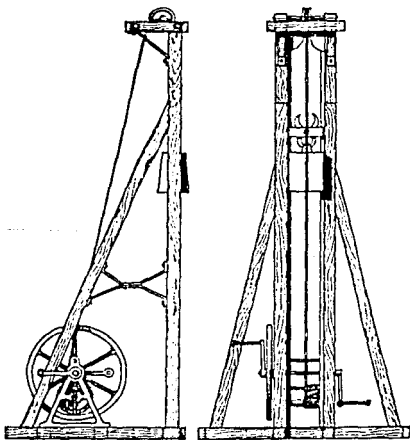
5 Martinete de pestillo. (Reproducido del *Tratado práctico de armaduras de madera*, por E. Barberot y L. Grivaud. 2.ª edición. Bérange-Dunod, Editores, París.)



5 Pestillos. (Reproducido del *Tratado práctico de armaduras de madera*, por E. Barberot y L. Grivaud. 2.ª edición. Bérange-Dunod, Editores, París.)



5 Remate del martinete. (Reproducido del *Tratado práctico de armaduras de madera*, por E. Barberot y L. Grivaud. 2.^a edición. Béanger-Dunod, Editores, París.)



5 Martinete de pestillo. (Reproducido del *Tratado práctico de armaduras de madera*, por E. Barberot y L. Grivaud. 2.^a edición. Béanger-Dunod, Editores, París.)

C) MARTINETES DE TIRANTES

Es el más antiguamente empleado y que aún se usa en las obras de poca importancia. Se compone de una solera en forma de triángulo cosntituído por una tabla frontal, dos tornapuntas y una tabla trasera en el vértice del triángulo. Dos tablas gemelas, que se apoyan en la tabla frontal de la solera y sirven de guía al mazo. Dos puntales y un tirante atravezados por clavijas, que sirbe de escalera, y que, juntamente con los puntales, mantienen las tablas gemelas verticales.

También tiene una masa de metal de un peso de 120 a 300 Kgs., unida a un cable que pasa por una polea de gran diámetro fija en la parte superior de las guías. El extremo del cable está provisto por un haz de cuerdas llamadas tirantes, de las cuales tiran los operarios a manera de campaneros, el número de cuerdas es tal que cada hombre no tenga que realizar un esfuerzo superior a 20 Kgs. La tracción sobre los tirantes debe ser sincronizada; es necesario que todos los operarios maniobren simultáneamente; para conseguirlo, se ayudan por conteo o por canto, que suele ser dirigido por el responsable de la hinca. Este tipo de hincado es muy lento, y por lo tanto costoso, se emplea para profundidades de hincado mínimas.

D) MARTINETE DE PESTILLO

Sistema mecánico, que permite una altura de caída, peso de la masa, y potencia mecánica superior a los vistos anteriormente, tiene la misma disposición que el

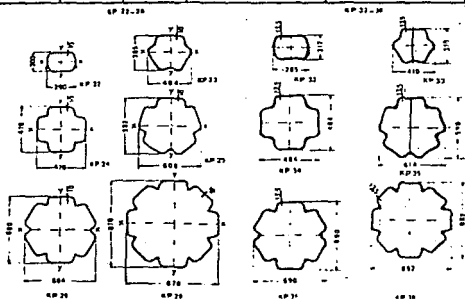
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

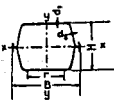
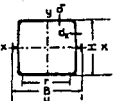
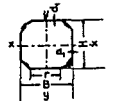
ARQ. DEMETRIO UFIAS DONADO BATOMAYOR

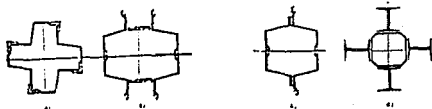
5 Pilotes metálicos Krupp

Perfil	Peso kg/m	Perí- metro cm	Sección		Momento de inercia		Módulo resistente	
			Acero cm ²	Total cm ²	J_x cm ⁴	J_y cm ⁴	W_x cm ³	W_{min} cm ³
KP 22	65	86	82	520	4 890	8 040	489	489
KP 23	98	126	123	1 117	20 619	20 619	1 115	1 021
KP 24	130	164	164	1 802	44 614	44 614	1 875	1 756
KP 25	163	200	205	2 625	80 820	80 820	2 786	2 667
KP 26	195	240	246	3 572	132 162	132 162	3 887	3 755
KP 28	260	320	328	5 824	287 924	287 924	6 619	6 485
KP 32	90	88	114	545	6 994	11 150	660	
KP 33	135	130	171	1 140	28 671	28 671	1 541	1 392
KP 34	180	165	228	1 840	61 554	61 554	2 544	2 377
KP 35	225	205	285	2 670	112 365	112 365	3 809	3 660
KP 36	270	245	342	3 600	183 744	183 744	5 265	5 176
KP 38	360	325	456	5 875	402 148	402 148	9 119	8 957



5 Pilotes «Larsen»:

Perfiles Larsen	Perfil	Peso (kg/m)	Dimensiones					Momento de inercia		Módulo resistente	
			B	H	d ₁	d ₂	r	J _x	J _y	W _x	W _y
			mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
	LP1	71,2	434	260	7,5	6,3	225	7 850	18 600	600	860
	LP2	98,0	436	314	9,5	7,5	250	16 430	26 620	1050	1220
	LP3	124,0	436	336	13,0	8,5	250	25 520	32 000	1520	1470
	LP4	148,0	436	411	14,8	10,0	230	42 630	38 000	2080	1744
	UP2	155,0	446	369	14,5	10,5	333	41 300	43 650	2240	1960
	SP2	96,0	330	330	9,5	9,5	165	19 060	19 060	1150	1150

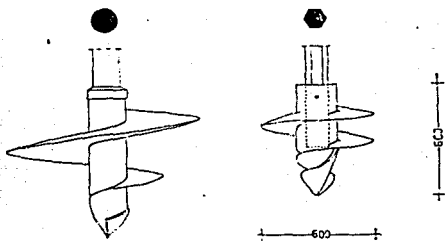


6 Tipos de secciones de pilotes metálicos.

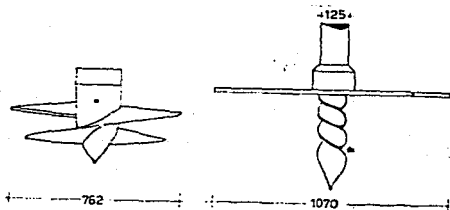
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

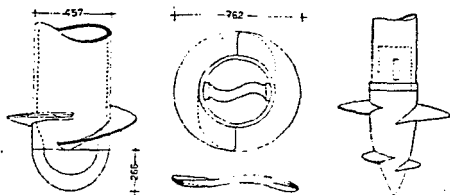
ARQ. DEMETRIO URÍAS DONADO SOTOMAYOR



6 Roscas terminales de pilotes metálicos de sección circular o poligonal.



6 Pilotes de rosca.



6 Azuches de pilotes metálicos cilíndricos huecos.

martinete de tirantes, pero llevando un pestillo, que no es más que un gancho con un brazo de palanca, accionado por una cuerda para provocar su caída.

C.5 PILOTES METALICOS

C.5.1 GENERALIDADES

Este tipo de pilotes se empezó a usarse a partir de 1890, año en que aparecieron los perfiles I en el mercado. En estos pilotes la sección metálica absorbe integralmente los esfuerzos a los que están sometidos, difieren fundamentalmente de los pilotes de tubo metálico perdido, los cuales deben su resistencia al concreto. Bajo la forma de perfiles, sean circulares o en I se emplean en América, para las cimentaciones de rascacielos, y en forma tubular en Alemania para obras marítimas. Resultan más caros que los pilotes de madera, pero además de su mayor resistencia y capacidad de carga, tienen la ventaja de que no son atacados por organismos nocivos ni se pudren, cuando quedan por encima del agua.

Para su protección contra agentes perjudiciales del suelo y del agua suelen realizarse con aceros especiales. Se da la posibilidad de alcanzar grandes profundidades mediante soldadura de unos elementos con otros. También se da la posibilidad de atravesar estratos resistentes. Resistencia elevada a la flexión y a la compresión. Su longitud es muy variable y se han llegado a utilizar pilotes de hasta 34 metros. Un examen de pilotes de algunos puentes recientes han demostrado que

hay una pérdida anual de espesor de 0.05 a 0.08 milímetros; por este motivo es necesario prever un exceso de sección y recubrirlo con pintura especial asfáltica antes del hincado.

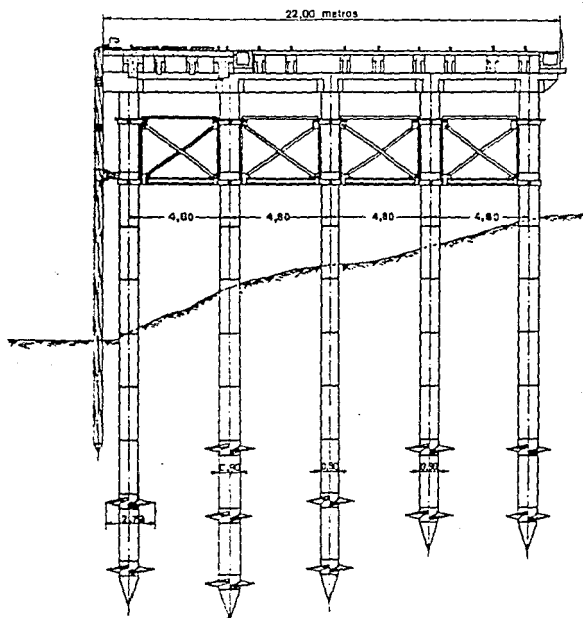
C.5.2. TIPOS DE PILOTES METALICOS

A- PERFILES CIRCULARES

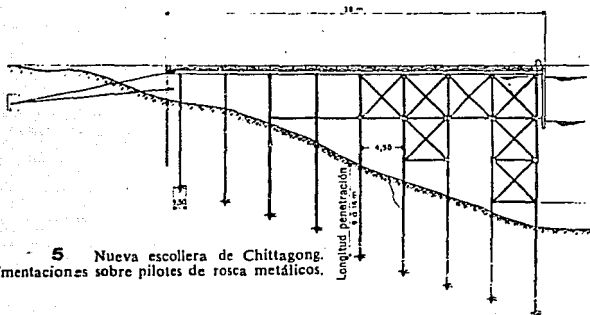
Estos perfiles son tubos metálicos de diámetro entre 20 y 100 cm soldados por testa a medida que se hincan; están provistos de un casquete para evitar el deterioro de la cabeza. La longitud de estos varía entre 8 y 12 metros, si unión es mediante soldadura, cordón corrido; la longitud máxima empleada hasta ahora ha sido de 40 metros. El espesor de su pared varía entre 7 mm y 18 mm, y su peso está comprendido entre 40 kg/ml hasta 250 kg/ml o más.

B- PERFILES EN I

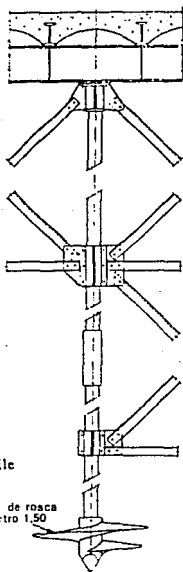
Los perfiles en I pueden hincarse en la proximidad de edificios existentes, sin peligro, absorben los esfuerzos horizontales aunque estén producidos por sismos. Penetran a través de un suelo duro con un esfuerzo mínimo, y en un tiempo relativamente corto. Se utilizan como cimentaciones de muros de contención, de puentes y de obras de puertos. Se pueden prolongar mediante uniones remachadas o soldadas, hasta alcanzar los 60 metros de longitud.



5 — Pilotes cilíndricos de rosca para cimentaciones de escollera. (Reproducido con la autorización de «The Institution of Civil Engineers-London-Morgan 1944 JICE». Design of Wharves on soft ground. J.I.C.E., XXII-5.)

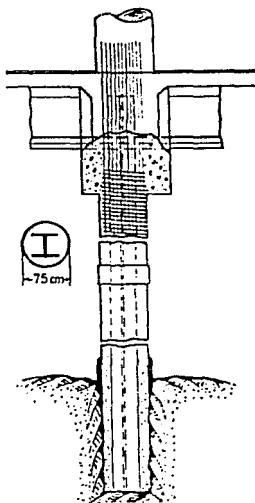


5 Nueva escollera de Chittagong.
 Cimentaciones sobre pilotes de rosca metálicos.



5 Detalle

Pilote de rosca
 diámetro 1.50



5 Pilotes metálicos
 «Drilled-in-Caisson» 262

C- PILOTES METALICOS "DRILLED IN CAISSON"

Para cargas concentradas extraordinariamente elevadas; resultan de la incorporación de un pilote I en un pilote entubado. Pueden soportar cargas entre 300 y 1000 toneladas; siempre deben empotrarse en la roca.

D- PILOTES TUBULARES

Se obtienen soldando entre sí perfiles de plancha de acero. Se hincan con su parte extrema abierta o cerrada. Los pilotes tubulares de extremo abierto son más fáciles de preparar, pero los de extremo cerrado son mejores, pues pueden rellenarse de concreto. Se facilita su hincado mediante inyecciones de aire comprimido. Su resistencia aumenta considerablemente por adición de aletas. Entre los pilotes tubulares metálicos tenemos los Krupp y los Larssen.

E- PILOTES METALICOS ROSCADOS

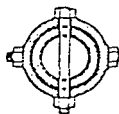
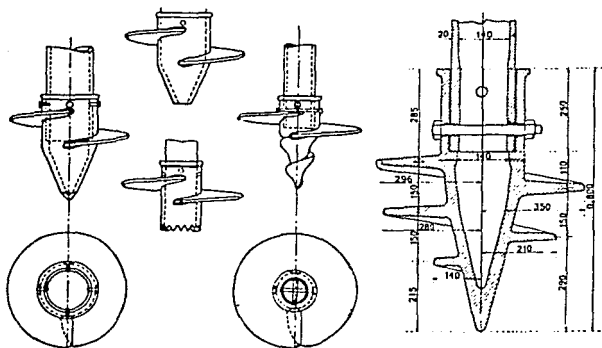
Se utilizan poco, se introducen en el terreno sin vibraciones, pero a causa del gran esfuerzo para hacerlos penetrar se requiere

un cabrestante especial. En posición horizontal o inclinada pueden utilizarse también como elementos de anclaje de pequeños tablestacados. Pequeños pilotes de rosca o anclajes en tierra, se suelen utilizar para absorber tracciones, como en el caso del anclaje temporal de máquinas. Se emplearon por primera vez en 1838 por el ingeniero inglés A. Mitchel, para las cimentaciones de un

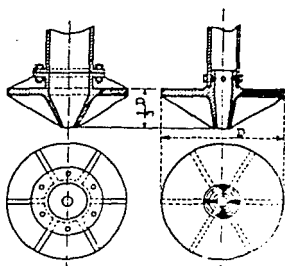
TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRIAS DONADO SOTOMAYOR



5 Distintos tipos de pilotes de rosca.
(Reproducido de Vierendeel, *Curso de estabilidad de las construcciones*, vol. IV. Ediciones Dunod, París.)



5 Pilotes de disco. (Reproducido de *Cimentaciones de Puentes y Edificios*, por H. Jacoby y R. Davis. Copyright: 1953 por Mc Graw-Hill Book Company. Con la autorización de Mc Graw-Hill Book Company, New-York.)

faro, terminan en su parte inferior en un tornillo de Arquímedes, que aumenta la superficie portante.

La capacidad portante de un pilote de rosca es proporcional a la superficie de la proyección ortogonal de las espiras sobre un plano perpendicular al eje del pilote, es función también del número de espiras. La forma de la punta, el diámetro de las espiras, el paso de rosca y el número de espiras depende de la naturaleza del terreno. Se hunden en el suelo imprimiéndoles simultáneamente un movimiento de rotación y una presión axial. Actualmente el atornillamiento se realiza eléctricamente, pero antiguamente se empleaba una rueda de cabrestante y se obtenía el atornillamiento mediante el movimiento dado por los caballos u hombres, también se usó el vapor.

Para disminuir el rozamiento entre el tornillo y el terreno, se inyecta a veces agua por encima de las espiras. Los pilotes de rosca se emplean sobre todo cuando la super estructura es también metálica y los apoyos son pilas metálicas en prolongación de los pilotes. Para terrenos resistentes, el cuerpo del tornillo es cónico, y la hélice es poco saliente. Se utiliza la punta de taladro o barrena. Para terrenos blandos, el cuerpo de rosca es cilíndrico y la hélice saliente. Para las arenas se utilizan roscas abiertas que permiten a la arena penetrar en su interior; resultando más cómodo el atornillado.

F- PILOTES METALICOS DE DISCO

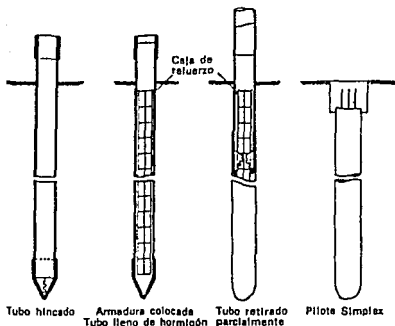
Este tipo de pilote termina en su base en un disco metálico constituido por un plato circular cuyo objeto es aumentar sensiblemente la superficie portante. El disco está reforzado por nervios radiales en su parte inferior y a veces también en su parte superior. La parte superior de forma cilíndrica, está perforada por una abertura central; tiene un cuello que permite la unión con el tubo metálico. La parte inferior termina en una tobera cónica, la cual, gracias a los taladros de que está provista, asegura la salida del chorro de la inyección de agua. Los diámetros de los discos están entre 50 cm. y 1.20 metros. Los diámetros de los tubos de fundición varían entre 20 y 35 cm., y en el caso de tubos de acero entre 15 y 25 cm.. Estos pilotes solo se usan en terrenos arenosos.

C.6 PILOTES DE CONCRETO O DE HORMIGON

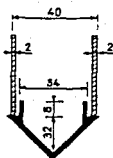
C.6.1 PILOTES MOLDEADOS "IN SITU" MEDIANTE TUBO RECUPERABLE

Estos pilotes se hormigonean o cuelan en el propio terreno en su posición definitiva. La cavidad necesaria se realiza mediante perforación o percusión. Tienen la gran ventaja de que su longitud se fija durante la construcción, tanto durante la hincada de la entubación, a partir de los datos de penetración obtenidos,

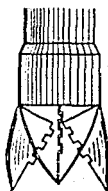
como en los tipos de perforación, mediante el ensayo de las capas de terreno atravesadas.



5



5 Punta amovible de fundición.



5 Punta de caimán.

Su fabricación se realiza según diferentes métodos, en general todos tienden a aumentar la capacidad de soporte del pilote mediante una mayor carga en la punta o rozamiento del fuste. La resistencia en la punta se puede aumentar por los métodos siguientes:

1. Mejora de la resistencia del terreno, por ejemplo, compactando por vibración el terreno bajo la punta del pilote.
2. Recurriendo a una punta ensanchada (bulbo o campana) ya sea por perforación y hormigoneado; ensanche de la base inferior del pilote y mezcla del terreno con mortero de cemento añadido (el suelo debe ser adecuado para la mezcla con cemento); o por compresión del concreto en la punta del pilote y desplazamiento del suelo por presión al apisonar el concreto.
3. Inyección posterior entre la punta del pilote y el terreno hasta alcanzar aproximadamente la carga de servicio. Con las medidas citadas se pueden reducir también los asentamientos iniciales del pilote. El rozamiento del fuste se puede aumentar comprimiendo el concreto contra el terreno circundante mediante presión o apisonado. De esta forma se moviliza el empuje activo sobre el pilote y la superficie del fuste se hace rugosa o con anfractuosidades. Esto resulta especialmente importante en pilotes de tracción en los que las cargas deben transmitirse únicamente por rozamiento del fuste.

G.6.2 TIPOS DE PILOTES FABRICADOS "IN SITU". CON TUBOS RECUPERABLES.

A) PILOTES SIMPLEX

a) PILOTES SIMPLES CON PUNTA DE CAIMAN O AMOVIBLE

Se hunde en el suelo, por hincado hasta rechazo, un tubo metálico provisto de punta y, a medida que el tubo se llena de concreto fresco, se retira progresivamente el tubo. El tubo hincado es de acero, tiene 2 cms. de espesor y de 40 a 50 cms., de diámetro. La punta es de fundición; puede ser del tipo amovible y por lo tanto irrecuperable o del tipo caimán recuperable.

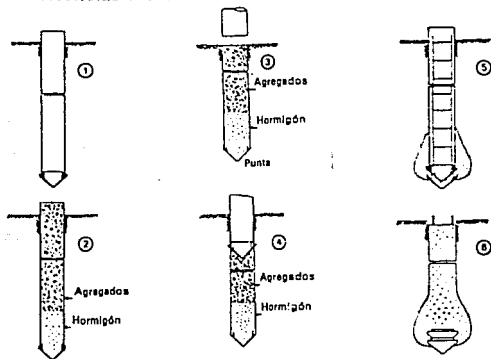
El hincado del tubo se efectúa con la ayuda de un mazo de dos toneladas o más. La cabeza del tubo está protegida contra los choques repetidos de la masa mediante un cerco de acero fundido, mientras que la parte superior está formada por un tronco de madera.

El colado se realiza acarreado el concreto fresco en cubilotes verticales de fondo basculante y vertiendo su contenido (80 lts), en el interior del tubo a través de un embudo situado en la parte superior de aquél. El compactado del concreto se consigue con la ayuda de un pisón de forma alargada. Para evitar el lavado del concreto, es necesario procurar que siempre quede alrededor de un metro dentro del tubo.

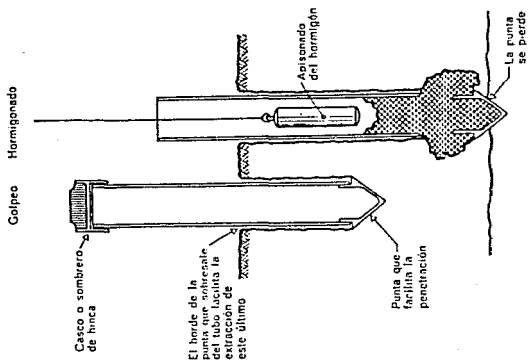
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRIAS DONADO SOTOMAYOR



5 Sistema de ejecución de los pilotes Simplex de bulbo. 1) El tubo se hince hasta la profundidad donde se quiere formar el bulbo; 2) La parte inferior del tubo se llena de hormigón y el resto de áridos; 3) Se retira el tubo; 4) Se vuelve a hincar; 5) Segundo hincado terminado y el bulbo formado por fuera del tubo; 6) Pilote terminado.



4 Pilote Simplex (Las dos fases)

b) PILOTE SIMPLEX DE BULBO

Una vez hincado el tubo, se llena de concreto semiseco y el resto de arena y grava; se procede entonces a un nuevo hincado de tubo a través de los áridos y del concreto. Se continúa la hinca; la arena y la grava se desplazan en el contorno del tubo, mientras que el concreto semiseco penetra en el terreno para formar el bulbo. El desentubado del pilote se realiza a continuación de la forma habitual.

c) PILOTE DUPLEX O TRIPLEX

Hincando concéntricamente un nuevo pilote símplex en otro, se realiza un pilote dúplex. Se suele adoptar este sistema en el caso de terrenos muy compresibles que deban soportar cargas elevadas. Si se repite la operación una vez más, se obtiene un pilote tríplex; este tipo sólo se presenta en casos muy especiales (pilote muy corto). Para resistir los empujes laterales, el pilote ha de estar armado, corrientemente, la armadura principal de un pilote símplex está constituida por 4 varillas de 16 mm. de diámetro, siendo la armadura secundaria helicoidal.

Las armaduras sobrepasan, en general, las cabezas de los pilotes para anclarse en las zapatas o losa de cimentación.

d) PILOTE SIMPLEX MARINO

En el caso que se tema el lavado del concreto, se doble el tubo metálico mediante una camisa de chapa delgada, que se abandona después de hacerla llenado de concreto.

El tubo metálico se recupera de la forma usual, mientras que la camisa de chapa se deja hincada protegiendo el fraguado del concreto.

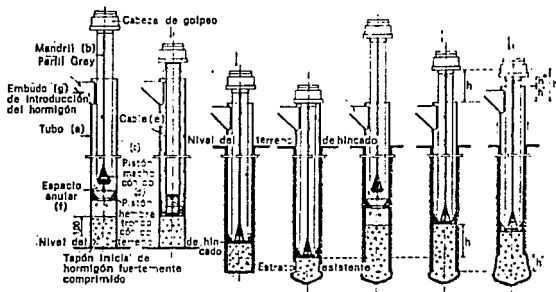
B) PILOTES EXPRESS

Se hunde en el suelo, hasta la profundidad deseada, un tubo (a) de 47 cms. de diámetro exterior; la parte inferior de este tubo está herméticamente cerrada por un tapón de concreto fuertemente comprimido (para evitar cualquier entrada de tierra y agua), mientras que en su parte superior está provista de una boca de entrada del concreto (g).

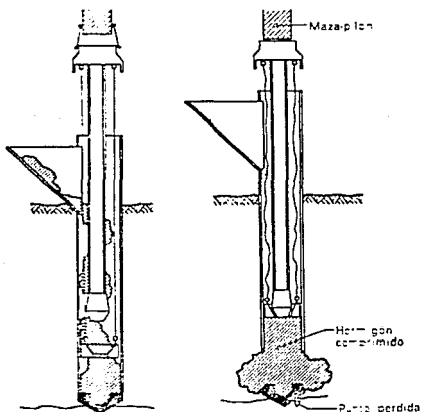
En el interior del tubo se desplaza una especie de bomba aspirante e impelente, compuesta de un mandril (b) de perfil Grey, cuya longitud es un metro menor que el tubo (altura del tapón inicial) solidario con la cabeza de hincado del tubo y que termina en dos pistones concéntricos (c) y (d).

El pistón (c) de forma cónica, es el pistón macho; tiene alrededor de 25 cms., de diámetro, es solidario del mandril (b) mientras que el pistón hembra (d) está unido a la cabeza de hincado mediante dos cables (e), cuya longitud sobrepasa a la del mandril en unos 50 cms.

El conjunto desciende al mismo tiempo que el tubo; cuando se eleva el mandril (a), los dos pistones (c) y (d) se separan, dejando entre ellos una abertura (f). El concreto se vierte por la boca dentro del tubo; atraviesa el orificio (f) para penetrar en la parte inferior del tubo;



5 Pilotes Express



**Pilote Express
(Hormigonado.)**

**4 Pilote Express
(Apisonado y realización del
bulbo de asentado.)**

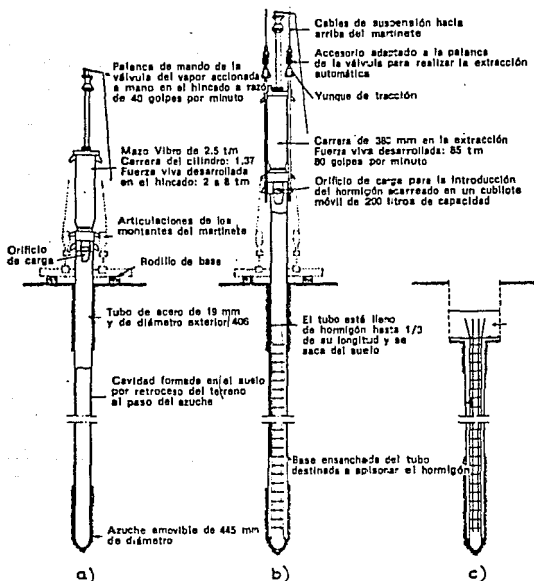
la bomba actúa en esta operación como aspirante; es la aspiración.

Se deja caer en seguida el conjunto (mandril, pistones y cabeza de hincado más el mazo) que comprime energicamente al concreto (esta compresión puede aumentarse por algunos golpes de mazo); en este caso la bomba actúa como impelente.

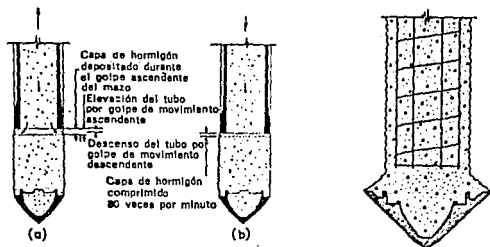
En este instante y manteniendo la presión ejercida, se extrae lentamente el tubo; el concreto siempre comprimido, no puede subir, se expande en el terreno formando una base tanto más ensanchada cuanto más elevada es la potencia de hincado.

Se deja siempre un margen entre la parte alta del tubo y la cabeza de hincado para estar seguro de que el pistón no saldrá del tubo y para evitar las entradas del agua. Además, se asegura un control continuo de la altura del concreto que queda en el tubo por la observación de la altura h.

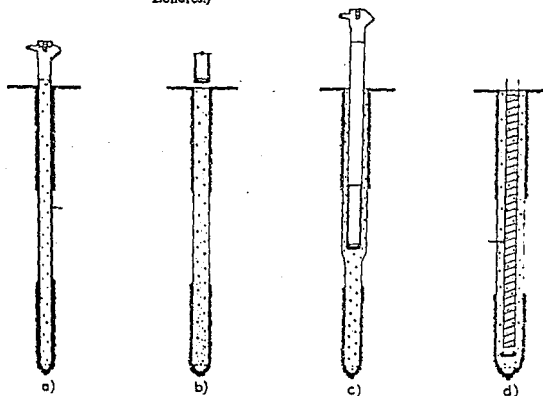
Se continúa la aspiración y la compresión sucesiva del concreto (relación de compresión máxima de 100 Kgs./cm²) hasta la ejecución completa del pilote. En el caso de pilotes de concreto armado, se utiliza un pistón y una corona de diámetros inferiores para permitir el paso de la armadura.



5 Pilote Vibro. a) Hincado del tubo a la profundidad deseada; b) Extracción del tubo y simultáneamente compresión del hormigón; c) Pilote Vibro acabado. (Comunicado por la British Steel Piling Company Ltd., London.)



5 -a) Tubo en posición de movimiento ascendente depositando tongadas de hormigón; b) Tubo en posición de movimiento descendente comprimiendo hacia el exterior la tongada y consolidando el pilote. (Comunicado por la British Steel Piling Co. Ltd., Londres.)



5 -a) Pilote Vibro hincado y lleno de hormigón; b) El tubo se retira antes del nuevo hincado; c) El tubo es ajustado con una nueva punta e hincado de nuevo a través del hormigón; d) El pilote terminado. (Comunicado por la British Steel Piling Company Ltd., Londres.)

C) PILOTES VIBRO

Este sistema fue inventado por M. Hilley, Ingeniero de la British Steel Piling. Se hincan en el suelo hasta la profundidad deseada un tubo de acero, provisto en su extremidad inferior de un azuche de fundición, este hincado se realiza mediante la ayuda de un martinete de vapor tipo vibro de 2.5 toneladas.

Luego se llena el tubo de concreto mediante un orificio de carga; la extracción del tubo no es directa, se realiza con un martinete provisto de dispositivos especiales.

Así, cuando el colado ha terminado, se acopla al martinete el sistema especial de extracción (yunques de extracción) en el que, por acción alternativa (80 golpes por minuto), extrae el tubo y apisona el concreto, produciendo a la vez la extracción y la compactación.

La característica del sistema es, como su nombre lo indica, la vibración del concreto. La extracción del tubo se realiza por pequeñas sacudidas seguidas de un movimiento de descenso (3 a 4 cms.) también rápido, de forma que se evite cualquier infiltración de agua o tierra.

Los pilotes vibro tienen de diámetro 34, 42 y 48 cms., correspondientes a la carga de 40, 60 y 65 toneladas. Estas cargas corresponden a una fatiga del concreto de 40 Kgs./cm².

La armadura longitudinal está formada, generalmente, por 4 a 6 barras de 12 a 22 mm.; las armaduras secundarias

están formadas por una armadura helicoidal de 6 mm. de diámetro y paso de 15 cm.

Si el efecto de punta es predominante, la capacidad portante puede aumentarse con el empleo de azuches vibro "oversize" o de asiento ensanchado. Existen azuches oversize de hasta 75 cms. de diámetro. Si el efecto predominante es el lateral, se puede proceder a un segundo hincado (pilotes ensanchados).

D) PILOTES FRANKI

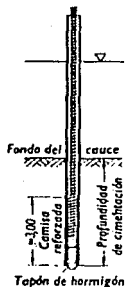
Fue inventado en 1909, en Bélgica por E. Frankignoul. Se hinca en el suelo un tubo metálico (obturado en su parte inferior por un macizo de concreto seco) de forma que constituya una cavidad que se llena de concreto; en tanto que este último se apisona enérgicamente, se retira progresivamente el tubo. El pilote Franki, así obtenido, está formado por una base ensanchada o bulbo además de unas protuberancias a todo lo largo del fuste, proporcionales a la compresibilidad de los estratos atravesados.

El pilote Franki difiere del pilote símplex esencialmente por el sistema de hincado de tubo mientras que el pilote símplex va provisto de una punta amovible (o caimán) el pilote Franki utiliza un tapón de concreto seco que obtura herméticamente la parte inferior del tubo. Para ello se vierte en el tubo una cantidad de concreto bastante seco, que se apisona enérgicamente con un mazo de 2 a 4 tons. cayendo desde varios metros de altura.

TEORIA DE CIMENTACIONES

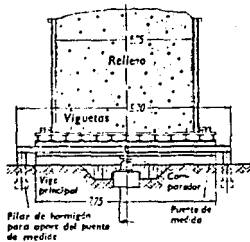
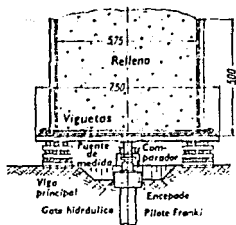
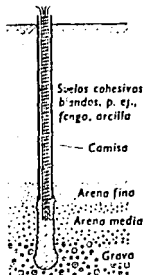
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO UFRAS DONADO SOTOMAYOR



2 Pilote Franki enrobado

2 Pilote Franki con camisa perforada

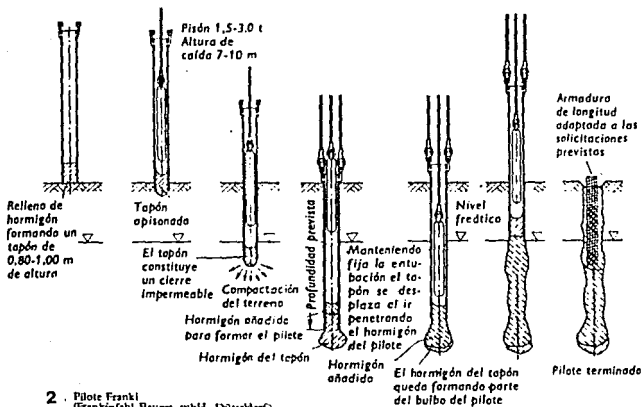


2 Ensayo de carga de un pilote Franki mediante un gato hidráulico

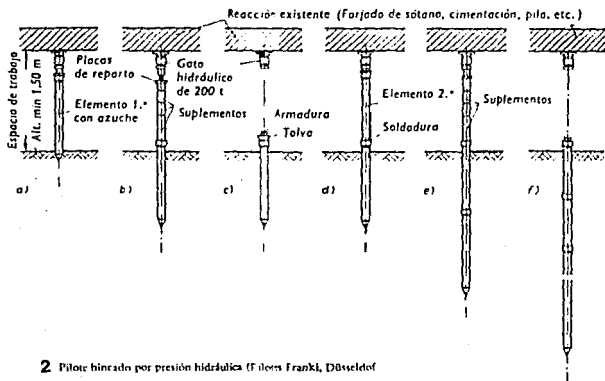
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

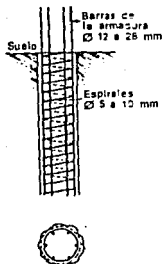
ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



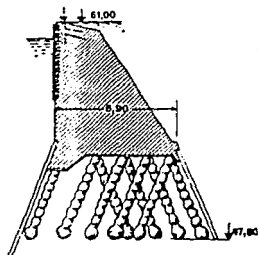
2. Pilote Franki (Frankipfahl, Bauges. mbH, Düsseldorf)



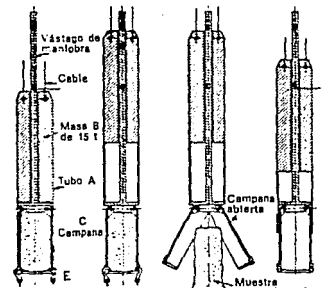
2. Pilote hincado por presión hidráulica (F.iles Franki, Düsseldorf)



5 — Pilotes Franki. Sección mostrando las armaduras.



5 — Pilotes Franki. Ejemplo de aplicación de los Pilotes Franki inclinados en la construcción de un muro de hormigón.



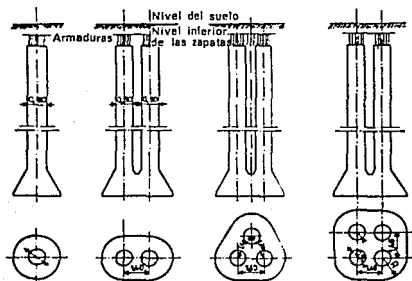
5 — Pilotes Franki. Vaciado de la campana sacamuestras. (Patente Franki.)

Bajo la acción continua de golpes repetidos del mazo, el concreto forma al pie del tubo un tapón cuya base penetra en el terreno y cuya parte superior, fuertemente comprimida contra las paredes de la vaina, la arrastra por rozamiento hasta la profundidad deseada. La estanqueidad del macizo de concreto impide la entrada de tierra o de agua subterránea en el tubo metálico.

Una vez el tubo hincado, se extrae un poco y se le mantiene fijo mediante cables de extracción; se regula la caída y la frecuencia del mazo para conseguir hundir el macizo de concreto mediante golpes violentos; es necesario vigilar que quede dentro del tubo cierta cantidad de concreto, para evitar cualquier introducción de agua (este control se realiza por medio de referencias trazadas en el cable de sujeción del mazo y sobre el de extracción del tubo).

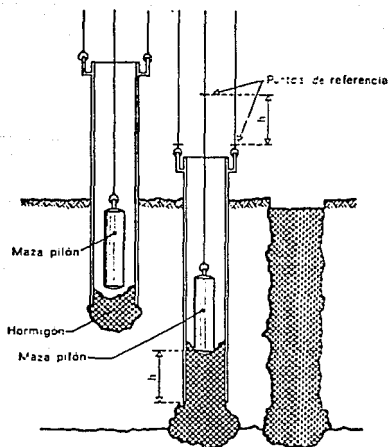
Al apisonar, el concreto se expande y sale del tubo en forma de hongo, llamado bulbo puede absorber hasta 1 m³ de concreto.

Para el colado del fuste, se vierte dentro del tubo, en pequeñas cantidades, el concreto que se apisona energicamente, mientras que se extrae progresivamente el tubo unos 20 a 50 cms. La cantidad de concreto vertido se mide de vez en cuando, asegurando que quede concreto en el tubo para evitar entrada de agua o tierra; se obtiene de esta manera una columna formada por una serie de protuberancias que constituye el fuste.



5 — Pilotes perforados de gran diámetro, sistema Franki.

Golpeo Hormigonado Pilote acabado



5 Pilote Franki

(Ejecución de las dos fases)

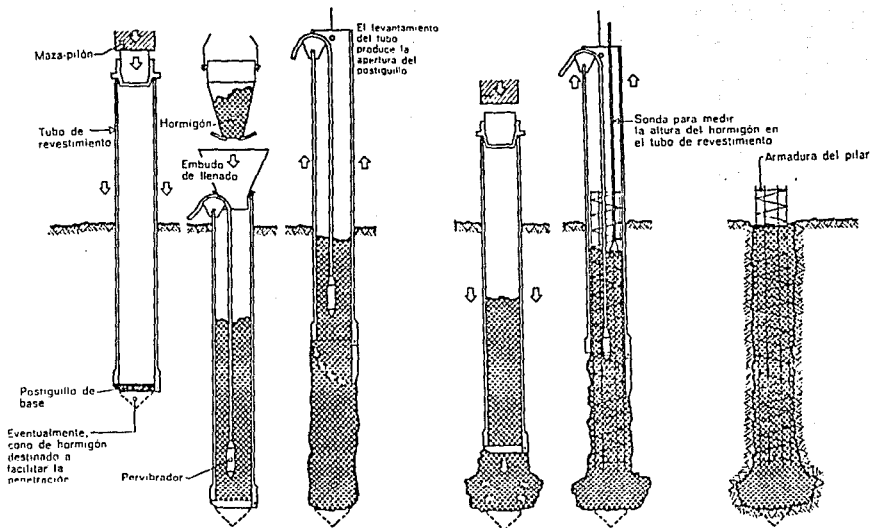
El colado se suspende a un nivel inferior de la placa de unión de las cabezas de los pilotes, y es necesario prever una armadura metálica, por lo menos en el último metro; generalmente se emplean 6 varillas redondas de 12 a 28 mm. y estribos de 5 a 10 mm. en espiral, con un paso de 10 a 25 cms.

El pilote Franki puede hacerse inclinado (25 máx.) estos pilotes deben estar totalmente armados a fin de poder absorber los esfuerzos oblicuos a los que están sometidos, por lo general se usan inclinados para muros de contención, estribos de puentes, etc. También se pueden hacer los pilotes Franki mediante perforación previa, usando un martinete ordinario y una campana formada por dos mandíbulas semicilíndricas.

E. PILOTE ZEISST-MAST

El extremo inferior de la entubación se cierra mediante una chapeta; esta lleva en su parte inferior un azuche de concreto armado para facilitar la hinca; una vez que la entubación ha llegado a la profundidad requerida, se rellena de concreto colocando en el mismo un vibrador especial de inmersión; de esta forma se va vibrando el concreto al mismo tiempo que se extrae la tubería.

Al abrirse la chapeta, el azuche de concreto armado queda en el terreno formando parte del pilote. Cerrando nuevamente la chapeta el concreto ya vertido y vibrado es apisonado por la tubería de entubación formando un bulbo en la base del pilote. Una vez colocada la armadura se va extrayendo la tubería de acuerdo con el avance del



Hincadura

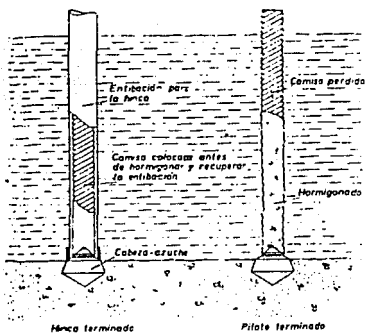
Hormigonado
5 (Pilote Zeissl.)

Levantamiento
del tubo

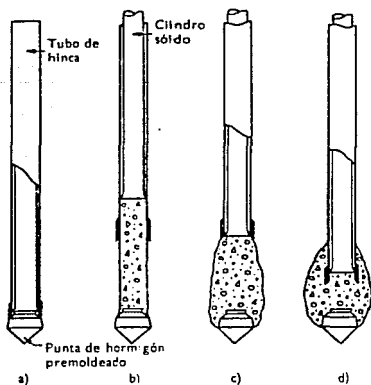
Realización
del bulbo,
golpeo de
la hincia

Introducción de la
armadura, hormigo-
nado, levantamiento
del tubo

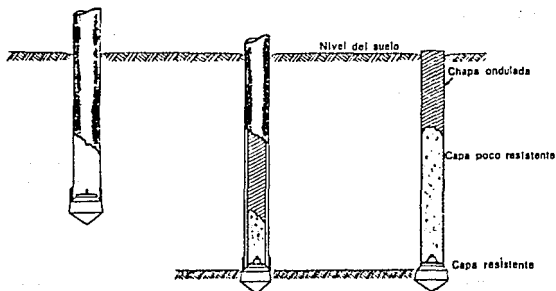
Pilote terminado
(Sistema Zeissl.)



2 Pilote Bottom Bottom: (A-2) con cama perdida

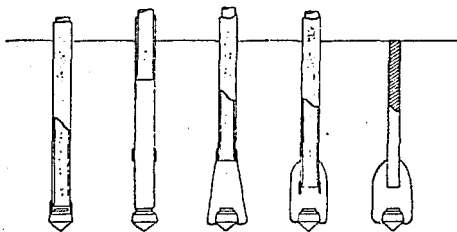


3 FASES EN LA FORMACIÓN DE UN PILETE WESTERN DE FIDESTAL.



— (Autorización de Western Fondation Corporation Virginia. U.S.A.)

5 Pilotes «button-bottom»



— (Autorización de Western Fondation Corporation Virginia. U.S.A.)

5 Pilotes «Pedestal»

colado (controlado mediante una escala) y la vibración correspondiente.

G.6.3 PILOTES FABRICADOS "IN SITU" CON TUBOS NO RECUPERABLES

Para proteger el concreto contra el lavado por aguas subterráneas se ha preconizado el uso de una camisa de protección metálica de chapa ondulada, la cual, una vez hincada, queda junto con el concreto. Este es el procedimiento más usado en América; se utilizan chapas onduladas de diámetro variable, entre 40 y 60 cm. Este procedimiento es más costoso, de ahí que solo se use en casos especiales.

A. PILOTE BUTTON-BOTTOM

Se hincan en el suelo hasta el rechazo un tubo metálico de 35 cms. de diámetro, provisto de una punta de concreto prefabricado (Button), cuyo diámetro sobrepasa en 2 cms. al tubo, de forma que la energía de hincado del pisón se concentra especialmente en la punta (Bottom) Se obtiene así una cavidad suficientemente grande, en el interior de la cual se baja la chapa ondulada de protección que se cierra en el "Button" situado al fondo (Bottom) del tubo, de donde viene el nombre "Button-Bottom" dado a estos pilotes.

El tubo metálico se extrae y la chapa ondulada se llena en seguida de concreto; se pueden hincar este tipo de pilotes en terrenos rocosos y a través de extratos de

terrenos de gran resistencia. Su longitud llega a unos 22 metros.

B) PILOTES PEDESTAL

El pilote pedestal es un pilote de asiento, está formado por un bulbo, en el cual se encasta un fuste formado por chapa ondulada que se llena de concreto, mientras que el tubo hincado se extrae.

C) PILOTE COBI DE MANDRIL NEUMATICO

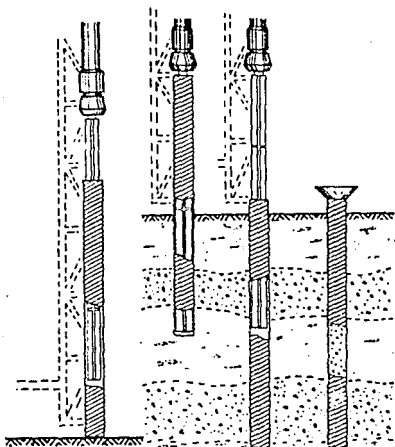
Los pilotes son de concreto fabricado "in situ": su revestimiento está formado por chapa ondulada de diámetro uniforme de 30 ó 35 centímetros. Estos pilotes utilizan un mandril neumático Cobi, sistema moderno y elegante para hincar pilotes; este mandril está formado por cuatro segmentos de acero; una vez hincado los segmentos del mandril quedan estampados de forma estanca a la chapa ondulada, formando una sola unidad sólida de hincado. El diámetro del mandril es de alrededor de 2 cms. inferior al de la chapa ondulada, pero, una vez expandido, puede ser ligeramente superior, lo cual asegura una fuerte adherencia. Los mandriles son de longitudes aproximadas de 9.13 y 18 metros.

El mandril se une solidariamente con el mazo; a continuación se fija el tubo, formado de chapa ondulada provisto de un azuche al mandril; este baja por el interior del tubo hasta su extremo inferior. Entonces se inyecta al mandril utilizando nitrógeno o aire a la presión aproximada de 9 Kgs/m². El mandril y la chapa ondulada

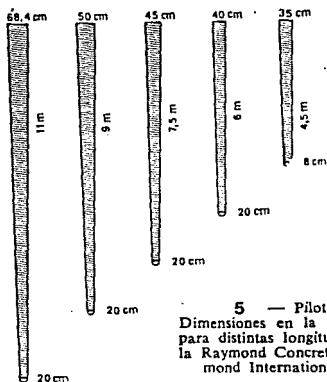
TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



5 — Pilote «Cobi» de mandril neumático.



5 — Pilotes Raymond Standard.
 Dimensiones en la punta y en la cabeza
 para distintas longitudes. (Comunicado por
 la Raymond Concrete Pile Company, Ray-
 mond International Inc., New-York.)

para constituir un pilote Raymond de gran longitud. Los empalmes de los distintos elementos se hacen por soldadura reforzada con un anillo metálico; el último elemento termina en un azuche de acero. El diámetro de un pilote así constituido varía de 20 a 30 cms. y su longitud puede llegar a los 30 mts.

D2- PILOTE RAYMOND MIXTO

Asociando tubos metálicos en la parte inferior y chapas onduladas en la superior, se obtiene un pilote Raymond mixto cuya longitud puede alcanzar los 50 mts.

E. PILOTE MAST

Se hinca en el terreno un tubo de chapa de 2 a 3 mm de espesor con punta de madera, por medio de un sombrerete de madera libremente apoyado sobre el tubo; una vez retirado el sombrerete, se rellena con concreto el tubo, incluyendo la eventual armadura, dejándolo en el terreno como protección frente a los agentes agresivos. El tubo de chapa se suelda o se recorta en cada lugar, según las longitudes necesarias. El diámetro de los pilotes es de 32 y 40 cms, y la carga admisible de 31 a 48 ton. respectivamente. Si se requiere aumentar más la protección proporcionada por el revestimiento de chapa frente al ataque del concreto, se pinta interiormente la tubería con dos capas de pintura, la segunda de las cuales se aplica por pulverización al poco tiempo de la hincada y antes del colado.

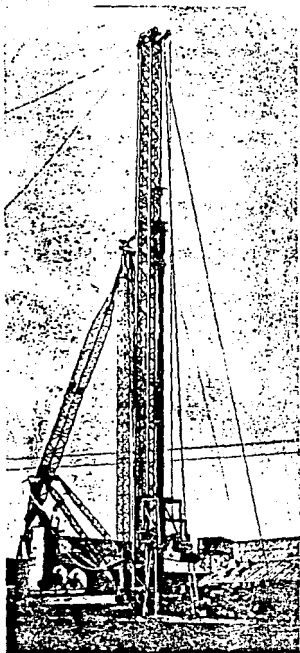
se hincan a la profundidad deseada formando una sola pieza. Una vez terminado el hincado, se retira el mandril del tubo y se procede al colado.

D) PILOTE RAYMOND STANDARD

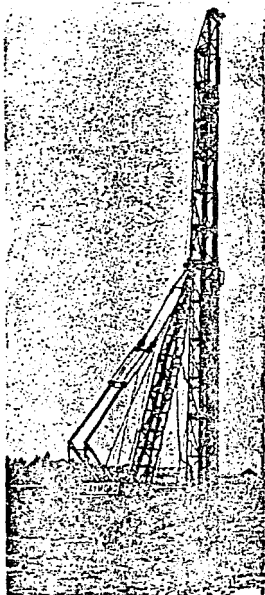
El pilote Raymond Standard esta formado, de una chapa de acero, provista de una parte inferior resistente, se hunde en el suelo por hincado por ayuda de un mandril apropiado (martinete Raymond de pisón Diesel). Una vez hincado el tubo, se retira el mandril y si es necesario se coloca la armadura de refuerzo, después de lo cual se llena de concreto. Las dimensiones de estos pilotes varían entre 11 metros y 4.5 metros; con diámetros variables entre 68.4 cms. y 35 cms. La conicidad de éstos pilotes es de 1 cm. por cada 30 cms. de longitud; el interior de la chapa esta reforzada por una espiral metálica de paso 7.5 cms. Entre sus ventajas principales tenemos: Economía dimanante de la conicidad de los pilotes; posibilidad de hincarse en terrenos duros y facilidad para inspeccionar el pilote después de retirar el martinete.

D1- PILOTE RAYMOND STEP-TAPERED

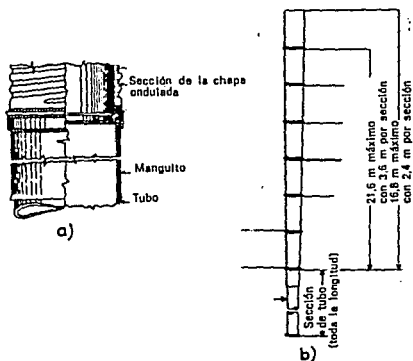
Este pilote es análogo al pilote Raymond Standar, está formado por elementos de 1.2 a 2.50 metros de longitud que se empalman unos con otros hasta obtener una longitud total de unos 25 mts. En la parte inferior de cada elemento se suelda un anillo de acero que facilita su introducción en el terreno. El diámetro varía de 1 cm por cada metro de altura. Se pueden igualmente unir chapas onduladas, de diámetros distintos los unos de los otros,



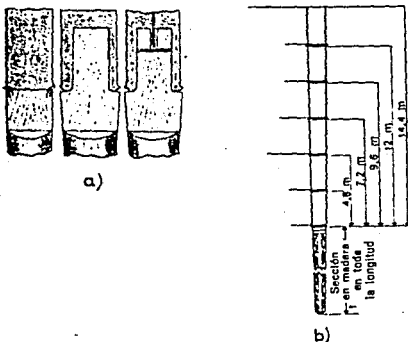
5 — Martinete Vibro o paesto para hincar. (Foto comercial estudios Ipswich.)



5 — Martinete Raymond de piñón Diesel, hincando pilotes Raymond para las cimentaciones de una fábrica en Dagenham Essex (Inglaterra).



5. — a) Detalle de unión entre la chapa ondulada y el tubo; b) Dimensiones de los pilotes Raymond cónicos. (Comunicado por la Raymond Concrete Pile Company. Raymond International Inc., New-York.)



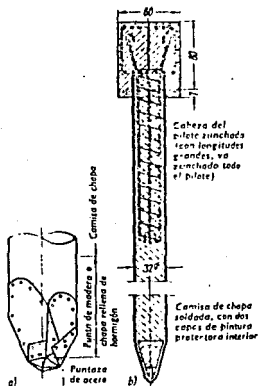
5. — a) Distintos tipos de acoplamiento para pilotes Raymond mixtos de chapa ondulada y madera; b) Pilote Raymond de chapa ondulada y madera. (Comunicado por la Raymond Concrete Pile Company. Raymond International Inc., New-York.)

G.6.4 PILOTES PERFORADOS

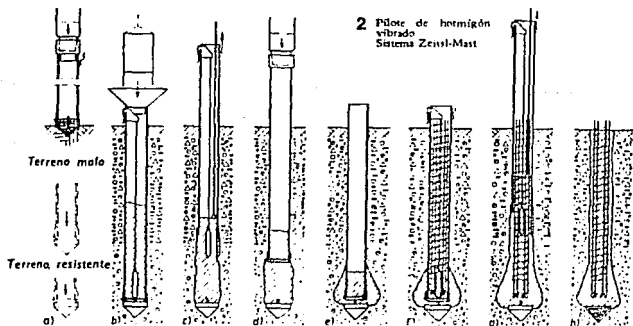
El agujero del pilote se realiza perforando una cavidad por los métodos tradicionales; el terreno puede extraerse mediante cucharas o trépano giratorio. La tubería de revestimiento debe ir por delante de la perforación una magnitud que depende del tipo de suelo y que debe ser de 30 a 50 cms en suelos granulares finos situados bajo la capa freática. En las perforaciones debajo del nivel freático hay que añadir agua; la sobrepresión de agua en la perforación, en el caso de arena fina y limo, debe ser como mínimo 1 metro de columna de agua, al extraer el útil de perforación, con lo cual no se producirán arrastres o una rotura por sifonamiento.

Una vez hincada la entubación se rellena la cavidad con concreto y se colocan las armaduras necesarias, extrayendo la entubación paulatinamente. Los pilotes perforados suelen llevar una armadura longitudinal y otra transversal en toda su longitud. La calidad del pilote perforado depende en gran parte de su ejecución; para cada pilote perforado debe llevarse un registro en el cual queden consignados, entre otras cosas, el consumo de concreto. La ventaja de los pilotes perforados radica en que al realizarlos no se producen vibraciones o ruidos, lo cual resulta importante para cimentaciones en las proximidades de estructuras existentes. Además permiten conocer el terreno atravesado, en especial la profundidad y características de la capa resistente.

Por otro lado, requieren muy poco espacio para su ejecución, lo cual permite también realizarlos en sótanos



2 Pilote tipo Mast
a) Detalle de la punta
b) Pilote terminado



2 Pilote de hormigón vibrado Sistema Zeissl-Mast

Una vez colocada la armadura (f) se va extrayendo la tubería de acuerdo con el avance del hormigonado (controlado mediante una escala) y la vibración correspondiente (g).

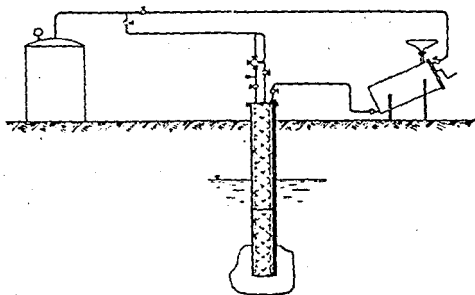
de poca altura. La diferencia entre un pilote moldeado y un pilote perforado, es que la perforación se realiza con extracción de tierra. Los distintos tipos de pilotes perforados se diferencian entre ellos por el sistema de compactación del concreto: compactación por aire comprimido (pilotes Wolfsholz), compactación mecánica (pilote Strauss).

A. PILOTE WOLFSHOLZ

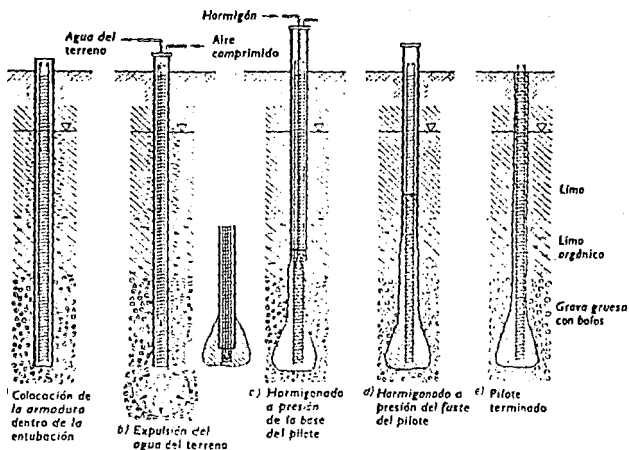
Se hincan por rotación en el suelo un tubo cilíndrico (de 25 a 50 cms. de diámetro), formado por elementos metálicos de longitudes determinadas, roscados unos con los otros. El primer tramo de tubo esta roscado en su extremidad inferior y cada elemento está fileteado interiormente en un extremo y exteriormente en el otro.

A medida que desciende el tubo, se extrae la tierra que se encuentra aprisionada en su interior con la ayuda de aparatos de perforación tales como cucharas, taladros, etc. Cuando el tubo ha alcanzado terrenos adecuados, se introduce la armadura metálica; se cierra herméticamente la parte superior del tubo con una tapa roscada que deja pasar:

- a) Un tubo de conducción de aire comprimido.
- b) Un tubo de conducción de hormigón.
- c) Un tubo de evacuación de agua.



Pilote «Wolfsholz»



2 Pilote comprimido tipo Wolfsholz

Se consigue la extracción del agua que se hubiese podido infiltrar mediante la inyección a baja presión de aire comprimido. Se hace actuar el aire comprimido sobre el concreto; su acción es doble: por una parte comprime el concreto y por la otra provoca la extracción progresiva del tubo; debido a la presión ejercida sobre la tapa cuando disminuye la resistencia a la extracción, debe disminuirse la presión del aire. Los elementos de tubos se desenroscan a medida que se van extrayendo y la tapa se vuelve a situar. Si la presión del aire es excesiva, el tubo sale más de lo necesario y se produce una discontinuidad del pilote.

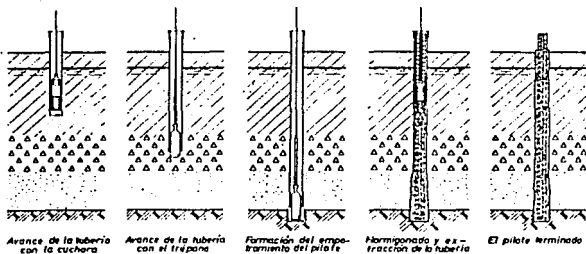
B. PILOTE STRAUSS

De este sistema derivan todos los demás sistemas de pilotes perforados en los que la compactación del concretos e efectúa por medios mecánicos. Se introduce en el suelo, mediante perforación, un tubo cilíndrico de diámetro apropiado, formado por elementos metálicos roscados unos con otros. Una vez se alcanza con el tubo el suelo adecuado, se vierte el concreto, que se compacta mecánicamente con la ayuda de un pisón al tiempo que se extrae el tubo. Para ello se utiliza una cabria en la que están colgadas dos poleas: La primera recibe el cable de maniobra del martillo compactador, accionado por los tirantes, y la segunda el cable de maniobra del tubo: este cable se enrolla a un cabrestante. En algunos casos el cabrestante no es suficiente para extraer el tubo; se recurre entonces al empleo de gatos. En la práctica, este sistema no es conveniente y está abandonado.

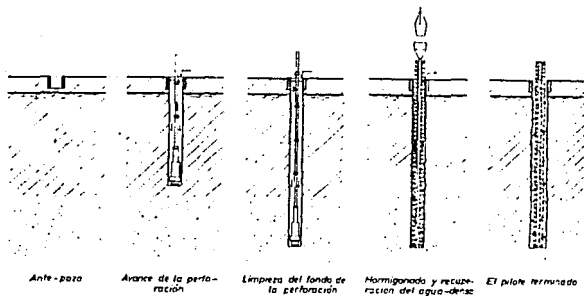
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



2 Proceso de construcción del pilote *in situ* perforado del tipo Rodio-conventional (II-12).



2 Proceso de construcción del pilote Rodio de gran diámetro con agua-densa (II-21).

C. PILOTE RODIO

Este pilote deriva del pilote strauss; ha sido empleado por 6. Rodio. Se perfora el suelo con una sonda y se introduce, por rotación en la perforación, los elementos de tubos metálicos de 35 a 45 cms. de diámetro para llegar al nivel deseado. Se introduce la armadura metálica y se cuele el concreto con la ayuda de una cuchara especial; cuando la cuchara llega al fondo, se abre la valva y sale el concreto de forma que se evite su lavado por el agua subterránea; se extrae progresivamente el tubo y se compacta el concreto por medio de aire comprimido. En ciertas circunstancias, la compactación del concreto y la extracción del tubo metálico se hace por medio de agua a presión, el sistema operatorio es análogo al del aire comprimido.

D. PILOTE FROTE

Se empieza perforando un pozo en el suelo con la ayuda de instrumentos de perforación apropiados (taladros, sondas rotativas, cucharas de extracción) y simultáneamente a la perforación, se procede al entubado del mismo introduciendo elementos metálicos roscados unos con otros para alcanzar el terreno adecuado. Terminadas las operaciones de perforación y en entubado se introducen, las armaduras metálicas. Se introducen al concreto con la ayuda de un cubilote con válvulas que impiden el lavado. Se cierra la parte superior del tubo roscándole una tapa hermética, que está atravesada por el tubo de aire comprimido. Obtenida la compactación con el aire comprimido, se

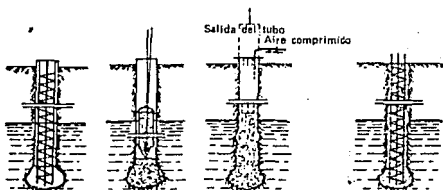
desenrosca la tapa y se introduce una nueva cantidad de concreto, que se compacta neumáticamente al tiempo que se extrae el primer elemento de tubo.

E. PILOTE FORUM

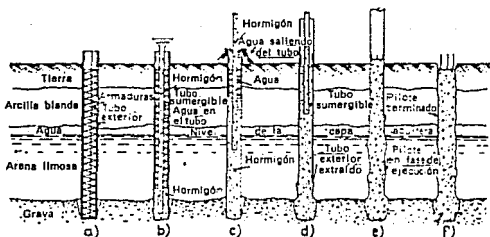
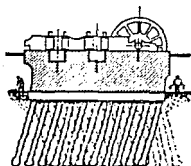
Es un pilote moldeado en el suelo con tubo recuperable, pero la hinca normal de los pilotes Franki está reemplazada por la extracción de tierras; es, pues, un pilote perforado. Según la naturaleza del terreno, se emplean útiles de perforación tales; como las cucharas y los taladros para suelos coherentes, campanas con válvulas para los terrenos pulverulentos o acúfferos. El colado se ejecuta de forma normal; seguido de una compactación del concreto con un pisón de 500 a 1000 Kgs. En el caso de colado bajo el agua, se introduce un tubo sumergible de 15 cms. de diámetro, cuya extremidad superior está provista de un embudo; con este embudo, el colado se realiza sin peligro de lavado. El tubo metálico, así como el embudo sumergible, se retiran a continuación paulatinamente.

F. PILOTES BENOTO

Cuando el diámetro de los pilotes es grande, mayor de 90 cms. la entubación se mueve y recupera con dificultad. Para evitarlo se utilizan los procedimientos Benoto o similares con movimiento continuo de vaivén de la entubación, que de esta forma no se adhiere al suelo fácilmente. Los pilotes Benoto se fabrican normalmente sin punta ensanchada con diámetro gual o menor de 1500 mm. Los tubos de revestimiento son de doble pared con



5 — Procedimiento de ejecución de un pilote perforado «Froté».



5 Fases de ejecución de un pilote «Forum»: a) el pozo ha sido terminado. El tubo exterior está situado; se ha introducido la armadura. El agua en el tubo llega al nivel de la capa freática; b) se introduce el tubo sumergible y se inicia la puesta en obra del hormigón; c) prosigue la puesta en obra del hormigón. El hormigón sube entre los dos tubos expulsando el agua; d) el tubo exterior se extrae aproximadamente 1,50 m. El hormigón se extiende por la cavidad formada en la base y su volumen es elevado progresivamente con la ayuda del tubo sumergible; e) continúa la extracción del tubo exterior. Una vez terminada su misión se extrae el tubo sumergible; f) el pilote «Forum» terminado.

el fin de aumentar la seguridad frente al pandeo y al abollamiento y ahorrar peso. Se hincan con una máquina especial que se puede mover en todas las direcciones merced a un accionamiento hidráulico. La hinca de la entubación se realiza haciendo descansar el peso de la máquina de perforación (18 ton) sobre el tubo superior.

En la hinca y extracción, la entubación se hace girar mecánicamente en un sentido y en otro, con lo cual se reduce notablemente el rozamiento. La extracción del suelo se realiza con una cuchara especial suspendida de un sólo cable. El relleno de concreto se hace con una tolva o una cuchara especialmente cuando se realiza bajo el agua. A causa de su mecanización resultan especialmente adecuados para pantallas de pilotes, utilizadas como parte de un estructura o para recintos de excavación. La perforación se realiza con auxilio de unas plantillas con lo cual se mantiene exactamente la distancia entre los pilotes. Para la transmisión de cargas se pueden fabricar también con una base ensanchada (hasta unos 2.4 m.). En este caso se usa para soportar cargas muy elevadas.

G. PILOTES LORENZ

Tienen una carga admisible de 40 a 90 toneladas según sea el tamaño. Una vez hincada la tubería de perforación se excava en el terreno, con un aparato especial, la cavidad destinada a la base ensanchada. Mediante la inyección de agua a presión en la tubería se evita la entrada de agua en dicha cavidad y el hundimiento de la bóveda creada. El diámetro del fuste es generalmente de

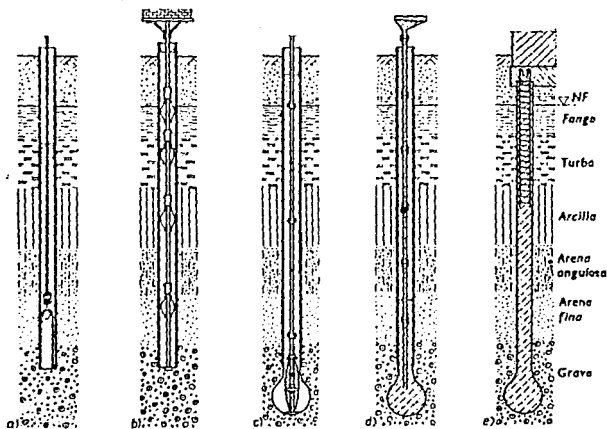
32 a 40 cms. y el del bulbo de 80 a 125 cms. Generalmente la tubería de revestimiento se abandona en el terreno, de forma que la carga no se trasmite por el fuste, sino únicamente por la punta.

H. PILOTES PAPROTH

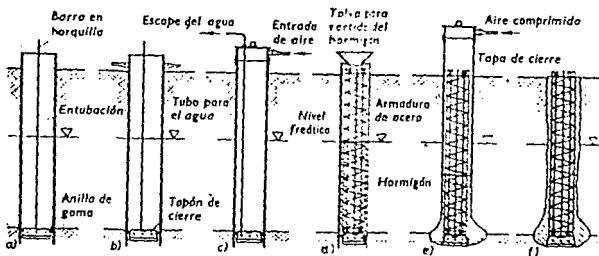
La parte inferior de la tubería de revestimiento hincada se rellena con mortero de cemento, en el cual se introduce plegado al dispositivo de enganche de la punta. Este está constituido principalmente por dos poderosas aletas articuladas a un varillaje que sirven para ensanchar la punta y mezclar el material de relleno. La entubación se extrae hasta la cota necesaria para conseguir el ensanche deseado, y al girar el varillaje se abren las aletas que giran también mezclando el terreno con el mortero de cemento vertido. El diámetro de la punta aproximadamente igual a su altura, es de 2 a 2,5 veces el diámetro del fuste. Este procedimiento solo se puede aplicar cuando el terreno es adecuado para su estabilización con concreto. En suelos cohesivos se excava la base con un aparato de tipo semejante, rellenándolo después con concreto.

I. PILOTE BRECHTEL

Se utilizan tuberías de entubación de 32 y 48 cms. de diámetro; la capacidad portante del pilote es de 30 a 40 tom. para un diámetro de 32 cms. y de 70 a 130 tom. para 48 cms. de diámetro, según la resistencia del terreno. Una vez colocada la tubería de entubación, se hace bajar al fondo un tapón de cierre manteniéndolo en posición



2 Pilote perforado de hormigón tipo Lorentz



2 Pilote Drechsel realizado con aire comprimido

mediante una barra en horquilla. A continuación se obtura el extremo superior de la tubería con una tapa atravesada por un tubo por donde sale el agua interior impulsada por el aire comprimido que se inyecta superiormente. Se coloca a continuación la armadura y se rellena una determinada altura de concreto; al inyectar aire comprimido el tapón de cierre se desprende automáticamente y el concreto penetra en los huecos del terreno. De esta forma se consigue un pilote de fuste irregular y base ensanchada, siendo expulsada simultáneamente la entubación.

J. PILOTES GRUN - BILFINGER

El diámetro del fuste suele ser de 34 cms. para una capacidad portante de 30 tom. y 50 cms. para 50 tom. de capacidad portante.

Sobre una tubería de entubación hincada se coloca una cámara de hormigonado estanca que lleva en su parte superior una tolva de vertido, y en la inferior, una compuerta. Una vez cerrada esta compuerta se expulsa el agua del interior de la entubación mediante aire comprimido. El concreto se vierte en la cámara y, una vez cerrada la tolva de llenado, penetra en el tubo, de forma que el aire comprimido impide también la entrada del agua durante el colado. Una vez vertido el concreto se sustituye la cámara de colado por una tapa de cierre atornillada a la entubación inyectando agua a presión, con lo cual el concreto se comprime contra el terreno y facilita al mismo tiempo la ascensión del tubo.

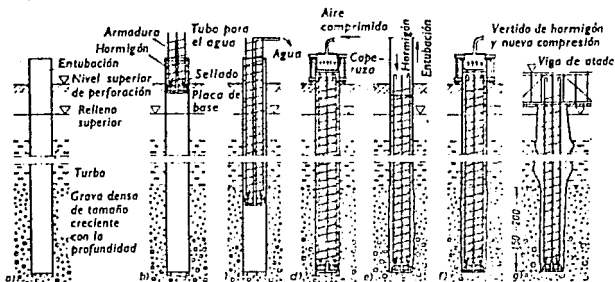
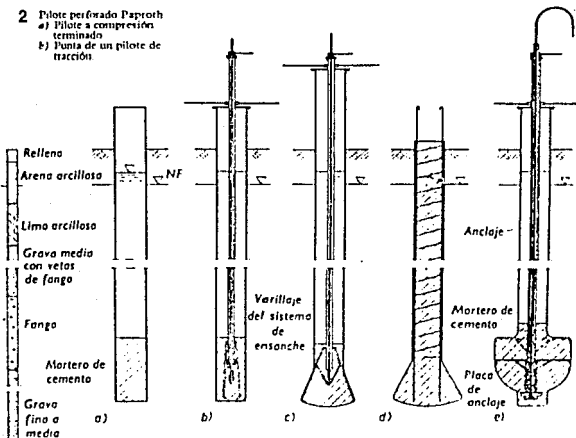
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URÍAS DONADO SOTOMAYOR

2 Pilote perforado Paproth

- a) Pilote a compresión terminado
b) Punta de un pilote de tracción



2 Pilote perforado tipo Michaelis-Mast (Düsseldorf)

- a) Perforación del pozo
b) Comienzo del hormigonado
c) Descenso del tramo hormigonado
d) Pilote listo para la compresión por aire
e) Extracción de la entubación
f) Continuación del hormigonado y compresión
g) Pilote terminado con viga de atado

K. PILOTES MICHAELIS - MAST

Los diámetros usuales de la tubería son de 30 y 40 cms con una carga admisible de 30 a 40 tom. La entubación, introducida en la forma habitual, se rellena en toda su longitud o por tramos cortos con concreto plástico. Este se vierte sobre una placa de base, que, a su vez, comprime el agua expulsándola de la tubería.

La columna de concreto fresco así creada se somete a una presión de varias atmósferas una vez tapada la tubería con una caperuza de cierre haciendola descender y comprimiendola contra el terreno al mismo tiempo que la entubación es empujada hacia arriba.

L. PILOTES DYCKERHOF - WIDMANN

Es un pilote de fuste irregular; una vez colocada la entubación, se vierte el concreto mediante un cucharón de diseño especial; apisonándolo con una pesada maza que tiene casi aproximadamente la sección de la tubería, extrayendo lentamente al mismo tiempo el revestimiento. De esta forma el concreto escapa por el borde inferior del tubo y forma un pilote con protuberancias o anfractuosidades que reflejan la compresibilidad de las distintas capas del terreno. Si es necesario, los pilotes se arman con acero ordinario; la capacidad portante de estos pilotes se puede suponer de unas 30 toneladas.

M. PILOTE AUGERCAST.

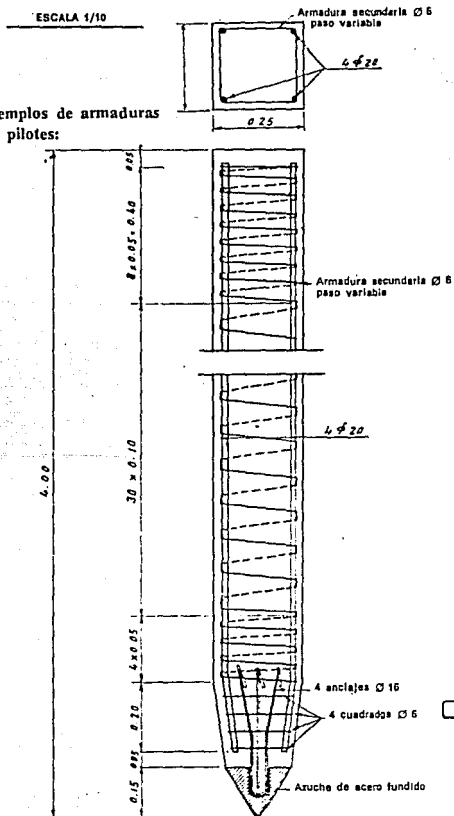
Barrenado y vaciado simultaneos. Se fabrica perforando el suelo con una barrena continua, cuyo vástago central es hueco, la velocidad de perforación es tal que la barrena más bien se atornilla en el terreno que expulsa el suelo; por lo tanto, el agujero se que da lleno del propio suelo hasta que alcanza el estrato resistente; seguidamente se saca la barrena desatornillandola lentamente y al mismo tiempo se bombea un mortero fluido de arena y cemento a través del vástago de la barrena. La velocidad de extracción de la barrena se controla para tener siempre una presión positiva en el mortero y poder llenar el agujero, evitar que se derrumben las paredes del mismo y para que el mortero penetre unos centímetros dentro de la arena suelta o grava. Estos pilotes tienen resistencia por la punta y rozamiento lateral, ya que la superficie del fuste es irregular, este procedimiento es económico y no se producen vibraciones, lo cual es una ventaja en las obras de ampliación de edificios y recalces. Se usan en diámetros de 35 a 45 cms. y 18 mts. largo.

G.6.5 PILOTES PREFABRICADOS DE CONCRETO ARMADO E HINCADOS

A. GENERALIDADES.

El empleo de pilotes de concreto armado data de 1897. HENNEBIQUE los utiliza por primera vez para las cimentaciones de las fábricas de la Compañía Bobcok-Wilcox; desde entonces se han hincado pilotes

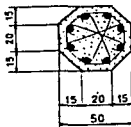
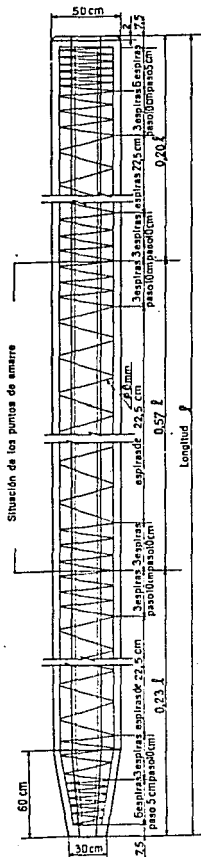
5 Ejemplos de armaduras de pilotes:



TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

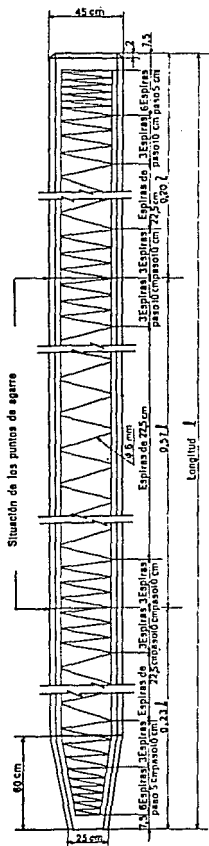
ARO. DEMETRIO URLAS DONADO SOTOMAYOR



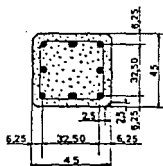
Longitudes de los pilotes	Armaduras principales
7.5 - 9	8 ϕ 22 mm
9 - 10.5	8 ϕ 22 mm
10.5 - 12	8 ϕ 25 mm

5 — Pilotes octogonales
(50 x 50). Longitudes inferiores a
12 m.





5 Ejemplos de pilotes.
Tipos americanos:



Longitud de los pilotes	Armaduras principales
7.5 - 9	8 \square 22 mm
9 - 10.5	8 \square 22 mm
10.5 - 12	8 \square 25 mm

5 — Pilotes cuadrados (45 x 45).
Longitudes inferiores a 12 m.

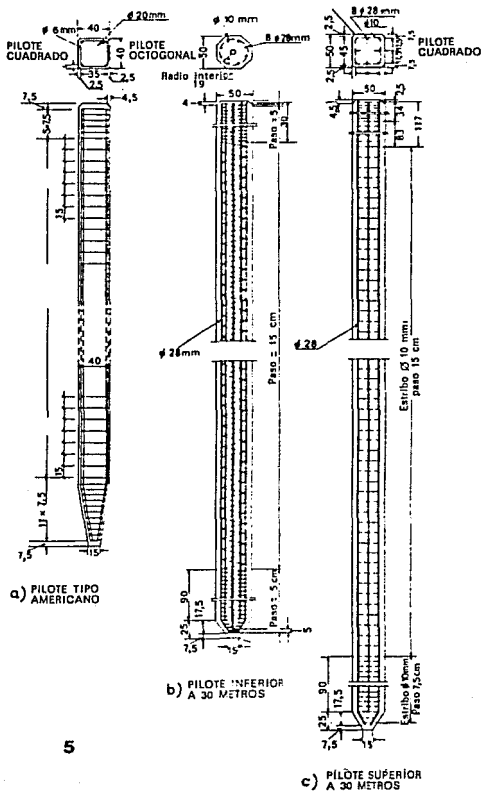
(Con la autorización de «The American Society of Civil Engineers» New-York, «White 1952 ASCE Heavy precast Concrete Piles as used for Morganza floway CE XXII-272».)



TEORIA DE CIMENTACIONES

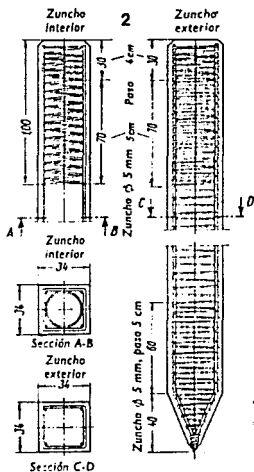
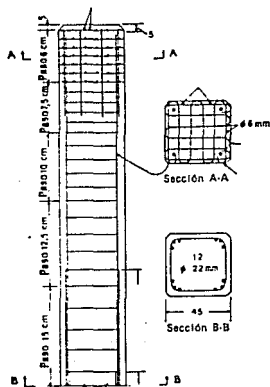
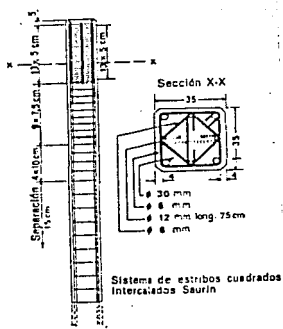
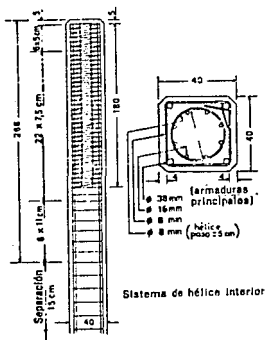
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URAS DONADO SOTOMAYOR

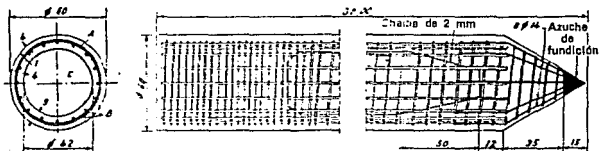


5

5 Ejemplos de refuerzo de las cabezas de los pilotes:

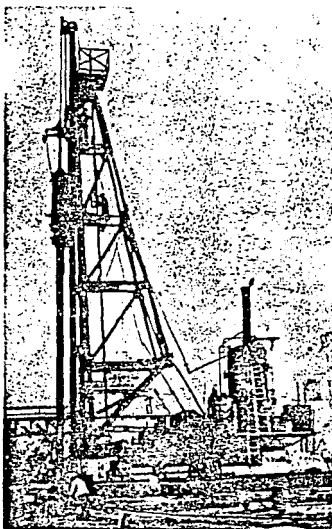


Ejemplo de pilotes cilindricos:



A = Armaduras transversales, espiras \square 10 mm
 B = Armaduras longitudinales 16 \square 14
 C = Hormigón de relleno

5 - Pilotes cilíndricos (Con la autorización de la AITBTP.)



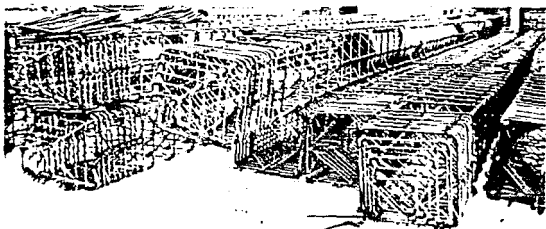
5 - Martinete universal de basculo Nicols. Martinete de vapor de 4 a 6 t. de masa cadente. Altura útil, 17 m. Altura total, 25,70 m. Permite el hincado de pilotes inclinados desde 13 hacia atrás hasta 19 hacia adelante.

tipo Hennebique. La utilización de estos pilotes se introdujo en América por Raymond en 1904. A partir de entonces, este procedimiento no ha cesado de desarrollarse; actualmente el empleo de pilotes prefabricados de concreto armado o pretensado está extendido universalmente. Ventajas:

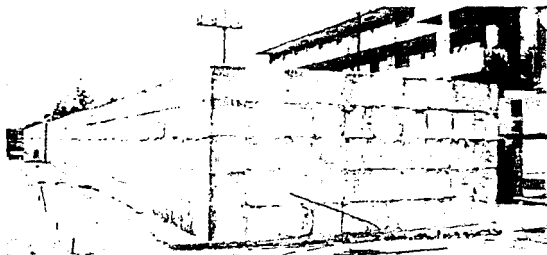
- a). Su duración es casi ilimitada, no existe el peligro, como en los de madera, de deteriorarse debido a alternancias de sequía y de humedad.
- b) Se puede obtener la forma, dimensiones y calidades requeridas según las exigencias del problema.
- c) Los pilotes de concreto armado son mucho más resistentes que los de madera: permiten soportar cargas más elevadas y ofrecen mayor seguridad.

Pueden hincarse en estratos compactos, sin peligro de rotura, salvo casos relativamente raros (terrenos de aluvión con grandes piedras: terrenos arenosos muy compactos que exigen una perforación del pilote). Los pilotes de concreto armado tienen generalmente forma cuadrada u octagonal, alguna vez tienen sección exagonal o circular y aun anular. La longitud normal varía de 10 a 20 metros; pero pueden alcanzar los 30 metros y sobrepasarlos. Su dimensión transversal varía entre 25 a 60 cms; su peso es considerable. Puede hincarse verticales o inclinados; siendo la oblicuidad normal alrededor de un 10%.

B) LONGITUD DE LOS PILOTES



11

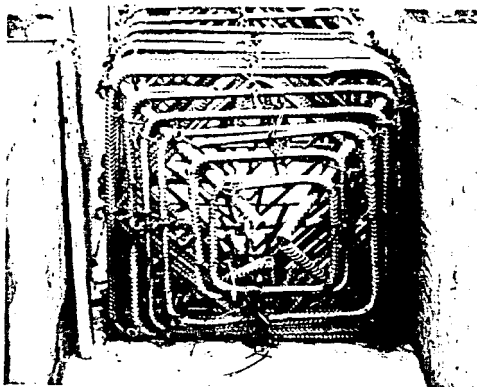


La longitud de los pilotes depende esencialmente de la naturaleza del terreno en que han de ser hincados y de la carga que deben soportar. Generalmente, la longitud de los pilotes de concreto armado no sobrepasa los 20 ó 30 metros y raramente los 40 metros. Es necesario disponer de aparatos de manutención de hincado apropiados, de lo contrario es necesario proceder al "empalmado", operación que consiste en empalmar un pilote a continuación de otro. Se admite como longitud límite cincuenta veces la dimensión transversal más pequeña; pero se puede llegar hasta ochenta veces ésta dimensión ($L = 80b$). Por encima de este límite, los pilotes son demasiado pesados y se emplean pilotes anulares.

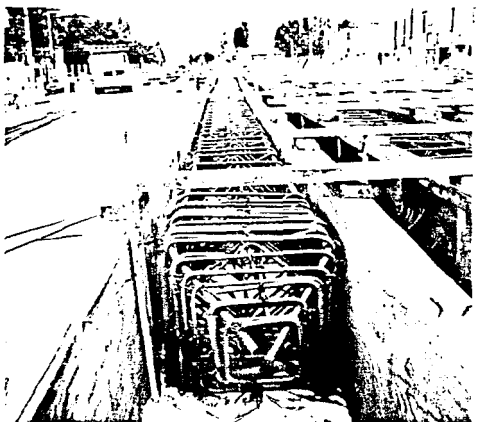
C) ARMADURA LONGITUDINAL

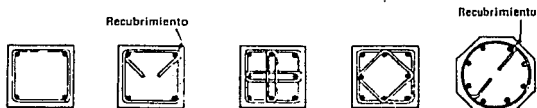
Las armaduras longitudinales de un pilote de sección cuadrada se componen de 4 barras del mismo diámetro, situadas en los ángulos de la sección; en el caso de pilotes de gran sección, se incrementan con cuatro barras suplementarias, situadas en el centro de los lados. Para un pilote octagonal, las armaduras están formadas por ocho barras del mismo diámetro, situadas en los ángulos de la sección. Las armaduras longitudinales deben ser, si es posible, de un sola pieza, o bien uniones por soldadura eléctrica. Para los pilotes muy largos, se pueden emplear empalmes sin ganchos con las condiciones siguientes:

- a) Evitar situar todos los empalmes en la misma sección.
- b) Evitar el empalme a una distancia de la cabeza igual a diez veces el lado.

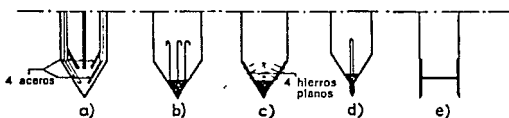


11





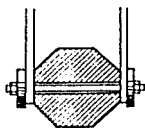
5 — Distintas disposiciones de armaduras.



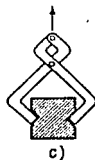
5 — Diferentes tipos de puntas: a) punta sin azuche; b) punta con azuche acoplado con ganchos; c) punta con azuche acoplado con hierros planos; d) punta de acero; e) punta con azuche de acero de haz cortante.



a)

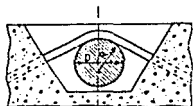


b)

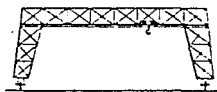


c)

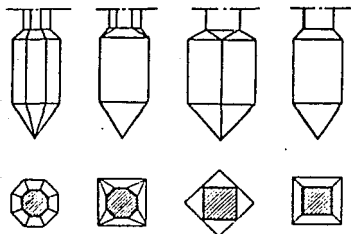
5. — a) Eslinga; b) Pasador; c) Diente de agarre.



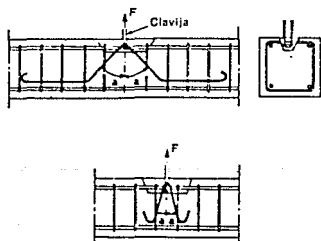
5 — (Con la autorización de la AITBTP.)



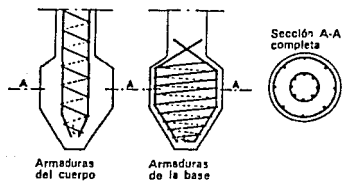
5 · Pórtico móvil sobre monorraíles para el transporte de pilotes.



5 — Distintos sistemas de «bases ensanchadas».



5 - Disposición de las barras de elevación.



5 — Pilote «gualdrapeado».

c) Dar a los empalmes una longitud de 50 cms. de la barra.

Las armaduras longitudinales deben calcularse de forma que el pilote pueda resistir, además de los esfuerzos estáticos propios de la construcción, los esfuerzos de acarreo, transporte y puesta en obra. Para disminuir los esfuerzos producidos en el pilote por el transporte se aumenta el número de puntos de suspensión. Así, aumentando sucesivamente el número de puntos de embrague de 1 a 4.

El porcentaje de armaduras longitudinales varía de 1 al 3% (Los reglamentos americanos recomiendan el 2% de media). Para evitar el pandeo, los hierros longitudinales deben escogerse de diámetros grandes (16,20,25,35 mm). La regla empírica siguiente establece la relación entre la longitud y el diámetro de la barra: $d = 0.0015 \times L$ a $0,002 \times L$. Las juntas con empalmes es preciso evitarlas, ya que provocan la disgregación del concreto durante el hincado. Se ejecutan uniones soldadas. Los hierros longitudinales llegan hasta 40 cms. de la cabeza y se sustituyen por hierros de poco diámetro, a fin de evitar las vibraciones debidas a los choques del mazo. Después del hincado, el último metro del pilote se demuele y las armaduras se doblan y empotran en el macizo de coronación.

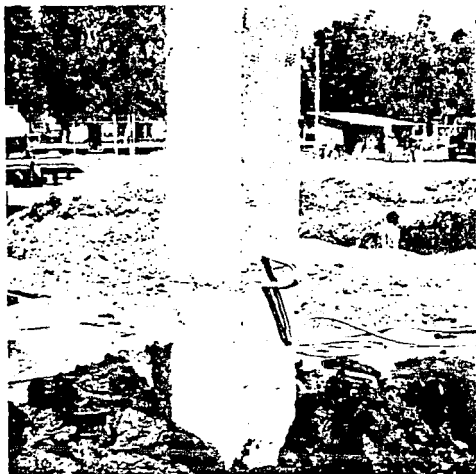
D) ARMADURA TRANSVERSAL

Para los pilotes cuadradas se emplean estribos o espiras; para pilotes cuadrados de gran sección, es preciso unir los hierros situados en el centro de los lados con estribos suplementarios.

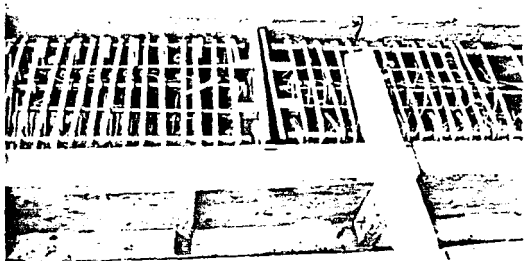
Para los pilotes octagonales, las armaduras transversales están formadas por espiras helicoidales. Se aumenta la resistencia a la compresión de un pilote reforzando las armaduras longitudinales con armaduras transversales; es lo que constituye un zunchado. Las armaduras por barras de 6 u 8 mm. son estribos dispuestos a intervalos o espiras helicoidales continuas; esta última disposición fue introducida por Consideré. El paso de zunchado es, en general, de 10 a 15 cms. a todo lo largo del pilote, excepto en las dos extremidades, en donde el zunchado es más unido (de 5 a 8 cm.) en una longitud de tres diámetros. Con la ayuda de un zunchado denso en la cabeza y en la punta, se evitan las disgregaciones del concreto sometido a los choques.

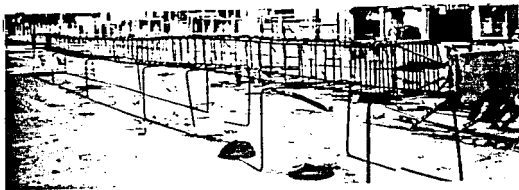
E) AZUCHES

La punta del pilote se protege por un azuche metálico de fundición de acero moldeado. En terrenos heterogéneos, la presencia de bolos provoca la deformación del pilote, lo cual causa su rotura. Para verificar la ausencia de fracturas, algunos constructores disponen de tubos a lo largo del eje del pilote, en los que introducen agua después del hincado; si el agua no refluye, el pilote está roto. En terrenos heterogéneos o rocosos, se utilizan pilotes con azuches, en forma de haz cortante en los que la hincada se realiza como con un pilote

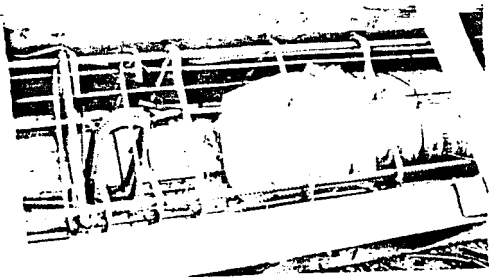
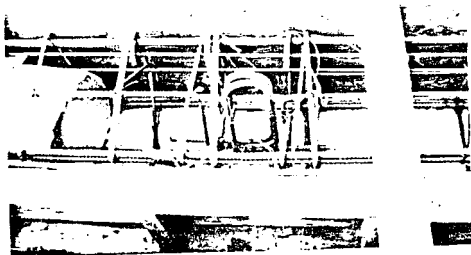


11





11



de azuche normal; la determinación del rechazo es la misma en los pilotes con azuches o haces cortantes, que la empleada en los pilotes sin azuche o sin punta.

Las puntas y los azuches de los pilotes de concreto armado no son más que una supervivencia de la utilización que se hacía en otro tiempo para los pilotes de madera. Es norma en América cortar los pilotes a escuadra en su base; estos pilotes sin azuche y sin punta, con o sin aristas achaflanadas, son empleadas para asentarse sobre roca dura. La forma de la punta se elige según la naturaleza del terreno a atravesar; la punta es generalmente de forma cónica o piramidal, de base cuadrada u octogonal, con las características siguientes: Angulo en el vértice de 60 a 90, el Peso del azuche de 10 a 20 Kgs.

F) PILOTES DE BASE ENSANCHADA

Para incrementar la resistencia por punta de un pilote se utiliza el ensanchamiento de su base. La base ensanchada debe tener una sección doble o cuádruple de la sección normal; la longitud debe ser de dos a dos veces y media la mayor dimensión transversal. Se utilizan estos pilotes cuando se temen rozamientos negativos o cuando la resistencia del pilote es por la punta (estrato importante de arena o grava).

G) FABRICACION DE LOS PILOTES

a) CEMENTOS

Para la confección de pilotes de concreto armado se emplea normalmente cemento portland 250-315 con una dosificación de 400 a 500 Kgs. por/m³ de agregados. (Por encima de esta dosificación los peligros de fisuración son grandes). El empleo de cemento portland no debe hacerse en aguas salinas o selenitosas, en las que se emplearán cementos de escoria o clinker 230-315, o bien, cementos sobresulfatados (sealithor, supercilor), que son igualmente adecuados para las aguas agresivas; con todo, es necesario tomar especiales precauciones (agua de amasado bien dosificada, concreto mantenido en estado húmedo).

b) ACERO

Para las armaduras longitudinales se utiliza normalmente acero dulce; se pueden usar igualmente aceros semiduros o aceros de alta resistencia. Se pueden utilizar, asimismo, ventajosamente aceros de alto límite elástico, que constituyen las mejores armaduras longitudinales para piezas fuertemente comprimidas. Para las armaduras transversales se emplea acero dulce.

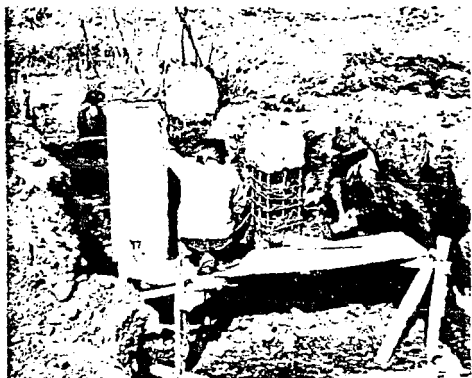
c) ENCOFRADO

Los encofrados para pilotes cuadrados se hacen generalmente de madera; pueden ser individuales, pero se combina para que varios encofrados tengan caras verticales comunes; es el sistema de acopio unido, en el que se procede como sigue: Se hormigona o cuegan en



11





11



primer lugar los pilotes impares, teniendo cuidado de dejar el espacio necesario para los pilotes adyacentes pares, se quita los encofrados verticales y se cuele la serie de pilotes pares después de haber colocado una chapa de separación entre los parámetros verticales. Se obtiene así una capa de pilotes juntos que se utiliza, después de haberlos cubierto de papel, como zona de colado para la capa superior. La operación continúa así y se obtiene un conjunto de pilotes cuyo espacio ocupado en acopio es mínimo. Los encofrados de los pilotes octogonales son de madera o metálicos; se procede como en el caso anterior, pero no pueden estar juntos en el colado.

H) PUESTA EN OBRA DE LOS PILOTES

a) DISPOSITIVOS DE ENGANCHE

Para sostener los pilotes durante su acarreo, se les provee de dispositivos de enganche, como pueden ser eslingas, pasadores, o dientes de agarre (grifas), utilizados para pilotes individuales. Para los pilotes unidos, se utilizan generalmente las barras de elevación; la disposición de estas barras debe ir anclada a la armadura, este anclaje debe estudiarse a fin de garantizar la adherencia necesaria. Es necesario que el radio de curvatura de la barra de anclaje en el punto de contacto con la espiga sea ligeramente superior al diámetro de la misma.

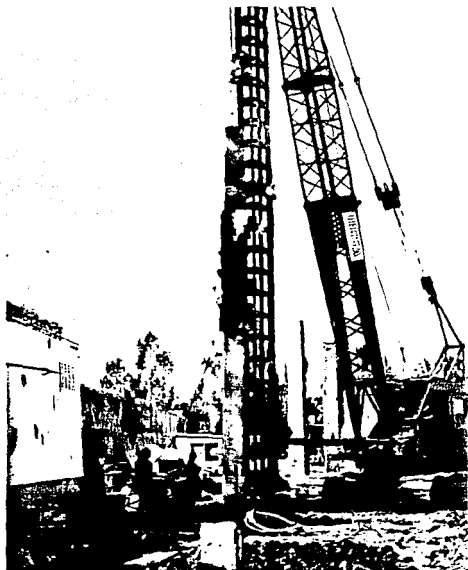
b) TRANSPORTE

Los pilotes son elevados y transportados de la zona de colado a la zona de acopio, después al martinete; es el acarreo. Este transporte se hace generalmente con la ayuda de pórticos móviles sobre monorrieles. Para el transporte de pilotes que no sobrepasan los 20 metros, se utiliza un sólo pórtico móvil. La manipulación de un pilote de más de 20 metros necesita el empleo de dos pórticos móviles. Los pilotes se enganchan en 2 ó 4 puntos. A condición que la temperatura sea mayor de los 10°C, los pilotes de concreto armado con cemento C.P.A. 250-315 pueden elevarse de la zona de colado y transportarse unos días después del colado, mientras que precisan de 15 a 20 días de espera para el hincado.

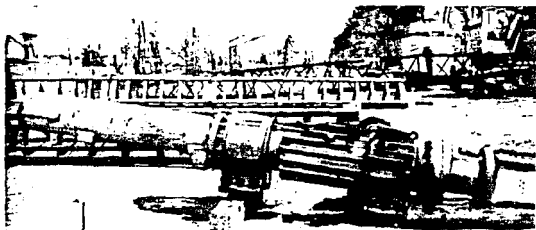
c) HINCADO CON MARTINETE

Hincado en tierra e hincado sobre el agua. Después de colocarse en posición, se procede a la hinca, operación que consiste en hundir un pilote en el suelo. -Se utiliza un martinete- Este está provisto de un mazo cadente que, por medio de choques repetidos sobre el pilote, lo hinca progresivamente en el terreno. Tiene también dos jimelgas, piezas de guía del mazo: el pilote, se fija con la ayuda de una pieza de madera llamada galopin, que se mueve entre las jimelgas.

El martinete está montado sobre un carro, es orientable (lo que facilita los desplazamientos) e inclinable para la hinca de pilotes inclinados. Cuando se debe proceder al hincado sobre el agua, se utiliza el martinete montado sobre un pontón. El hincado con el martinete flotante es difícil; necesita personal muy especializado y al menudo



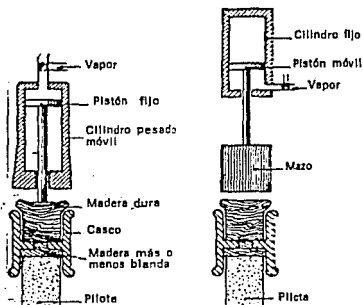
11



TEORIA DE CIMENTACIONES

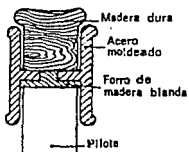
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



5 «Mazos de simple efecto»

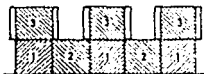
Cascos de hincado



(a)



(b)



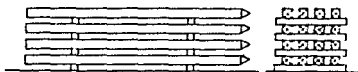
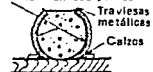
(c)

5 Encofrado de pilotes cuadrados en «acopio unido».

Moldes metálicos en dos piezas



Moldes en dos piezas



5 — Acopio de pilotes. (Con la autorización de la AITBTP.)

los gastos de acarreo de un pontón son elevados; se puede utilizar en algunos casos un martinete terrestre, instalado sobre una plataforma provisional.

d) MAZOS

d1) MAZOS DE CAIDA LIBRE

Están constituidos por una masa pesada, cuya caída se provoca al soltar el cable de maniobra o por un sistema de pestillo, como el martinete de tirantes utilizado para el hincado de pilotes de madera. Se utiliza para el hincado pilotes pequeños.

d2) MAZO DE SIMPLE EFECTO

Son los más utilizados; están constituidos por un cilindro macizo; se distinguen los de cilindro móvil y pistón fijo y los de cilindro fijo y pistón móvil. El mazo de vapor da una frecuencia de batido de 60 golpes por minuto; la altura de caída varía de 0.50 a 1.20 metros. Se puede sustituir el vapor por aire comprimido, pero es un sistema costoso. Se utiliza generalmente mazos de 3 a 10 toneladas.

d3) MAZO DE DOBLE EFECTO

Estos mazos actúan tanto por su masa como por la presión del vapor o del aire comprimido. Su frecuencia varía de 100 a 300 golpes por minuto y su peso de 3.50 a 500 Kgs; son menos voluminosos y más manejables que los mazos de simple efecto. La cabeza de los pilotes de

concreto armado, hincados con estos mazos, debe estar fuertemente zunchada.

e) CASCOS DE HINCADO

Generalmente se cubre la cabeza de los pilotes por un casco de protección para evitar su disgregación. El casco que rodea muy estrechamente el perímetro del pilote es de fundición o de acero moldeado. El casco está coronado por un trozo de madera dura (azobé) que confiere elasticidad al conjunto; un forro de madera tierna (eucaliptos) se intercala entre el pilote y el casco.

f) MARTILLO EXTRACTOR

Se utiliza cuando se quiere extraer un pilote, ya sea cuando se procede a la medición de la resistencia de extracción; o cuando se requiere extraer los pilotes que forman parte de una construcción provisional, o los pilotes que se han desviado o roto durante el hincado. Entre los más eficaces tenemos el martillo extractor de cables Nilens, útiles en todos los terrenos y especialmente en los arcillosos.

G.6.6 PILOTES PRETENSADOS

Los pilotes de gran longitud se fabrican principalmente de concreto pretensado, con lo que se consiguen menores dimensiones y por tanto menor peso. El pretensado proporciona además la seguridad frente a la fisuración que suele originarse en el transporte. Los pilotes pretensados, según diversos procedimientos, suelen

tener sección cuadrada cuando su sollicitación es puramente axial.

Los pilotes de concreto pretensado tienen, sobre los pilotes de concreto armado prefabricados, las siguientes ventajas:

a) Su resistencia al hincado es mayor, el concreto no se cuarteo bajo el efecto del esfuerzo de hincado; existe también una mayor protección contra los agentes exteriores.

b) Su acarreo y transporte son más fáciles (enganche en uno o dos puntos), mientras que un pilote de concreto armado (equivalente) requeriría un mayor número de puntos de agarre. Los pilotes pretensados están particularmente indicados en grandes longitudes. Economía de peso que permite capacidades portantes más importantes con secciones más débiles.

c) Los pilotes pretensados tienen un momento de inercia mayor que los pilotes de concreto armado de las mismas dimensiones; en los primeros toda la sección transversal del concreto contribuye al momento de inercia, mientras que en los segundos, la zona de recubrimiento no interviene; las armaduras si contribuyen (economía de acero como consecuencia de la plena utilización de acero de alta resistencia).

A) PILOTES ANULARES

Cuando las longitudes son importantes se pueden utilizar pilotes huecos con objeto de ahorrar peso, este ahorro de peso también favorece la relación respecto al peso de la masa. Los pilotes huecos pueden hacerse por centrifugado de elementos independientes de hasta unos 5 metros de longitud, que se unen posteriormente en una bancada de tensado y colándolos en la misma bancada dejando un cable que se tensa posteriormente.

B) PILOTE ANULAR RAYMOND

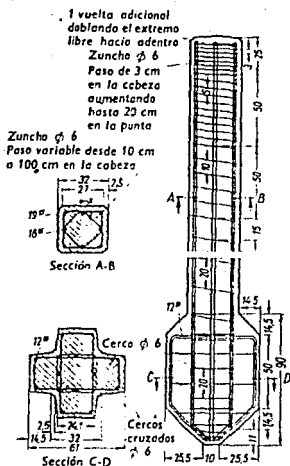
Es un pilote hueco de forma cilíndrica; esta constituido por elementos prefabricados situados unos contra otros y unidos mediante los cables de pretensado. Los elementos se fabrican por procedimientos análogos a los de los tubos de concreto; luego se trasportan a la obra en las cercanías del lugar de empleo. El ensamblaje del pilote se hace situando los elementos unos con otros en número necesario para obtener la longitud precisa. Se pasan a continuación los cables de pretensado a través de los conductos longitudinales preparados durante la fabricación de los elementos. (El número de cables de tensado varía con el diámetro del pilote.

Se tensa entonces el cable anclándolo en un extremo y tensándolo por el otro mediante gatos de tensar. Una vez se han tensado todos los cables, se anclan provisionalmente las extremidades que han sido tensadas por los gatos; retirados los gatos, se inyecta mortero coloidal de cemento en los conductos del cable; una vez endurecido el mortero, se pueden quitar los anclajes de las dos extremidades del pilote. Se obtiene así un pilote

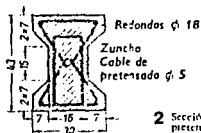
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

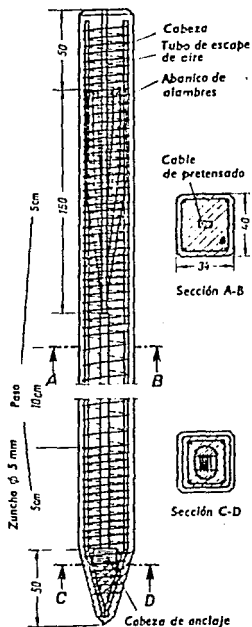
ARQ. DEMETRIO URAS DONADO SOTOMAYOR



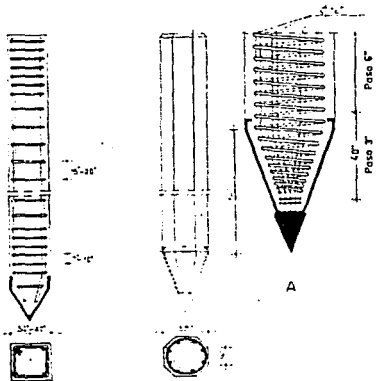
2 Armadura de un pilote de hormigón armado con punta en estrella



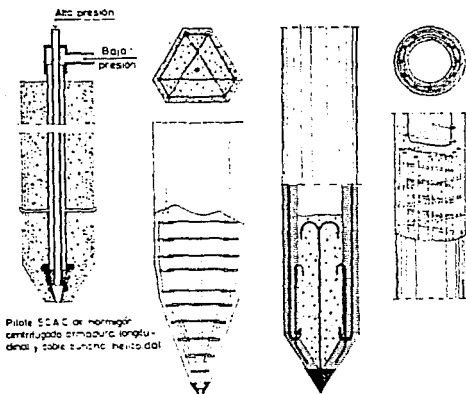
2 Sección en 1 de un pilote pretensado (Sistema Ph. Holzmänn)



2 Pileto de hormigón pretensado (Sistema Ph. Holzmänn)



6 Tipos de pilotes de hormigón armado, de sección cuadrada o poligonal, ejecutados en taller.



Pilote SCAC de hormigón
centrifugado armado por longitudi-
nal y sobre zunchos horizontales

6 Otros tipos de pilotes prefabricados de hormigón armado.

muy largo, de gran capacidad portante y de gran resistencia lateral. Este tipo de pilotes se emplea esencialmente para importantes trabajos en el mar, como plataformas, puentes, etc. La longitud de cada elemento es de alrededor de 5 metros. Su longitud total aproximada es de unos 60 metros. El diámetro exterior varía entre 1 metro y 1.50 metros, y el espesor del concreto es de 10 a 15 cms.

C. PILOTE DE SECCION H TENSA.

Con el perfil H se elimina en muchos casos la perforación previa, el remoldeo de las arcillas y las presiones horizontales, producidas por el hincado. Comparado con otros pilotes de sección cuadrada o circular los pilotes Tensa tienen poco peso por metro lineal. Este perfil es ideal para cimentaciones a base de pilotes de fricción. Por su forma tiene mayor área de contacto entre pilote y suelo por unidad de longitud. Se fabrican en secciones diferentes en función de las capacidades de carga. También se pueden usar los pilotes Tensa como pilotes de punta. Las secciones usuales son: T-1 de 35x40 cms para usarse donde la capa resistente sea poco profunda. El T-2 de 25x30 cms en donde la capa resistente sea medianamente profunda, y el pilote T-3 de 16x26 cms en donde la capa resistente sea muy profunda: existen variaciones en lo expuesto, sujetas a las necesidades de cada caso.

G.6.7 PILOTES PRETENSADOS HOLZMAN

a) PILOTE DE SECCION I

Tiene un menor peso en comparación con la sección rectangular, siendo más fácil de manejar en el transporte y requiriendo un menor peso de maza para la hincada. Las fuerzas de pretensado pueden ser menores que las de un pilote rectangular, el perímetro es aproximadamente un 8% superior al del pilote rectangular, con lo cual se mejora proporcionalmente la resistencia por rozamiento del fuste. Para el dimensionamiento debe tenerse en cuenta la sollicitación durante la presentación para la hincada, suponiendo el pilote suspendido por un sólo punto, este punto de suspensión se encuentra a una distancia de $0,292L$ de la cabeza del pilote; en este caso el momento en el punto de suspensión es análogo al momento en el centro del vano apoyado inferiormente.

b) PILOTE DE SECCION RECTANGULAR

Esta sección logra conseguir una gran resistencia a flexión tanto en el transporte como ante los esfuerzos producidos por la sobrecarga de tierras una vez puesto en obra (Pilote inclinado). El proceso de pretensado según el sistema hozmann, usa un cable de pretensado de 16 a 24 alambres y se coloca en el tubo habitual (del pilote) en posición centrada, pretensando desde un extremo una vez fraguado el concreto. El anclaje del cable en la cabeza del pilote se dispone abriendo los alambres en abanico, mientras que el otro extremo queda fijo a un elemento de anclaje situado a suficiente distancia de la punta con el fin de eliminar el peligro de que resultase dañado durante la hincada posteriormente se

cuela la punta, sin que ello ocasione costos adicionales, ya que de todos modos se requiere un encofrado especial para la punta.

G.6.8 PILOTES PREFABRICADOS DE CONCRETO ARMADO Y ROSCADOS

Los pilotes de concreto armado roscados tienen la ventaja de la técnica del roscado con un precio de fabricación económico.

1.- PILOTES ROSCADOS GRIMAUD

Son pilotes de concreto o de concreto armado, prefabricados, a los que se le ha aplicado la técnica del roscado; presentan una parte terminal en forma de rosca para los pilotes prefabricados o están constituidos enteramente por filetes de rosca para los pilotes moldeados "In Situ" en el suelo.

A) PILOTES ROSCADOS PREFABRICADOS DE CONCRETO ARMADO

a) PILOTES CORRIENTES

Se componen de un fuste de sección octogonal (o circular) y de una punta en forma de rosca de doble filete. El doble fileteado tiene por objeto equilibrar las reacciones sobre el pilote durante el roscado. La punta de la rosca está provista de un azuche de fundición o de acero completado por un taladro para la penetración de terrenos difíciles. El pilote está armado con barras

longitudinales ancladas en el azuche y de un zunchado helicoidal inclinado a 45° en el sentido opuesto al fileteado, teniendo por objeto resistir los esfuerzos de torsión durante el roscado. En el caso de roscado con inyección, está previsto un CANAL central en el cuerpo del pilote. Las dimensiones más usuales son: para los fustes de 15 a 40 cms. de diámetro o de doble apotema y para la rosca de 25 a 60 cms. de diámetro exterior y de 1 a 3 m. de altura.

b) PILOTES PREFABRICADOS POR TROZOS

Los pilotes largos se pueden realizar en trozos prefabricados en los que el primero está provisto de una rosca idéntica a la de los pilotes corrientes, su unión se realiza por medio de placas de acero, soldadas entre ellas.

c) PILOTES CON ROSCAS MÚLTIPLES

Cuando la altura de la rosca debe sobrepasar los 3 metros, el pilote se ejecuta con una sucesión de partes con roscas y de partes lisas para facilitar el roscado, la prefabricación por trozos es entonces económica.

d) PILOTES HUECOS

Cuando el diámetro de la rosca llega a 60 cms. y para mayores secciones, el principio de la rosca permite, utilizando pilotes huecos, una mejor utilización de los materiales. Con cantidades iguales de concreto, el pilote roscado hueco tendrá un diámetro exterior de espiras

superior a la del pilote macizo correspondiente, con una superficie portante más grande.

e) PILOTES ROSCADOS DE CONCRETO MOLDEADOS EN EL SUELO

Se ejecutan por medio de uno o de varios tubos de acero, provistos exteriormente de filetes de rosca. Estos tubos se hunden en el suelo mediante roscado y el colado se realiza a medida que se desenroscan. El pilote moldeado obtenido tiene filetes de rosca en toda su altura.

2. PUESTA EN OBRA

La puesta en obra se efectúa por roscado mecánico. El mecanismo de roscado toma una parte del fuste del pilote que arrastra en rotación y desciende con él deslizándose entre dos guías verticales. Cuando llega al nivel del suelo, se remonta fácilmente sobre el fuste para reemprender el roscado. La máquina está accionada por un motor de combustión o por un motor eléctrico o hidráulico alimentado por un grupo electrógeno. Las velocidades medias de penetración son de 30 cms por minuto, según los pilotes y los terrenos. En terrenos compresibles, el roscado se facilita mediante una inyección central de agua, o de aire y agua. En terrenos particularmente heterogéneos, una inyección de cemento hecha al finalizar el roscado aumenta la seguridad.

3. VENTAJAS DE LOS PILOTES GRIMAUD

a). Material ligero y de poco costo. Las máquinas de roscado son simples, poco voluminosas y su peso no sobrepasa las dos ton. No necesitan mucho espacio; son articuladas y pueden introducir el pilote lateralmente, situando el mecanismo de roscado en cualquier zona del fuste del pilote, lo cual hace que las torres no sean tan altas.

b). Poco consumo de energía. las máquinas mecánicas tienen un motor de 7.5 CV con un rendimiento mejor y mayor flexibilidad.

c). Rápidos de instalación y de puesta en obra.

d). Rendimiento elevado, la velocidad de roscado obtenida conduce a rendimientos medios de 8 a 10 pilotes y máximos de 12 a 15 pilotes por día y por equipo.

e). Eliminación de ruidos y vibraciones. Gran seguridad para las construcciones vecinas.

f). Penetración por acción de roscado; en cada vuelta el pilote penetra una profundidad igual al paso de la rosca, doble fileteado de la rosca, forma redondeada del cuello de la rosca y paso constante de los filetes de la rosca.

g). Aumento de la capacidad portante; las espiras sucesivas de la rosca aumentan su superficie portante, por lo que se obtiene una resistencia por punta más

elevada que en los otros tipos de pilotes. (2 a 4 veces más).

h). El doble fileteado de la rosca al equilibrar las reacciones sobre el pilote durante su puesta en obra, no modifica la verticalidad del pilote y su implantación.

i). Empleo como pilotes flotantes, debido a las superficies y la capacidad portante suplementarias, aportadas por las espiras de la rosca.

j). Empleo de pilotes cortos, a profundidad igual, la resistencia de punta equivalente proporcionada por la rosca es de 2 a 3 veces superior a la de un pilote liso. Son ideales para terrenos de capacidad portante media o débil, de espesor reducido (4 ó 5 mts) y reposando sobre estratos de capacidad más débil y de espesor importante; el espesor de la primera capa es suficiente para los pilotes roscados Grimaud, para alcanzar la capacidad portante deseada.

k). Resistencia al hundimiento y la extracción sensiblemente equivalentes, pudiendo trabajar indistintamente en los dos sentidos.

l). Facilidad de recuperación y de nueva utilización en el caso de construcciones provisionales.

m). Pueden ser prefabricados o hechos in situ, monobloc o por trozos. huecos o macizos.

n). Economía debido a su capacidad portante elevada y a su rapidez de puesta en obra.

o). Su aplicación es prácticamente universal. Se usan en cimentaciones de edificios, viviendas, industria, obras de fábrica, en el mar, etc. También para cimentaciones de postes, puentes, bancada de máquinas pesadas, obras en línea, etc.

G.6.9. PILOTES DE HORMIGÓN PREFABRICADOS.

PUESTOS EN OBRA MEDIANTE GATOS HIDRAULICOS.

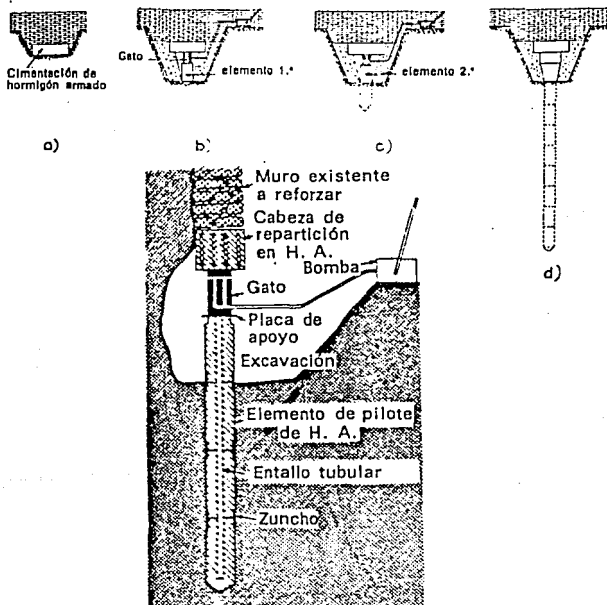
A. PILOTES MEGA.

El pilote Megá está formado por la unión de elementos prefabricados en concreto, que se encajan unos a otros, mediante un entallo central. Los elementos son de sección cuadrada de 45x45 cms o circulares en diámetros de 25 a 45 cms. Estos pilotes están concebidos para cimentaciones o recalces; no necesitan más que un equipo reducido, el hundimiento se realiza por medio de un gato hidráulico, además, tienen la ventaja de ejecutarse sin trepidaciones y en espacios limitados. La capacidad portante de estos pilotes se obtiene por lectura directa en el manómetro del gato; el hundimiento de cada pilote comporta en realidad un ensayo de carga correspondiente a un rechazo deseado.

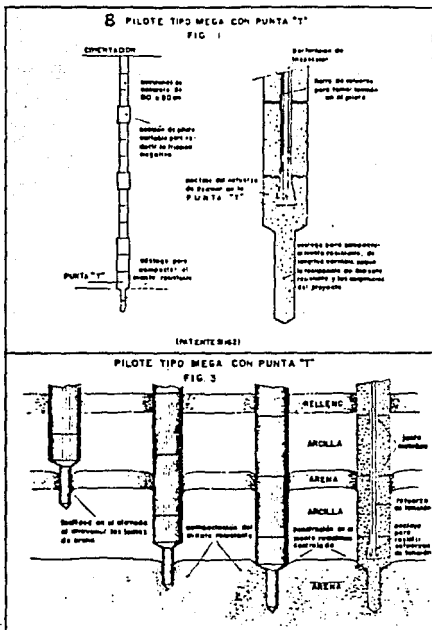
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRO UREAS DONADO SOTOMAYOR



5 — Fases de elevación de un pilote «Mégav»: a) La viga de hormigón armado se ha ejecutado debajo de un trozo de la cimentación existente, previamente descubierta; b) Se provoca el descenso del primer elemento del pilote Mégav, gracias a la acción de un gato intercalado entre la viga de hormigón y el primer elemento del pilote. La reacción hacia arriba del gato se transmite a la construcción existente por la viga de repartición. El agua bajo presión se suministra al gato mediante una bomba accionada a mano o mecánicamente; c) Una vez ha penetrado en el suelo en toda su longitud el primer elemento de pilote, se le superpone un segundo elemento que se encaja con el primero. El conjunto se hunde en el terreno de una manera idéntica a la utilizada para el primer elemento. Se opera a continuación y de forma similar con un tercer elemento, y así sucesivamente; d) El pilote ha encontrado un terreno de resistencia suficiente. El pilote se ha ajustado bajo la viga de repartición y se ha quitado el gato.



B. PILOTE MEGA CON PUNTA T.

Esta compuesto por tramos de sección circular o cuadrada; estos tramos estan provistos en su centro de una perforación circular de unos 9 cms, la que sirve para verificar la verticalidad y continuidad del pilote, durante su hincay después de ella. Esta perforación también sirve para colocar cierta cantidad de refuerzo según se especifique en el proyecto de cimentación, para que el pilote en toda su longitud pueda trabajar a esfuerzos de tensión. La punta se fabrica de concreto reforzado, acero o cualquier otro material de acuerdo con las especificaciones de cada proyecto.

C. HINCADO DE LOS PILOTES MEGA.

- a). Se coloca una carga de 120 ton. sobre el lugar donde se hioncará el pilote, debajo de la carga se coloca el gato o prensa hidráulica con una bomba automática y manómetro, para medir la presión que se le aplica al pilote.
- b). Se coloca la punta T en el lugar exacto y se inicia el hincado a presión por medio de la prensa hidráulica.
- c). Una vez iniciado el hincado de la punta, se coloca una dovela de unión de tubo de fierro de 9 cms de diámetro en la perforación central de los tramos.
- d). Seguidamente se coloca un tramo del pilote de concreto, tramo de unos 90 cms. aproximadamente; y se

hinca , repitiendose esta operación con los tramos que sigue hasta alcanzar el manto de apoyo.

e). Se introduce una plomada con foco en la perforación central para comprobar que la verticalidad está dentro de los límites especificados.

f). Por medio del número de tramos de pilote y la longitud de la punta se comprueba exactamente la profundidad de cada pilote, así como la penetración exacta dentro del manto resistente.

g). Luego se coloca el refuerzo en la perforación central y se llena ésta de mortero de cemento haciendo que el pilote trabaje como una sola unidad.

H. PILOTES ENTRELAZADOS.

Cuando se da el caso , de que las capas del suelo inferiores a donde llegan los pilotes de fricción o de rozamiento, se comprimen considerablemente, se colocan entre esta zona y la inmediata capa dura del subsuelo una serie de pilotes intermedios a los ya existentes, apoyados en la capa dura y sobrepasando algunos metros en su parte baja a los ya existentes, esto con el fin de contrarrestar en lo posible estos asentamientos. Estos pilotes se hincan con un seguidor que se extrae después de introducirlos hasta su sitio final.

I. PILOTES DE CONTROL

Invento Mexicano desarrollado para cimentar o recimentar edificios en terrenos tan y deformables como el de la ciudad de México. Debido al exceso extraordinario de agua y a la gran deformabilidad de las arcillas, que se están consolidando continuamente, nos encontramos que los edificios cimentados sobre pilotes de punta, apoyados en la primera capa dura, se sobrecargan excesivamente en forma proporcional hasta determinados límites al área de arcilla que los rodea; hincándolos más unos que otros especialmente las orillas y las esquinas de los edificios, dañando al pilote y al edificio que soportan. Además obligan al edificio a ir sobresaliendo sobre las banquetas y jardines.

Por lo que se refiere al pilote de fricción, teniendo en cuenta que se proyecta a manera de irse hincando conforme descende el subsuelo de la ciudad de México, puede llegar a sucederles que algunos encuentren una capa dura, por ej. después de unos 30 años y empiecen a comportarse como pilotes de punta. También se pueden apreciar muchos edificios inclinados por causas diversas.

En la fig. A se aprecia un corte de cimentación con un pilote abajo de la trabe, como normalmente se colocan, tanto los pilotes de punta como los de fricción. En la fig. B, se observa un pilote a un lado de la trabe, con un tapón de concreto y con sus anclas a un lado para poderse transformar en pilote de control. En la fig. C. se aprecia un pilote de control que consta de un puente hecho de dos canales colocados de espalda con espalda, con una

separación ligeramente mayor que el diámetro de los tornillos que la atraviesan, y que se sujeta a dos anclas empotradas en la cimentación. El pilote de control es fijo: esto es, se apoya en la capa dura o se hace penetrar por fricción la cantidad necesaria para que tenga resistencia a la penetración, mayor que la carga total que el pilote va a recibir, para que trabaje como fijo. Entre la cabeza del pilote y el puente van tres niveles de cubos de madera de caobilla o de caoba, que son las celdas de deformación, donde se coloca un número mayor o menor según se le desee dar mayor carga a cada uno de los pilotes mencionados.

En la fig. C, no se dibujaron los estabilizadores, útiles para que el pilote de control permanezca vertical. En la fig. D, se aprecia una preparación para colocar en un futuro un pilote, si es que se llega a necesitar. Con este sistema de pilotes de control, puede colocarse aún en espacios reducidos de altura, hasta de dos metros. El pilote se cuelga en obra por secciones, y se descuelga de la superficie normalmente en un lapso de cuatro horas. El pilote de control fue proyectado:

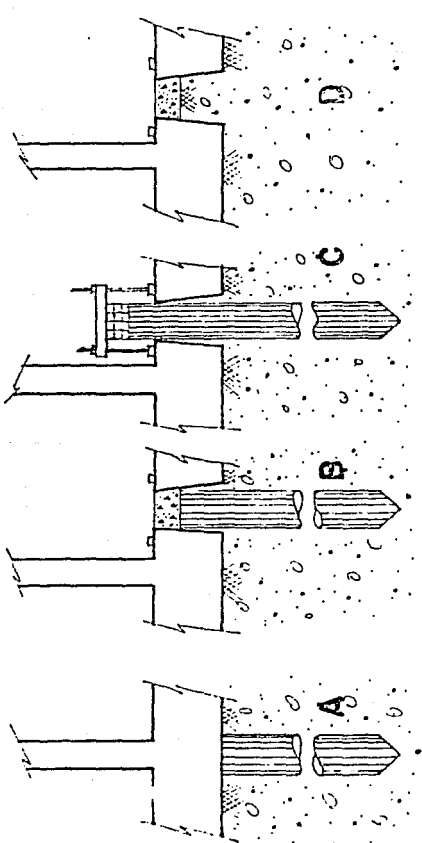
Para evitar que los edificios apoyados sobre pilotes de punta vayan sobresaliendo con respecto a las banquetas y calles.

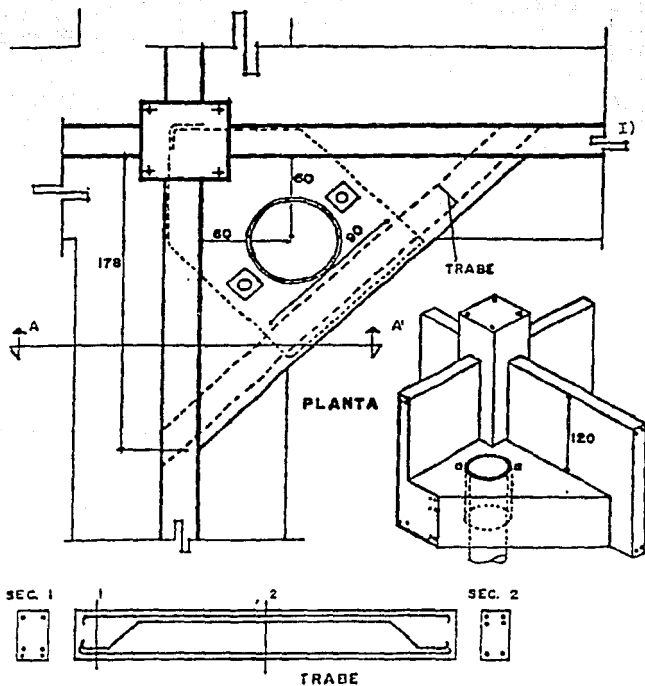
Para evitar que los pilotes al quedar fijos con respecto al terreno que va descendiendo, se sobrecarguen con el terreno que se les cuelga, este fenómeno es también llamado "fricción negativa" en forma muy desigual, ya que el volumen de tierra que cuelga de los pilotes de la

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR





orilla es grande y aún hay mayor diferencia con el volumen que se cuelga sobre los de las esquinas. Este sistema evita la sobrecarga inútil y negativa de la arcilla al colgarse del pilote, ya que el edificio al descender horizontalmente, desplaza de los pilotes las capas adheridas a ellos, aprovechando esa fuerza de fricción en el soporte del edificio, transformando lo que era fricción negativa de los pilotes fijos, en positiva y útil para soportar el edificio.

Al evitar que esa sobrecarga constante en los pilotes de orilla y de esquinas haga que dichos pilotes penetren más en esos lugares que en el resto del edificio, y que por tal motivo los edificios se deformen y lleguen a lastimar seriamente su estructura, ya que con los pilotes de control las capas de arcilla permanecen horizontalmente conforme la cimentación las va desplazando y siempre una capa descansa en la inmediata inferior.

Para evitar que colgándose el terreno de los pilotes, se forme una loma que inclinará a los edificios vecinos; especialmente si son ligeros, encontrándose los pilotes abajo de los edificios, es imposible conocer si la sobrecarga que están teniendo por la fricción negativa, es ya peligrosa: cosa que haría que se dañaran los pilotes. En edificios aún con pilotes de punta, fácilmente pueden inclinarse, pero si tiene pilotes de control, siempre podrá moverse su centro de gravedad de soporte de los pilotes, aumentando o disminuyendo la carga que ellos soportan en su cabeza.

Para evitar todo lo anterior, se resolvió que los pilotes no queden nunca abajo de las trabes, ni abajo de las columnas, sino a un lado, y que atraviesen la cimentación y sobresalgan encima de la losa: solo que si antes podían tomar la carga como verdaderos puntales que soportan el edificio, ahora se coloca sobre la cabeza del pilote un puente, y de los externos del mismo, tornillos que trabajarán como tirantes colgando la parte del edificio que se proyectó colgar.

Debido a la heterogeneidad del subsuelo de la ciudad de México, esto hará que unos pilotes puedan hincarse con determinada facilidad y otros por el contrario con gran dificultad. Esto hace que los pilotes trabajen a cargas diferentes unos de otros lo cual no afecta los pilotes de control, ya que sobresalen arriba de la cimentación y la carga la reciben a través de un puente, donde se colocan unos fusibles de presión. llamados celdas de deformación, las cuales transmiten una carga aproximada entre 2.5 y 3 ton. por pieza en una sola capa y conforme se van deformando, mientras no han llegado a una deformación mayor de la mitad de su altura (5 cms); esto sin aumentar la carga que viene soportando dicho cubo. Estas celdas dan la posibilidad de ir aflojando unos pilotes primero y luego otros sin peligro de que se sobrecargue excesivamente ninguno de ellos.

Con el pilote de control fácilmente se transfiere la carga que se encuentra sobre la cabeza del pilote al terreno que rodea, pues hasta irlo descargando recíprocamente se puede pasar la carga del terreno al pilote. Teniendo en cuenta que los pilotes son fijos, el edificio puede bajar o

subir con respecto a ellos y se hace posible el poder descender un edificio al quitar la carga que soportan los pilotes, o subirlos si se coloca un gato entre el puente y los pilotes. Para enderezarlo basta generalmente con disminuir la carga de los pilotes en el lado que se desea que descienda. La carga que lleva un pilote, se conoce aprox. con el solo hecho de contar el número de cubos que va en una capa de celdas de deformación, y si aún se quisiera conocer con mayor precisión, bastaría colocar un segundo puente en que se apoya el pilote y ver en el manómetro la carga que se da al aflojar las tuercas del cabezal inferior, pues en el momento que se note que estás empiecen a ceder se tiene la certeza de que el gato está dando la carga que el pilote estaba ya soportando. Los pilotes de secciones o los pilotes descolgados de una pieza, se colocan hasta después de que está construida la cimentación y el primer nivel, y se terminan mientras se construyen los niveles 2, 3 y 4 aprovechando para colocarlos y para la prueba de carga de los pilotes, el peso propio del edificio, lo que significa calidad, economía y gran ahorro de tiempo, ya que todos los pilotes por sistema quedan probados, al probarlos se corrobora que tanto el pilote, las anclas y los dados funcionan correctamente.

J. ANCLAJES

Un anclaje es una forma especial de cimentación profunda, proyectada para resistir subpresión hidrostática o para proporcionar soporte a los mamparos anclados, las entibaciones de excavaciones o los tirantes de muros de sostenimiento. Se usan deferentes formas

de anclajes: Pilotes de anclaje y bloques o muros para resistir empujes, en los suelos y barras de anclaje en las rocas. Los bloques de anclaje y los muros para resistir empujes son semejantes a las zapatas o muros de sostenimiento. La capacidad de estos anclajes esta regida o bien por la capacidad de carga o el empuje de la tierra contra el anclaje, o por la resistencia de la masa, la que sea menor.

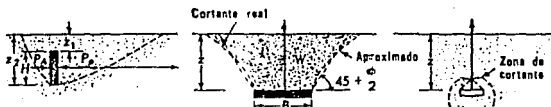
El pilote de anclaje y la barra de anclaje en roca son semejantes a los pilotes de fricción, su capacidades están regidas o bien por la fricción lateral, es decir por el esfuerzo cortante que se desarrolla a lo largo del fuste de anclaje, o por la resistencia de la masa, cualquiera que sea la menor de las dos. Los pilotes de anclaje en suelo y las barras con inyección de cemento en roca, transfieren su carga por esfuerzo cortante a lo largo de sus superficies. La barra de anclaje en roca se coloca profundamente en un agujero perforado en la misma; si la roca es fuerte y sana se puede asegurar por medio de cuñas o expansión, como los pernos para roca, en las rocas blandas la barra se agarra inyectando mortero de cemento en el agujero.

Se usan varias formas de barras de anclaje: Barras lisas con una expansión o con un ensanchamiento que se agarra en la roca por la inyección de mortero de cemento, cables de acero de alta resistencia anclados de manera similar o barras corrientes para refuerzo, inyectando el mortero, en este caso en la mayor parte de su longitud. La capacidad del anclaje está limitada por dos factores: la resistencia a tracción de la barra y la resistencia de la

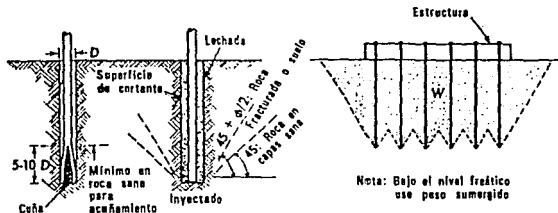
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



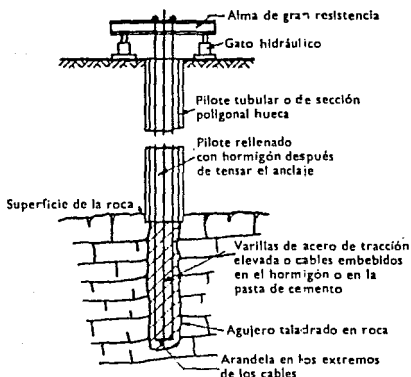
- a. Anclaje poco profundo cargado horizontalmente, $z, < 4H$
 b. Anclaje poco profundo cargado verticalmente, $z < 4B$
 c. Anclaje profundo cargado verticalmente, $z > 4B$



- d. Barras de anclaje en roca

- e. Masa límite para resistencia al levantamiento

1 Anclajes en roca y en suelo.

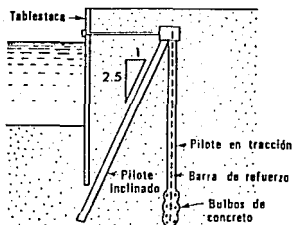


3 ANCLAJE PRETENSADO PARA UN PILOTE DE TRACCIÓN

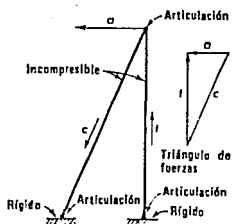
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRO URIAS DONADO SOTOMAYOR

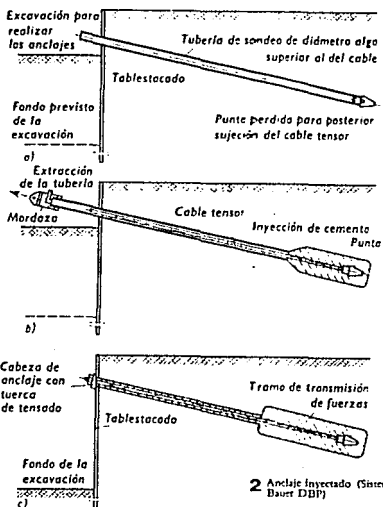


a. Pilotes inclinados y vertical usados en una armadura en forma de A como anclaje de un tablestacado



b. Análisis simplificado de una combinación de pilotes, inclinado y vertical

1 Combinación de pilotes verticales o inclinados.



2 Anclaje Inyectado (Sistema Baurr DBP)

masa de roca afectada por la barra. La resistencia al desgarramiento de las cuñas de anclaje y de la expansión depende de la roca, el tamaño del perno y de su disposición y distribución.

En roca dura las expansiones de pernos de 2.5 cms de diámetro tienen una capacidad máxima de 10 a 15 ton. La capacidad de las barras que se agarran por el mortero de cemento inyectado depende de la resistencia al esfuerzo cortante entre el mortero y la roca, como de la adherencia o contacto entre el mortero y la barra. En roca blanda la resistencia a esfuerzo cortante entre la roca y el mortero se limita de 2 a 3 Kg./cm² y en rocas duras de 7 a 20 Kg./cm². Las barras ancladas por inyección de mortero se usan en arena gruesa, grava y roca muy fracturada. la resistencia a esfuerzo cortante entre mortero y suelo es igual a la resistencia a esfuerzo cortante en la superficie lateral del cilindro de mortero.

La capacidad, tanto de la barra de anclaje como la del pilote, esta limitada por la resistencia de la masa de roca que lo rodea. La forma de esta masa de roca depende de la forma y distribución de las juntas. Para suelos no cohesivos y rocas con juntas muy próximas, es conveniente considerar un cono cuya generatriz forme con la barra un ángulo igual a $45^\circ/2$. Para rocas con juntas mas separadas que se solapan es práctico considerar un ángulo de 45° .

La capacidad total de un sistema de anclaje está limitada por el peso de la porción de la masa que pudiera desprenderse cuando todos los anclajes están cargados

simultáneamente. Para los anclajes que resisten subpresión y que están muy próximos unos de otros, el límite de capacidad es el peso de la masa del suelo penetrada por todos los anclajes. En los anclajes laterales el límite de capacidad es el empuje pasivo de la tierra o la resistencia al deslizamiento de la masa.

K. PILOTES DE TRACCION Y ANCLAJE.

En los últimos años se han utilizado con frecuencia creciente, en especial para sujetar tablestacados y cerramientos de recintos de excavación, así como para el anclaje de estructuras afectadas por la subpresión. Si ya en los pilotes trabajando a compresión es necesaria una ejecución cuidadosa, esto tiene una importancia primordial en los pilotes de anclaje en los que la tracción se resiste únicamente por rozamiento del fuste. Como el rozamiento es proporcional al empuje activo del terreno éste debe aumentarse en la fabricación de los pilotes. Esto se puede conseguir colocando el concreto a presión. Para pilotes de tracción como cimentaciones de estructuras se suelen utilizar los mismos pilotes empleados para trabajar a compresión.

A. PILOTE DE ANCLAJE INYECTADO BAUER.

Se introduce en el terreno una tubería de sondeo con una punta perdida; cuando el taladro ha alcanzado la longitud necesaria se coloca en el mismo un elemento tensor (acero pretensado), uniéndolo a la punta de la tubería e inyectando lentamente la cavidad mientras se extrae gradualmente la tubería de revestimiento. En general se

inyectan de 3 a 5 metros más profundos del anclaje, (tramo de transmisión de fuerzas). La fuerza de anclaje admisible depende del tipo de terreno y como media es de unas 20 a 30 toneladas.

B. PILOTE M.V. (DR. ING. MULLER).

Se pueden utilizar tanto para trabajar a tracción como a compresión. En la punta llevan una zapata de chapa soldada, cuya superficie en planta (450 a 1500 cm²) es superior a la del fuste del pilote, que tiene un perímetro de 80 a 160 cms. La cavidad creada al hincar la zapata en el terreno se va rellenando con grava y con mortero de cemento inyectado. El mortero se conduce por el fuste del pilote si este es hueco, o, en caso contrario, mediante una lanza de inyección especial, hasta la zapata por cuya cara superior sale y penetra en la grava desde abajo.

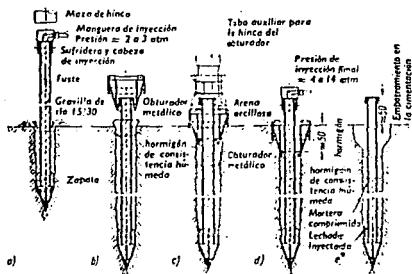
Una vez alcanzada la profundidad requerida se aplica un tapón de concreto apisonado, que es comprimido hacia abajo mediante un obturador metálico. La inyección final se hace a una presión de 4 a 14 atmósferas, de forma que el pilote se empotra firmemente en el terreno. El fuste del pilote puede ir armado por redondos de acero ordinario, en diámetros entre 75 y 100 mm; tubos de acero o, si se requiere, una mayor cantidad de acero, por tablestacas metálicas o uno o dos perfiles laminados en C soldados.

La hinca del pilote se realiza con martillos rápidos y aplicación de presión, con lo cual se obtienen elevados rendimientos y se pueden atravesar obstáculos

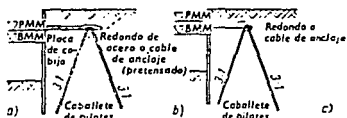
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

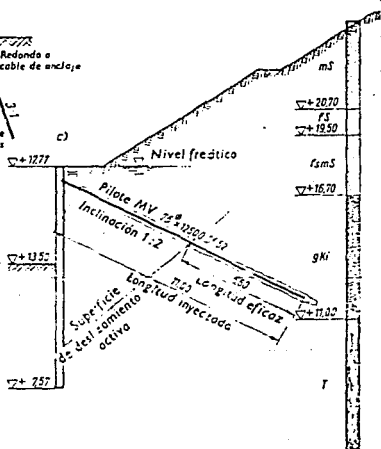
ARQ. DEMETRIO URAS DONADO SOTOMAYOR



2 Pilote MV (Dr. Ing. Müller, Marburg/Lahn)



2 Formas de anclaje de tablestacados (esquema) (1)



importantes. La carga admisible del pilote a tracción depende del tipo de terreno y varía entre 3 y 25 toneladas por m² de superficie del fuste; por lo cual este pilote es especialmente adecuado para anclajes.

L. TENSORES VERTICALES.

El sistema de tensores verticales, anclados en la primera capa resistente del subsuelo de la ciudad de México, a venido a resolver serios problemas en terrenos arcillosos. Sirven para eliminar el efecto de sobrecompensación de las excavaciones profundas en terrenos arcillosos; sirven también para lograr la preconsolidación en arcillas compresibles, y además se usan para anclar toda clase de estructuras esbeltas, contrarestando el efecto sísmico y el viento.

L.1. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

1. Se realiza la excavación del predio, colocando de inmediato la plantilla de concreto pobre.
2. Sobre la plantilla se hará el trazo de localización de los tensores para proceder a su construcción.
3. Perforación del fuste y campana: con máquina perforadora rotatoria se lleva a cabo la perforación de 60 cms. de diámetro, atravesando la capa de terreno resistente (profundidad variable de 19 a 42 mts.). Seguidamente bajo la capa resistente, se perfora con herramienta especial la campana (2 1/2 veces el diámetro del fuste aproximadamente).

4. Se colocan los tensores, en la parte inferior los cables deben quedar amarrados a unos estribos formando un castillo, el cual formará el anclaje dentro de la campana. La parte de cable expuesta a las aguas freáticas, deberá quedar protegida con un tubo de p.v.c. de 10 cms de diámetro; el anclaje del cable deberá quedar unos 30 cms. arriba de la excavación de la campana (lecho bajo).

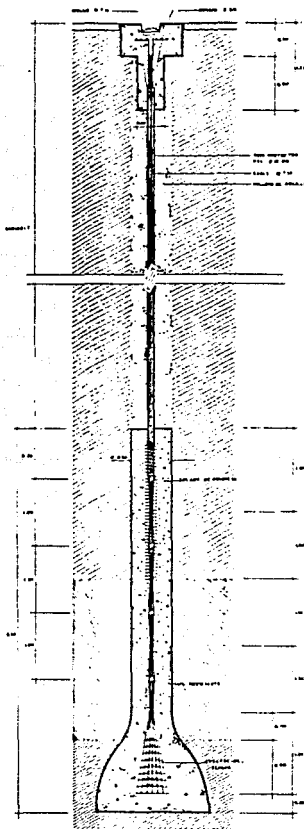
5. Se procede al colado de la campana y parte del fuste, usando una bomba de concreto, bajando la punta de la tubería hasta el fondo de la campana; este colado llegará a unos dos metros arriba de la capa resistente del suelo.

6. El resto de la perforación se rellena con arcilla y se procede provisionalmente a fijar los cables a un apoyo, mientras se realiza la colocación de refuerzos y demás trabajos de la cimentación.

7. En la losa de cimentación se dejan cajas de 50x50 cms de lados y 50 cms de profundidad (alojar los cables de tensado), luego de fraguada la losa de cimentación se procede al postensado de los cables de refuerzo.

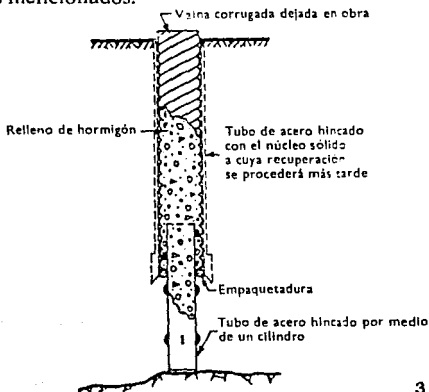
8. El tubo de p.v.c. se rellena con lechada de cemento, para así proteger los cables de preesfuerzo.

9. Después de terminar el postensado de todos los cables se deberá observar el comportamiento y posteriormente se deberán rellenar las cajas de concreto.



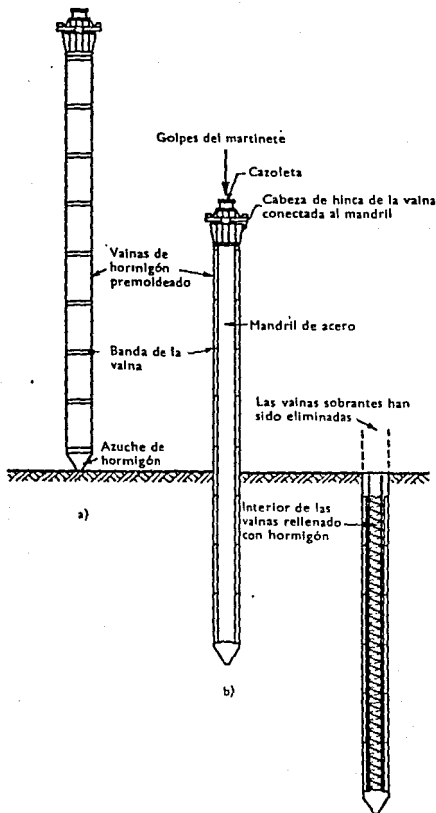
PILOTE PROYECTIL

Se hinca hasta la profundidad requerida el sólido tubo de revestimiento empleando un núcleo cilíndrico para mantener cerrado el extremo del tubo. Se retira dicho núcleo y se hinca un tubo de acero de cierta longitud cuyo extremo va cerrado y sobre el que se acopla el nuevo núcleo cilíndrico. Este se recupera una vez más y se hace descender una vaina de acero corrugado por el interior del tubo de revestimiento hasta ajustar con el tubo de acero por medio de un saliente de éste que se cierra sobre las corrugaciones de la vaina. Una junta colocada en la parte superior del tubo impide que el barro o el agua penetre en el espacio comprendido entre el tubo y la vaina. A continuación se vacía el concreto en el tubo y se procede a la recuperación de la vaina y del tubo de revestimiento. A veces, pueden utilizarse como proyectiles pilotes de madera o vigas en H en vez de los tubos mencionados.

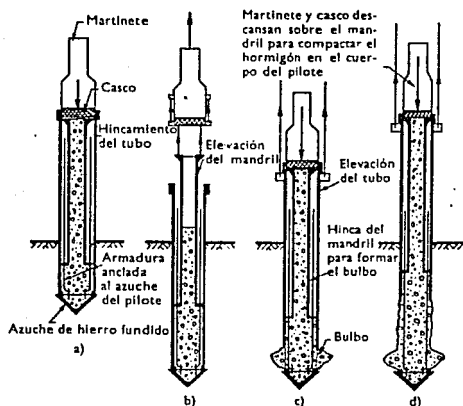


PILOTE WEST

El pilote West tiene la ventaja de que su longitud puede adaptarse fácilmente a las distintas condiciones de terreno añadiendo o quitando las vainas necesarias. El sistema West permite hincar pilotes largos en condiciones de espacio limitado, ya que pueden acoplarse conjuntamente varios mandriles. El desplazamiento provocado en el terreno por su diámetro comparativamente grande aumenta de modo ventajoso la adhesión o rozamiento superficial y la resistencia del extremo de apoyo, excepto en los casos en que un gran desplazamiento del terreno podría dañar las estructuras cercanas. Además, la transmisión del golpe del martinete a través del mandril hasta llegar al azuche reduce las vibraciones superficiales del terreno. El cuerpo puede inspeccionarse para asegurarse de que las vainas estén alineadas y en contacto unas con otras, antes de proceder al colado. Debe tenerse cuidado al hincar este tipo de pilote a través de terrenos con grandes cantos rodados o en lechos rocosos muy inclinados. En tales condiciones, puede ocurrir un flexionamiento del cuerpo del pilote provocando dificultades a la hora de recuperar el mandril y originándose un desplazamiento relativo de las vainas. Si estas no están unidas de forma adecuada, la mayor parte de la carga se transmite al núcleo de concreto in situ cuyo diámetro es comparativamente más pequeño y, si no es suficientemente sólido, puede fallar bajo una carga de trabajo algo elevada. Además, si los pilotes se hincan en grandes grupos, el levantamiento del terreno puede provocar la separación de las vainas a menos que se tomen precauciones en lo que se refiere a la hinca y colado de los pilotes. La capacidad de carga de estos pilotes varía entre 30 y 100 toneladas.



3 FASES EN LA FORMACIÓN DE UN PILOTE DE VAINA WEST



3 FASES EN LA FORMACIÓN DE UN PILOTE ALPHA

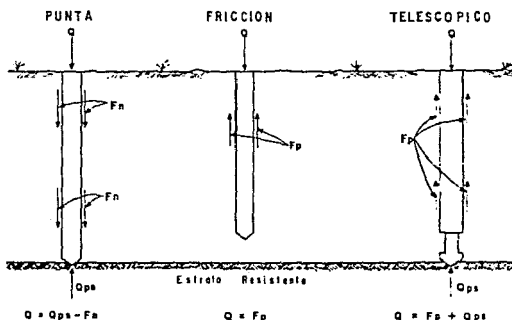
PILOTES ALPHA

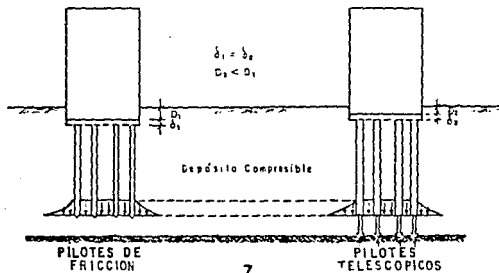
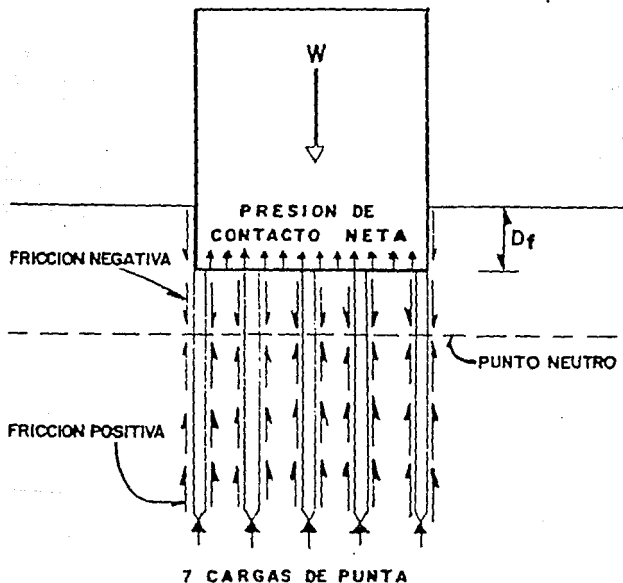
Estos pilotes son de origen Belga; un tubo de acero cerrado con un azuche separable de hierro fundido es hincado hasta el nivel deseado; seguidamente, se introduce en el tubo un mandril relleno de concreto. Cuando el tubo se ha hincado por completo, se eleva el mandril para permitir que algo de concreto se deslice hacia abajo por el interior del tubo. El mandril se llena de nuevo con concreto y se hinca mientras se va elevando el tubo; al hincar el mandril se obliga a salir el concreto por el extremo inferior del pilote, formándose así una especie de bulbo, se vuelve a elevar el mandril y se repone con concreto sucesivas veces. Cada una de estas veces el

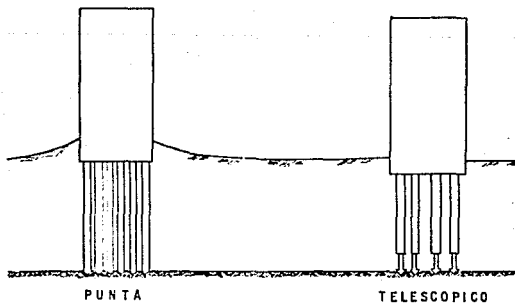
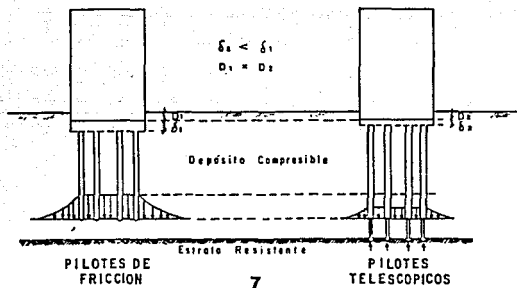
concreto del cuerpo del pilote es presionado contra el suelo por el peso propio del martinete al actuar sobre el mandril. Finalmente, se recupera el mandril y el tubo, y se completa el pilote. La capacidad portante de estos pilotes varia entre 50 y 90 toneladas.

PILOTE TELESCOPICO

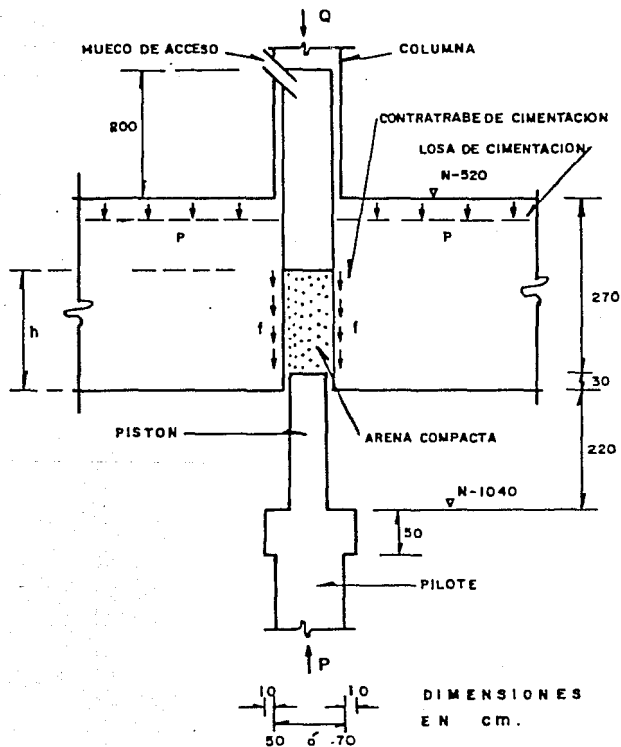
Tiene la particularidad de seguir los movimientos de la arcilla en su descenso causado por la consolidación, y en esta forma evitar el desarrollo de la fricción negativa. Consiste en un tubo superior de concreto, un cilindro inferior macizo, de concreto o de acero, y un relleno de arena compacta colocado encima del cilindro. Con este dispositivo, la carga de la estructura se transmitirá al terreno por fricción positiva en la sección tubular; en la parte inferior del tubo habrá una transmisión de fricción al relleno de arena, y de éste al cilindro inferior apoyado en una formación resistente.



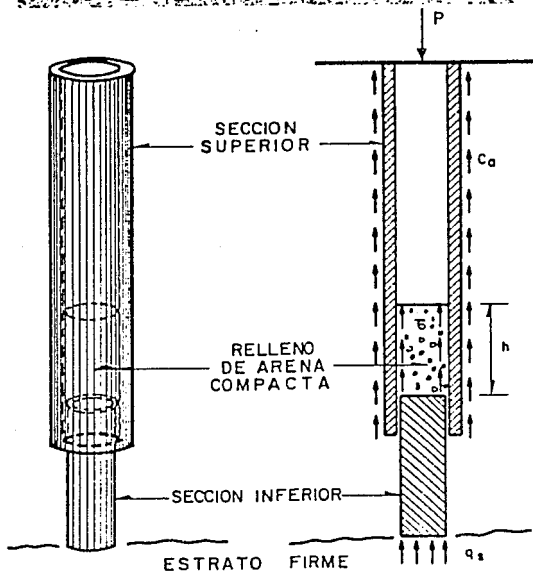
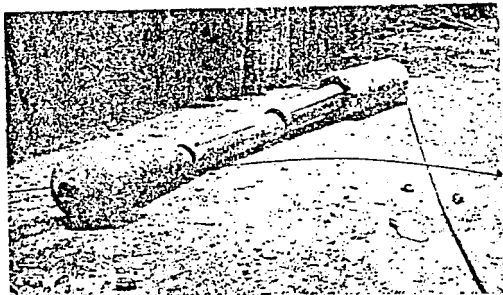




7



7 PILOTE TELESCOPICO



CAPITULO 6

ESPECIALES

Flotantes - Pluricelulares - Hidráulicos

Niveles gemelos
Recimentaciones
Muros de contención

Teoría de
CIMENTACIONES para
Arquitectos



Arq. Demetrio Urias Donado Sotomayor

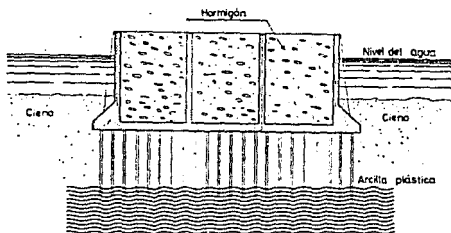
CIMENTACIONES ESPECIALES

1. CAJONES FLOTANTES

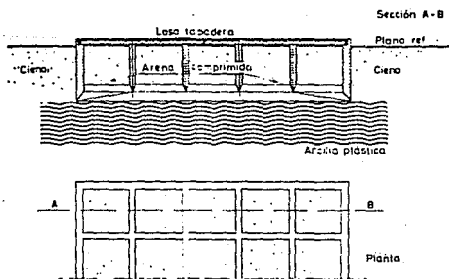
Este sistema se vale de verdaderos cajones, abiertos por arriba, hormigoneados en grada para ser varados y sumergidos, llenándolos de grava o de concreto. Son de ejecución difícil, tanto por el dragado como por la preparación del fondo (plano de apoyo), encima del cual deberá asentarse el cajón, se usan a menudo en obras marítimas o fluviales, sobre fondo fangoso o en marjales. Este sistema consiste en prefabricar las cimentaciones de una obra y en introducir las a continuación en el terreno o suelo; luego de instalarla en su sitio y ser rellenada se procede a la construcción de la estructura.

2. CAJONES PLURICELULARES

Consiste en construir un cajón sin fondo y dividido interiormente en celdas cuadradas, con hormigón armado, en cuya base se sitúan cuchillos metálicos para facilitar la penetración, que se realiza mediante excavación por dentro, mientras se deja sentir el peso propio del cajón. Alcanzada la profundidad deseada, se llenan de arena las celdas y encima se ejecuta la placa de cierre del cajón, sobre la que se apoya la estructura. El cajón así construido, al continuar su calado en el terreno, determina una enérgica compactación de la arena dentro de las celdas, transformándose en una sola plataforma monolítica, rígida y relativamente ligera. Este sistema de cimentación es apta para terrenos cenagosos o en marjales. Estos colchones de área favorecen la

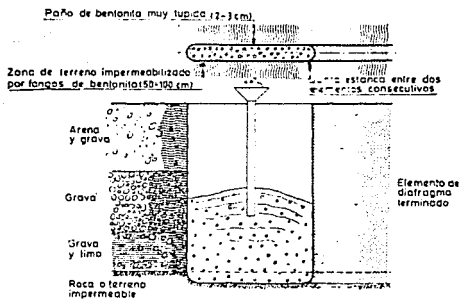
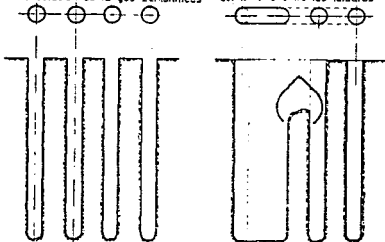


6 Cimentaciones con cajones flotantes.



6 Cimentación con cajones iridios pluricelulares llenos de arena.

- 6 I Fase:** Excavación de elementos espaciados circulares con extracción del material mediante circulación de fangos bentoníticos
- II Fase:** Excavación mecánica con aparato cortante especial del terreno entre los taladros

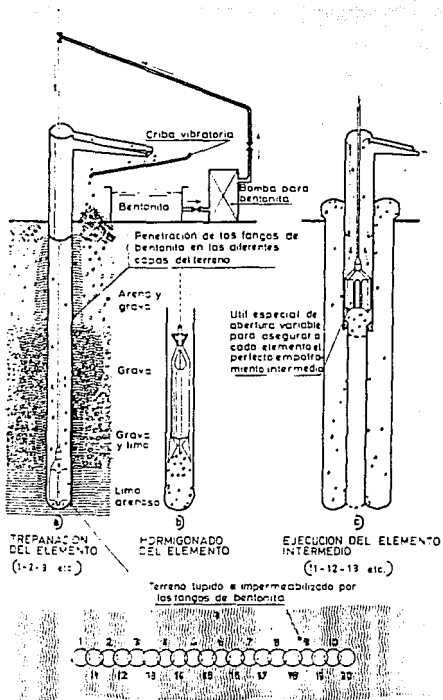


- 6 Procedimiento ICOS para la ejecución de un tablestacado estanco.**

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARG. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

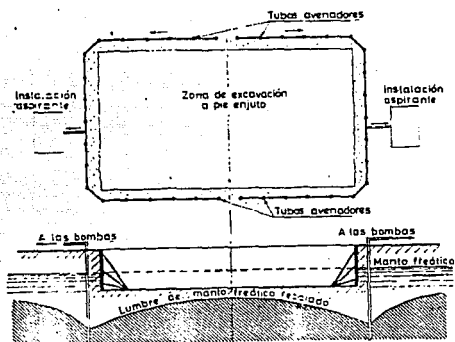


6 Procedimiento ICOS para la construcción de palizadas estancas con elementos empotrados.

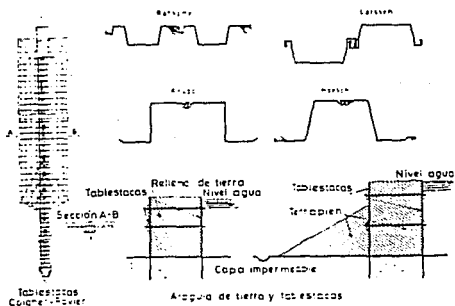
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARG. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



- 6 *Excavación a pie enjuto por descenso de la lumbre del agua freática.*

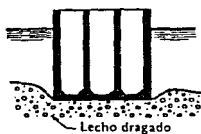


- 6 *Tablestacas de hierro y de hormigón armado y ataguas protegidas con tablestacas.*

TEORIA DE CIMENTACIONES

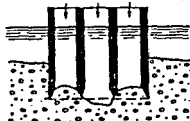
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

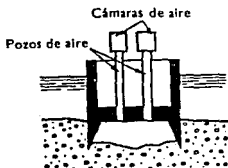


CAJÓN CERRADO

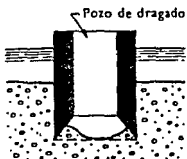
Pozos de dragado tapados en el fondo antes de terminar el hundimiento



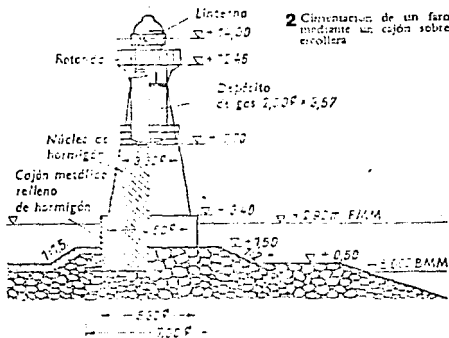
3 CAJÓN ABIERTO



CAJÓN NEUMÁTICO



MONOLITO



Sección

Alzado

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

consolidación del fango, porque ayuda a la expulsión del agua de los poros del terreno y por otras razones que no están aún bien definidas, pero sobre cuyo éxito no cabe duda.

3. CIMIENTOS HIDRAULICOS

Son aquellos cimientos echados en presencia de considerables masas o volúmenes de agua, muy poco frecuentes en la edificación. Estos se pueden agrupar en cuatro categorías:

- a) Por descenso del nivel freático.
- b) Con tablestacas o ataguías.
- c) Con pilotes de aire comprimido.
- d) Con cimientos neumáticos.

4. NIVELES GEMELOS (Procedimiento Constructivo)

Niveles gemelos es un procedimiento constructivo que permite edificar simultáneamente la infraestructura y la superestructura, teniendo la opción de elegir el tipo de cimiento para cada caso; desterrando el peligro de la falla de fondo en excavaciones profundas bajo el nivel de aguas freáticas. Reduce el tiempo de construcción de edificios de varios niveles hacia arriba y varios sótanos. Este procedimiento constructivo nace en 1978, (México) inventado por el Ing. Marcos Aguilar Moreno, por una doble necesidad presentada en una obra; contratación a

precio alzado y un tiempo determinado de ejecución, con cláusula penal en caso de demora; todo esto para una construcción para estacionamientos y una celda de cimentación, que se usaría como cisterna de agua potable, la excavación llegaría a 12.5 mts. respecto al nivel de la banquetta, localizado en la zona de lago y en cercanía de la zona de transición.

Niveles gemelos es un sistema constructivo mejorado, para edificar simultáneamente la super estructura y la subestructura de edificios pesados aún en suelos saturados, de alta compresibilidad y de baja resistencia al corte, con el cual es posible construir con mucha mayor rapidez edificios pesados en suelos con el consabido daño a construcciones vecinas e instalaciones ocultas bajo calles y banquetas. En edificios altos permite la iniciación de la super estructura en corto tiempo en condiciones de seguridad y ahorro en tiempos de ejecución de la obra. Este procedimiento conduce a un sobre costo en la excavación, pero la suma de los ahorros por la simplificación de troqueles, la terminación anticipada, el uso de ataguías, resulta mucho mayor que el sobre costo.

A) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

HOTEL INTERNACIONAL DE MEXICO D. F.

La construcción de la torre se apoya sobre una estructura que contiene 629 pilotes hincados hasta la cota -51 metros, a partir del nivel de la calle, sobre la segunda capa dura. Se anclaron 16 columnas prefabricadas que

soportan la torre, cada una de las cuales tiene 9 metros de altura y un peso de 50 toneladas, para su colocación se usó una grúa giratoria con capacidad de 120 toneladas. Se realizó la excavación de las lumbreras a 15 metros de profundidad respecto al nivel de la calle, donde se instalaron y ligaron las columnas con su cimentación y con estas características, ahorrando además del tiempo, dinero en la construcción por evitar el tener que hacer taludes con sus respectivas zanjas o dragados apresurados y/o tener que construir un cajón de cimentación previo.

El procedimiento tenía por meta eliminar cualquier atagúa, el muro Milán consumía el 50% del presupuesto para toda la cimentación. El procedimiento tiene por objeto evitar que el inicio de la super estructura con instalaciones y acabados, dependan del largo tiempo que toma la excavación y construcción de abajo hacia arriba de la infraestructura cuando se siguen los procedimientos tradicionales en obras desplantadas a mucha profundidad. Esto es, abatir tiempos de ejecución en condiciones normales de seguridad construyendo al revés de la trama, o sea primero del nivel de la calle hacia arriba y a la vez la cimentación de arriba a abajo. En el área técnica, el procedimiento permite realizar excavaciones con seguridad evitando los peligros que han hecho a los proyectistas soslayar la conveniencia de construir los niveles de estacionamiento hacia abajo del nivel de la calle. Peligros como la falla de fondo, falla de atagúas, falla de taludes y deformaciones excesivas en la masa del suelo circundante con la cabeza de los pilotes en forma monolítica.

DATOS GENERALES

Superficie del terreno	4820 m ²
Área construida total	84821 m ²
Áreas de losas	78153 m ²
Área útil	73616 m ²
Número de pilotes hincados	629 piezas
Profundidad de hincado	51 m.
Nivel de excavación y desplante	15 m
Volumen del concreto	52,000 m ³
Acero en placa	3800 ton
Acero de refuerzo	2885 ton
Cimbra	96000m ²
Altura del edificio sobre el nivel de la banqueta	147.31 m.
Altura total del edificio	163.81 m.

Para implementar el sistema se elaboró un plano por cada columna para prefabricarla en obra, previendo su liga con otros elementos estructurales, diseñando para la obra y para el procedimiento, un proceso de excavación específico. El predio contaba con dos grupos de tablestacas, una perimetral en todo el predio a 17 metros de profundidad respecto al nivel de banqueta, y otra interior que delimitaba el área de la torre a la misma profundidad. Cuando se instalaron dichas tablestacas todavía se tenía la idea de construir con cualquiera de los procedimientos tradicionales. De tal manera que las tablestacas obedecen más bien a la necesidad de dividir las áreas en pedazos o porciones para usar

procedimientos tradicionales; sin embargo, no le estorbaron a niveles gemelos.

En la zona de la torre se colocaron 12 columnas de concreto hasta el piso 16; después se convierten en columnas metálicas, siendo la torre una estructura mixta. En las cuatro esquinas del núcleo de servicios se simplificaron los muros para darles tratamiento puntual como si fueran columnas en forma "L" para usar el procedimiento Niveles Gemelos. La concentración de pilotes en la zona de la torre es más densa, hay un tapete de pilotes que están separados de centro a centro 1.80 mts., en los dos sentidos, siendo pilotes de los llamados cabezones de 60 cms. de diámetro, la restricción de 3 diámetro es de 1.80 mts.. en las dos direcciones. A nivel de cimentación tiene una losa maciza de 2 metros de espesor, hecha de concreto reforzado con dos parrillas una arriba y otra abajo, se emplearon 2.000 metros de concreto en la base de la torre.

En los cuerpos bajos, que rodean la torre, la concentración de pilotes es mas baja, dada la sollicitación de carga. No hay junta de construcción entre los cuerpos bajos y la torre, toda la parte de concreto reforzado constituye un basamento unitario. El subsuelo de la zona esta constituido de la siguiente forma: Dos capas de relleno y el manto superficial natural que llega a la cota 6.7 metros respecto al nivel de la banquetta. siendo los rellenos de 0.0. a -2.5 metros. Debajo de ese manto superficial se tiene la formación arcillosa superior que es la capa que va desde la cota -6.70 a -30.80 metros con

respecto a la calle. Ahí se tiene la frontera superior de la primera capa dura, de 4.00 metros de espesor donde están apoyados la mayor parte de los pilotes de los edificios de esta ciudad.

Debajo de esa primera capa dura se tiene la formación arcillosa inferior que llega a la profundidad de -42 metros, a partir de esta cota hacia abajo aparecen los depósitos profundos que es una capa de suelos granulares generalmente arenas limosas o lino-arenosas que llegan de esta capa de 18 metros. Hay que enfatizar que la segunda capa dura garantizaba la estabilidad vertical de los pilotes. Los pilotes fueron diseñados para una condición de trabajo de 200 toneladas; pero fueron probados para 300 toneladas. Debajo de los depósitos profundos viene una capa de arcilla saturada con un contenido de humedad alto, de los -60 metros a -67 metros. más abajo se dejó de investigar, por no ser necesario. Se perforó la primera capa dura a -31 metros, para llegar a la segunda capa dura. En los 629 pilotes el martillo clavo la cabeza de los pilotes hasta la cota -15 metros, más un metro de descabece, a través de un seguidor metálico, se usó un tubo para engutir la cabeza del pilote y dejarlo hasta su cota de proyecto.

Se extrajo el tubo metálico, a los agujeros no se les dio ningún tratamiento especial, solo relleno con cascajo. Se instrumentaron 22 pozos de control del nivel freático, en todos los 820 m² de área del terreno. Se fue instrumentando el subsuelo, se instalaron bancos de nivel profundo, bancos de nivel flotantes, bancos de nivel superficial, piezómetros e inclinómetros. Al mismo

tiempo se fueron haciendo trabajos para mejorar la superficie del área que se iba a trabajar en virtud de que la arcilla de los 0.0 a 14 metros era sumamente impermeable. Se hicieron pruebas en algunos pozos a base de electrólisis para ver si se podía resecar más la arcilla, para realizar excavaciones más profundas, la arcilla se comportó igual de impermeable.

Se atacan las lumbreras de 5.5.0 x 5.50 que tomarían a pilotes, el equipo Pingón dotado de una almeja hizo las excavaciones. Se prefabrican las columnas, ya fraguadas se apoyan en el pilote del centro de la lumbrera, se hace la fracción de la losa de cimentación de 5.50 x 5.50, como zapata aislada. Las columnas se construyen con capiteles que cargarán las losas resolviendo el problema de cortante entre esta y la losa. Al tiempo que se ataca la excavación de las lumbreras se refuerza el brocal de esta con una tapa de concreto armado para que aguante el peso de las grúas. Las lumbreras en la zona de la torre se decidió ademarlas con tablonés en posición horizontal detenidos por vigueta "I" de 4" y estos a su vez soportados por un marco metálico. Al terminar de colocar los tablonés se relleno con tezontle para permitir el paso de los escurrimientos de agua y detener el sólido.

A las columnas de los cajones de cimentación se les dio un acabado espejo mediante un revestimiento en la cimbra, de fibra de vidrio y una resina. En la etapa de armado de las columnas se fue preparando la conexión de estas con los demás elementos estructurales de la cimentación. Para soportar el peso de la columna sobre los pilotes y conectarlos se colocó una flaca metálica y

una celosía de la parrilla vertical de la columna, esto fue para dejar la zona sin estribos donde se unió con las dos parrillas de la losa de cimentación y no alteran en nada los planos estructurales. Una vez recortados los pilotes se construyó una losa armada de 50 cms. de espesor que no se contemplaba en el proyecto original, se uso como tapón anclado al peso muerto de los pilotes mejorando así el factor de seguridad, no se podía dejar el fondo desprotegido en virtud del factor de seguridad a la falla de fondo. Luego de colocada la columna en su sitio se repuso el acero de las parrillas para proceder a colar esta parte de la losa de cimentación.

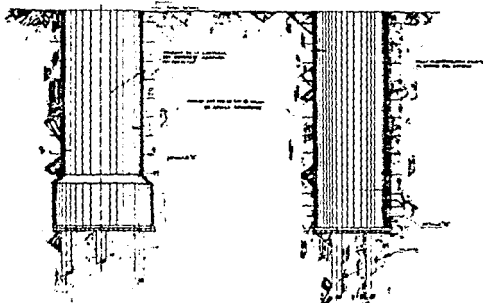
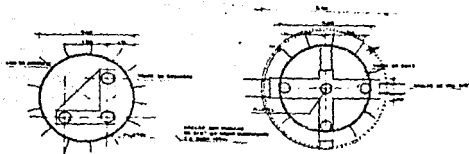
El predio no había sido excavado en su totalidad, solo se han realizado excavaciones puntuales donde se localizan las columnas (lumbreras). No se ha excavado hacia abajo (sotanos) y sin embargo, el edificio ya empezó a crecer hacia arriba, creciendo dos niveles de arriba por uno de abajo. En los cuerpos bajos la lumbrera fue circular, no usando tablonés y marcos metálicos, se empleo concreto lanzado.

Antes de colar las losas de entrepisos debajo de estos se tendrán troqueles instalados con presión hidráulica empujando la tierra con la propia tablestaca o en su caso, se construye perimetralmente el muro de contención. Se inicia la construcción gemela excavando el suelo lo más mecanizadamente posible, al excavar aparece el muro perimetral de construcción estabilizando colindancias, o en su caso la ataguía, al ir avanzando la excavación se afina el suelo y se arman y cuelan las losas directamente sobre él, hasta llegar al desplante donde se cuela la losa

TEORIA DE CIMENTACIONES

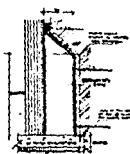
PARA ARQUITECTOS

ARO. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

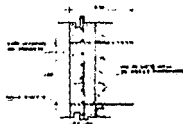


CORTE DE LUMBRECA
PILOTES EN LINEA

CORTE DE LUMBRECA
PILOTES EN ABANCA



DETALLE "A"



DETALLE "B"

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

de cimentación. Este procedimiento es recomendable para edificios que tengan más de dos niveles debajo del nivel de calle y su aplicación es muy recomendable en suelos saturados, de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, no dejando de recomendarlo en suelos de mejores características donde se podrá emplear más fácilmente.

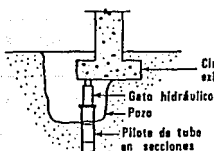
5. RECIMENTACIONES O RECALCES

El recalce de un edificio, como toda reparación importante, es siempre peligroso, difícil y caro, hay que trabajar en pésimas condiciones y por mucho que se estudie un sistema siempre habrá alguna circunstancia adversa que nos haga dudar de si el método que elegimos es bueno, además la incógnita de como se comportará la estructura si eliminamos, en parte su punto de apoyo a la operación de construir nuevas cimentaciones permanentes a una obra determinada se le llama recimentación. El realce es la construcción de una nueva cimentación la una estructura existente. El realce de una estructura es un trabajo de cimentación de construcción tiene que adaptarse a espacios muy limitados para trabajar y a la manipulación de suelos. El realce de una estructura es necesario cuando la cimentación de la misma es incapaz de soportar la estructura con adecuada seguridad o sin asentamiento excesivo. Comúnmente se usan dos procedimientos: Primero construcción de pozos excavados debajo de las cimentaciones existentes y segundo construcción de nuevas cimentaciones adyacentes a la existente transfiriendo la carga de la

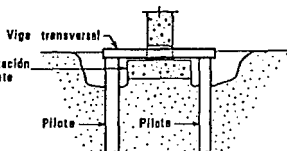
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

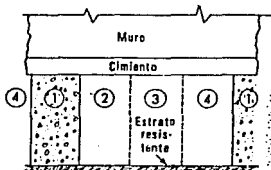
ARQ. DEMETRIO UFIAS DONADO SOTOMAYOR



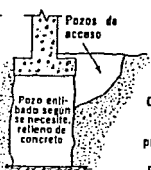
a. Método del pozo. Se hincan los pilotes de tubo reaccionando el gato contra la cimentación existente



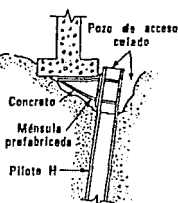
b. Método de las vigas transversales. Se hincan los pilotes a los lados de la cimentación existente



Sección longitudinal indicando el orden de los pozos de excavación y del colado



Sección transversal mostrando el acceso



Cuña o ménsula preforzada bajo el cimienta

c. Pozos para el recalce por secciones de la cimentación de un muro

d. Recalce con ménsula

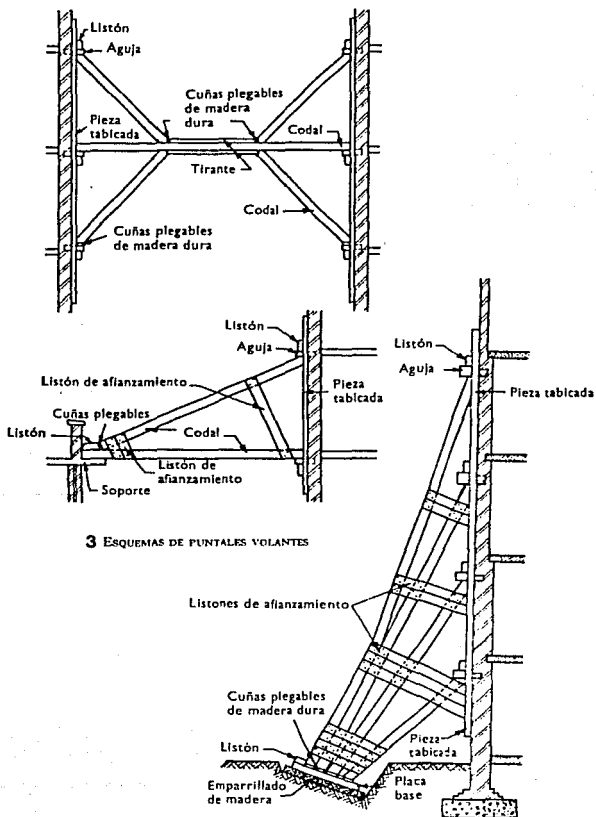
1 Métodos para el recalce de una cimentación con pilotes. En los casos en que el nuevo estrato de apoyo esté cerca de la superficie se pueden sustituir los pilotes por zapatas profundas o pilares.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN.

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARG. DEMETRIO URÍAS DONADO SOTOMAYOR



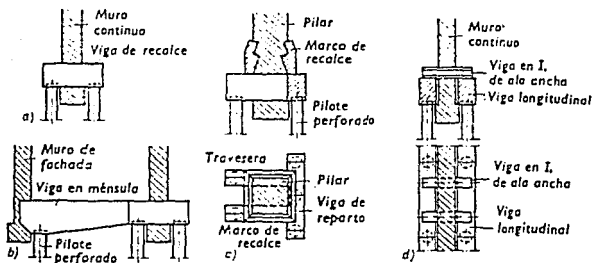
3 ESQUEMAS DE PUNTALES VOLANTES

3 ESQUEMA DE LOS PUNTALES INCLINADOS PARA UN EDIFICIO DE 5 PLANTAS

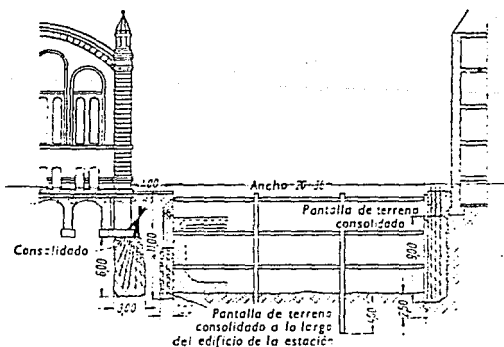
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

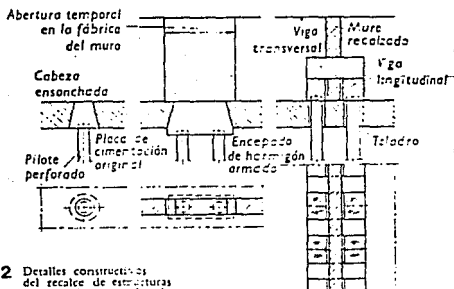
ARQ. DEMETRIO UFIAS DONADO SOTOMAYOR



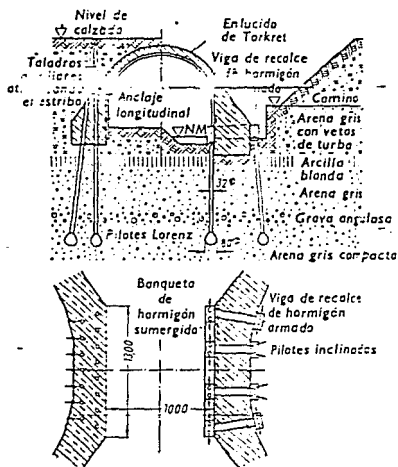
2 Detalles constructivos del recalce de estructuras con cimentación profunda



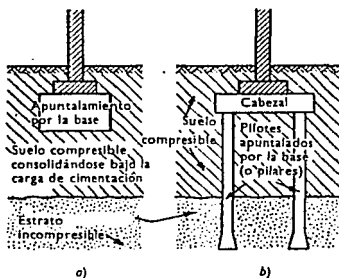
2 Consolidación química para reforzar la cimentación de un pilar de esquina y pantalla de terreno consolidado para contención de los empujes al realizar la excavación



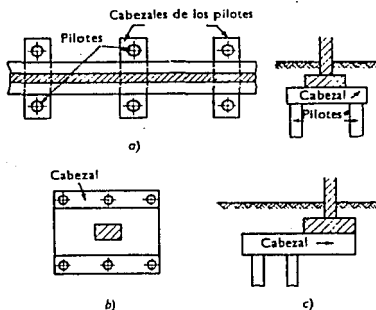
2 Detalles constructivos del recalce de estructuras cimentadas superficialmente



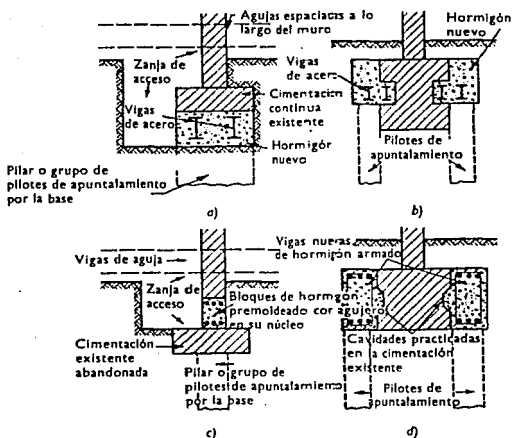
2 Recalce de un puente arqueado



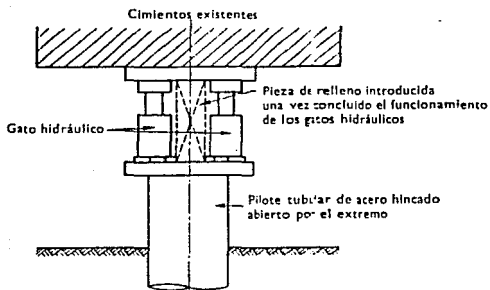
- 3** APUNTALAMIENTO POR LA BASE PARA CONTRARRESTAR EL ASENTAMIENTO DEBIDO A LA CONSOLIDACION DEL SUELO BAJO LAS CARGAS DE CIMENTACION
 a) método incorrecto; b) método correcto.



- 3** APUNTALAMIENTO POR LA BASE CON PILOTES
 a) cimentaciones continuas; b) base de la columna; c) cabezal en voladizo.



3 MÉTODOS DE APUNTALAMIENTO POR LA BASE DE CIMENTACIONES DE MUROS UTILIZANDO VIGAS QUE SE EXTIENDEN ENTRE PILARES O PILOTES



3 APUNTALAMIENTO POR LA BASE CON PILOTES TUBULARES DE ACERO

antigua a las nuevas cimentaciones por medio de vigas de acero.

A) METODO DEL POZO

Requiere la excavación de un pequeño agujero debajo de parte de la cimentación existente. Se construye un nuevo cimiento profundo en el agujero o se introducen en el suelo pilotes de tubo por medio de gatos que reaccionan contra la cimentación existente. Los tubos en tramos de 60 cms., se introducen al suelo por medio del gato y después se excava el interior usando un cubo pequeño un chorro de vapor o una barrena. La nueva cimentación se hace por secciones, de manera que la cimentación antigua no se encuentre nunca sin soportes.

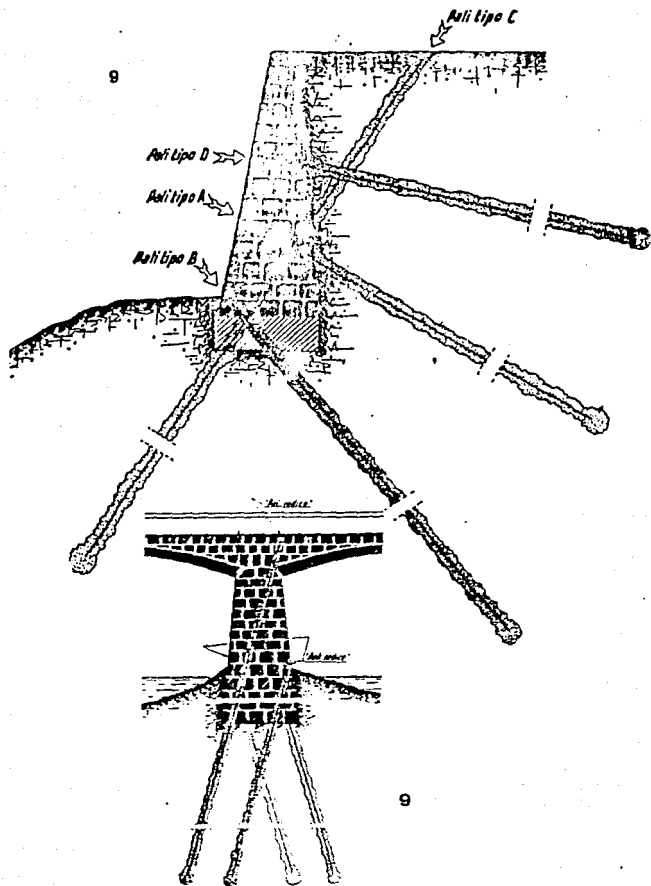
B) METODO DE VIGAS TRANSVERSALES

Comprende la hincada de pilotes o la construcción de una nueva cimentación lo más próxima posible a la cimentación antigua. Esto es necesario cuando la cimentación antigua es tan pequeña o débil que es imposible excavar un pozo debajo de ella como se dispone de mayor espacio para trabajar es con frecuencia más económico que el Método de los Pozos. La carga se transfiere de la cimentación antigua a la nueva por medio de vigas transversales que se colocan debajo de la cimentación antigua o a través de ella. Las grapas o abrazaderas fuertemente atornilladas o muescas hechas en el concreto o soldadas a una columna de acero permiten colocar vigas transversales por arriba del cimiento.

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARO. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR



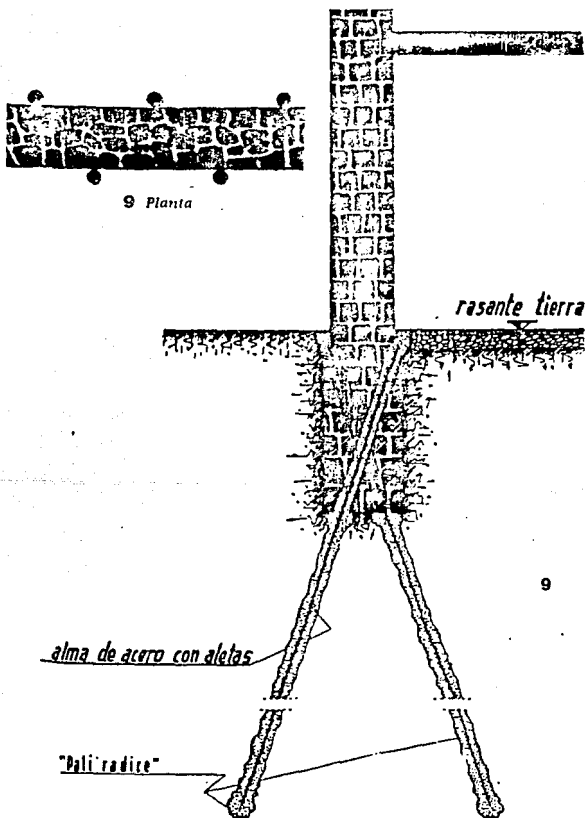
C) RECIMENTACION MEDIANTE PILOTES DE PUNTA

La conservación de edificios antiguos implica muchas veces el refuerzo o incluso el recalce completo de los cimientos ya existentes. La estabilización del suelo a base de inyectar cemento o de preparados químicos puede ser una solución, pero en la mayoría de los casos es necesario apeaar primero y construir una nueva cimentación debajo de la ya existente. En tales circunstancias se acostumbra a usar pilotes que se hincan a presión por partes.

En la figura se aprecia un método que se ha empleado con éxito en cimientos solicitados por cargas muy grandes que presentaban signos de posibles fallos. Este sistema es factible gracias a los modernos métodos de postensado. Estas técnicas utilizan "gatos" capaces de proporcionar esfuerzos de tracción y de fijar, con cuñas en los cabezales, a los cables que atraviezan los cimientos antiguos y se anclan en las cepas que coronan los pilotes de nueva construcción. De esta manera gracias a la fuerte presión lateral que proporciona el tensado, traslada su carga a la nueva cimentación.

D) SISTEMA "PALI RADICE"

El recalce de cimientos por "Pali Radice", de origen italiano se realiza a base de pilotes de concreto con alma de acero que se sitúan debajo de las cimentaciones a realizar mediante perforaciones oblicuas. El "pali radice" se ejecuta perforando (no hincando), mediante



9

dispositivos especiales, las estructuras existentes que se deseen recalzar y continuando la perforación a rotación por el terreno, para formar un tubo de unos 10 centímetros de diámetro, hasta alcanzar una profundidad adecuada, en relación con las características del terreno. El avance de la perforación se obtiene mediante aire comprimido, agua y otros dispositivos (según la naturaleza del terreno). Una vez ejecutada la perforación, se introduce en el tubo vaciado un alma metálica, formada por una o varias almas de acero con aletas.

Después se vierte en el tubo un concreto rico en cemento, con ayuda de aire comprimido. El concreto llena la cavidad del pilote tanto en el terreno como en los cimientos, los que así quedan automáticamente ligados al pilote. El vertido o vaciado del concreto a presión hace que éste penetre en todos los intersticios del terreno y crea en éste una zona de transición que hará colaborar todo el terreno en el sostenimiento de las cargas de la obra recimentada. El diámetro del pilote "pali radice" terminado, resulta de 15 a 20 cms., y a veces más, en donde las capas del terreno más débiles han cedido a la presión, con lo que el pilote compensa automáticamente las diferencias de resistencia de las diversas capas de terreno, presentando mayor diámetro allí donde su mayor diámetro es necesario. La resistencia de estos pilotes es muy elevada; contando con un amplio coeficiente de seguridad, puede admitirse que un pilote de 10 cms. de diámetro sostiene una carga de más de 10 toneladas. Pueden perforarse con cualquier inclinación. La mayor ventaja consiste en que su construcción no

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARO. DEMETRIO C. SIAS DOMINGO SOTOMAYOR



produce vibraciones a la obra existente y en que no necesita apenas espacio para su ejecución. También se usa en obras de ingeniería para recalce de puentes.

E) RECIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO

La necesidad de preservar los monumentos y construcciones de todo tipo, trae consigo el desarrollo de sistemas para casos específicos, en el caso de edificios pesados con cimientos superficiales trae como consecuencia en hundimiento, el cual en muchos casos no es parejo, lo cual hace que se inclinen algunas construcciones, debido a la naturaleza del subsuelo en la ciudad de México. Caso contrario es de los edificios sustentados en pilotes que se apoyan sobre alguna capa resistente del subsuelo presentando el problema de emerger, fricción negativa en pilotes, daños a construcciones vecinas y la necesidad de crear escalones a su acceso, todo esto por no bajar el edificio con el hundimiento normal de la ciudad.

Las fallas se dan por cambios en la estructura del edificio, por fallas de la cimentación o por compresibilidad del subsuelo por la tan conocida extracción de agua. Las fallas de la estructura se presentan al suprimir muros, para crear grandes espacios o el caso contrario aumentar muros para achicar espacios, darles otra funcionalidad, lo cual hace que el edificio se cargue más de un lado que de otro ocasionando daños en la estructura. Así como también hundimientos diferenciales. Las fallas de la cimentación pueden ser muy variadas, en edificios

coloniales con cimentaciones de piedra apoyadas por pilotes de madera, en algunos casos, y debido a la desecación y compresibilidad del subsuelo, esto hace que los pilotes de madera al quedar sin agua se pudra y el suelo se compacte, la cimentación al ser de mampostería pegada con lodo o cal, no presenta un hundimiento parejo por sufrir deformaciones, debido a su sistema constructivo, no posee la suficiente rigidez, ocasionando de formaciones en sentido longitudinal, transversal y diagonal.

Otro caso sería cuando la cimentación es totalmente rígida, pero en el subsuelo se encuentra restos de construcciones o cimientos anteriores, y por consecuencia hace que el hundimiento no sea parejo. Podría darse el caso de edificios fallados debido a no tener la cimentación adecuada para el terreno donde están plantados. Otro caso se produce fallas son edificios demasiados pesados en zonas demasiado compresibles. Otras fallas serían las ocasionadas por construcciones vecinas al hacer grandes excavaciones y no tener la debida precaución. El aumentar niveles a algunos edificios, cambiar de uso (convertirlos en bodega), esto hace que se haga más pesada la construcción y por consecuencia acelerar su hundimiento. Los sismos también ocasionan graves daños a las edificaciones, deformándolos en su eje de menor resistencia. En fin, cada edificación afectada presenta sus detalles específicos, no hace tener para cada caso una solución particular.

F) PILOTES DE CONTROL

El pilote de control consta de un puente hecho de 2 canceles (fierro) colados de espalda con espalda, con una separación ligeramente mayor que el diámetro de los tornillos que le atraviezan, y que se sujeta a 2 anclas empotradas en la cimentación. El pilote de control es fijo; esto es, apoya en la capa dura o se hace penetrar por fricción la cantidad necesaria para que tenga resistencia a la penetración, mayor que la carga total que el pilote va a recibir, para que trabaje como fijo. Entre la cabeza del pilote y el puente can tres niveles de cubos de madera de caobilla o caoba, que son las celdas de deformación, donde se coloca un número mayor o menor, según se le desee dar mayor o menor carga a cada uno de los pilotes mencionados. También presenta unos estabilizadores útiles para que el pilote de control permanezca vertical.

El sistema de pilotes de control ideado por el Ing. Manuel González Flores, puede colocarse en espacios reducidos de altura, hasta 2 metros, se cuelga en la obra por secciones, y se descuelga de la superficie normalmente en un lapso de 4 horas. Fue proyectado para evitar que los edificios apoyados sobre pilotes de punta vayan sobresaliendo con respecto a la banqueta y calles. Para evitar la sobrecarga inútil y negativa de la arcilla al colgarse de los pilotes fijos, ya que el edificio al descender horizontalmente, desplaza de los pilotes las capas adheridas a ellos, aprovechando esa fuerza de fricción en el soporte del edificio, transformando lo que era fricción negativa de los pilotes fijos, en positiva y útil para soportar el edificio.

Evitar que colgándose el terreno de los pilotes, se forme una loma que inclinaba a los edificios vecinos, especialmente si son ligeros. Los edificios con pilotes de punta pueden llegar a inclinarse, ya que al iniciarse el desplome de un edificio, si tiene pilotes de control, siempre puede moverse al centro de gravedad del soporte de los pilotes, aumentando o disminuyendo la carga soportada en su cabeza. Los pilotes de control se colocan a un lado de las traves de cimentación, atravesando la cimentación para sobresalir encima de la losa de cimentación, no toman la carga directamente mediante tales, sino indirectamente mediante un puente, con tornillos a los extremos del mismo, que trabajan como tirantes colgando la parte del edificio que se proyectó colgar.

En el puente se colocan unos fusibles de presión, llamados celdas de deformación, que hacen el trabajo de transmitir una carga aproximada de 2.5 a 3 toneladas por pilote en una sola capa y conforme se van deformando, mientras no han llegado a una deformación mayor que la mitad de su altura. Estas celdas no le permiten al pilote subir su carga más de lo que pueden transmitir ellas, pudiendo de esta forma evitar la sobrecarga en alguno de ellos. Con el pilote de control se transfiere la carga que se encuentra sobre la cabeza del pilote al terreno que lo rodea. pues basta irlo descargando, recíprocamente se puede pasar la carga del terreno al pilote. Como los pilotes son fijos, el edificio puede bajar o subir con respecto a ellos y se hace posible el poder descender un edificio al quitar la carga que soportan los pilotes, o subirlos si se pone un gato entre el puente y los pilotes.

Para enderezarlo basta generalmente disminuir la carga de los pilotes en el lado que se desee que descienda.

G) RECIMENTACION Y LEVANTAMIENTO DE LA IGLESIA DE CAPUCHINAS

SIGLO XVII, D. F. MEXICO (SISTEMA PILOTES DE CONTROL)

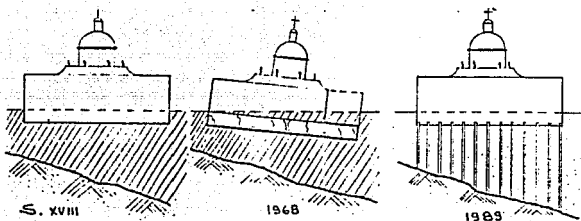
Falló la cimentación por la compresibilidad del terreno mayor en unas zonas de apoyo que en otras bajo la misma estructura, debido a que en su consolidación es mayor el enjuntamiento de los estratos de arcilla lejanos al cerro (Tepeyac) que en los cercanos al mismo. Se encuentra ubicada en las faldas del cerro Tepeyac, formando parte del conjunto de edificios religiosos de la Villa de Guadalupe. Con el transcurso de los años empezó a inclinarse peligrosamente hacia el lado oriente y hacia el lado sur. Los primeros intentos por enderezarlo consistieron en quitarle dos entre ejes, los del lado oriente, que se habían hundido considerablemente, 3.50 metros aproximadamente.

Se suponía que al quitar todo ese peso, la iglesia dejaría de inclinarse, y recobrar su verticalidad' lo cual no sucedió y siguió inclinándose, apareciendo nuevas fracturas en muros y elementos estructurales. Se pensó en la necesidad de demolerla, para evitar así su irremediable desplome; luego se hicieron estudios del subsuelo y del sistema de pilotes de control con miras a recuperarla. El estudio de suelos reveló que el templo estaba apoyado sobre arcillas compresibles, asentadas en

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

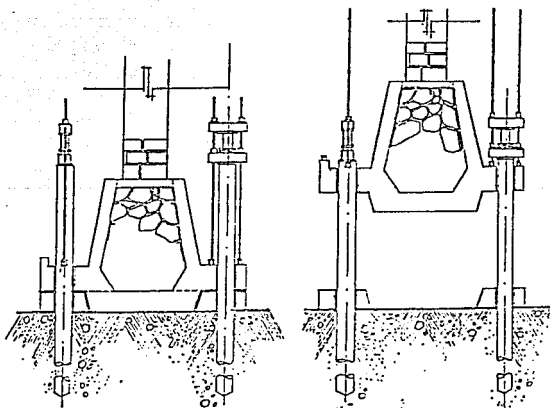
ARQ. DEMETRIO URAS DONADO SOTOMAYOR



S. XVIII

1968

1989



PILOTOS DE CONTROL CON PUNTE Y GRAPAS ADICIONAL
PARA LEVANTAR CEMENTO Y EDIFICIO LA CANTIDAD
QUE SE NECESITA.

PROCESO DE LEVANTAMIENTO

terreno resistente, el cual se hallaba a diferentes niveles de profundidad; causando asentamientos diferenciales y hundimientos en el lado sur oriente; lo cual ocasionó la fractura de su cimentación y por consiguiente las fallas en su estructura.

Los cimientos originales eran de piedra, midiendo 4.00 metros de ancho por 5.50 metros de alto, los cuales debían de reforzarse colocándose a cada lado una trabe de concreto armado en forma de "L" a manera de sandwich, unidos por tirantes en su parte inferior y superior a cada 5 metros, también estos de concreto armado. Por la parte horizontal de la "L" se pasaron los pilotes de control, de los cuales colgaría la iglesia y hasta apoyarse en la primera capa dura del subsuelo. Se rigidizó la estructura superior, y en los dados de concreto armado de la cimentación se dejó toda la preparación para colocar los gatos hidráulicos de aceite soluble, los cuales junto con los pilotes realizarían la labor de levantamiento del edificio. Al aplicar la debida presión el edificio queda apoyado en los pilotes y empiezan los gatos a hacer su labor.

En las figuras se aprecia la medida que levanta el émbolo del gato hidráulico, el levantamiento de las tuercas y el puente superior. Las tuercas se atornillan (puente primer nivel) hasta juntarse con dicho puente. Luego se le quita la presión al gato, bajando el puente superior, completando de esta manera un ciclo, para levantar cierta medida.

Este proceso se realizó en cada uno de los pilotes, según requería la altura por levantar en cada uno de ellos, logrando de esta manera una nivelación exacta, en los sentidos longitudinal y transversal. Con esta técnica mientras el edificio cuelga o se soporta de las cabezas de los pilotes, se le construye su nueva cimentación. El peso inicial por levantar fue de 13.000 toneladas, la altura de levantamiento fue de 3.50 metros, el número de pilotes colocados fue de 159, cargando cada uno un promedio de 80 toneladas; su longitud varió entre los 15 metros (oriente) y los 30 metros (poniente). El tiempo de levantamiento fue de 75 días después de ejecutados los trabajos de preparación.

H) RECIMENTACION EN HOTEL PRESIDENTE ZONA ROSA D.F. MEXICO .

SISTEMA, PILOTES DE CONTROL)

Su cimentación estaba realizada con pilotes que se apoyaban en la capa dura, razón por la cual el edificio mantuvo siempre su posición, dando la sensación de emerger, cuando en realidad la que se hundía era la ciudad. Los pilotes trabajan de manera distinta a como fueron proyectados, se cuelga el terreno de ellos, y genera un loma bajo el edificio, en forma de catenaria invertida, lo cual hace que conserve su nivel en parte y en este caso el edificio tenía una diferencia de nivel hubo que construirle escalones en sus accesos, para solucionar el problema se recurrió al sistema de pilotes de control, quitándole determinada carga a los pilotes para aplicarla al suelo, de tal manera que el edificio descendería por su

propio peso, llegando hasta el nivel deseado sin tener que desalojarlo, ni que deje de funcionar un sólo día.

Primeramente se excavó una lumbrera debajo de la losa de cimentación, los tramos de los pilotes descubiertos aparecen como columnas. Luego de terminada toda la excavación se cuela una nueva losa de cimentación dejando los preparativos para colocar las anclas de los pilotes de control, sobre esta losa se asientan las columnas que sostendrán el peso del edificio; seguidamente se cortan los pilotes y se colocan controles simultáneamente con tornillos largos, para permitir la penetración de los pilotes, conforme el edificio descende; se van aflojando las tuercas, el edificio baja y los pilotes penetran; se recortan nuevamente los pilotes, se ponen tornillos de tamaño normal, para mantener el edificio en esa posición, luego con el transcurso del tiempo su hundimiento será igual al de la ciudad, o de la zona.

El sistema de pilotes de control es el único sistema que ha dado buenos resultados para edificios altos y pesados que se inclinan, se hunden o emergen en la Ciudad de México; este sistema fue inventado para resolver problemas relacionados con el subsuelo de la ciudad de México o semejantes. Este sistema requiere de mantenimiento, usa pilotes normales, sean de punta o fricción apoyados en la capa dura, o pilotes que tenga la obra o edificio a intervenir, cosa que representa un ahorro, en la recimentación.

I) RECIMENTACION EN CATEDRAL Y SAGRARIO METROPOLITANO C.D. MEXICO.

(SISTEMA DE PILOTES DE CONTROL)

En la recimentación de catedral fueron construidas 166 estructuras de concreto reforzado o dados para poder transmitir al suelo 38.300 toneladas por medio de 383 pilotes, distribuidos en 200 frentes o sitios. El número de pilotes por dado varía entre 1 y 4, según su ubicación, aunque los más frecuentes son de 2 y 3. Los dados son losas de concreto reforzado de 80 cms. de espesor, algunos recibidos por trabes de concreto, ya sea en sus bordes o de liga entre los propios dados. Estos fueron construidos de, tal modo, que el lecho inferior de la losa estuviera a un nivel aproximado del de la superficie inferior del terraplén (de cal y canto de 1.5 metros a 2.5 metros), que en forma continúa es parte de la cimentación original de Catedral.

Para ello en la localización de cada dado se perforó el pedraplén con herramienta neumática, las excavaciones exteriores del edificio se hicieron con equipo rotatorio para evitar la extracción de agua del subsuelo, para sustituirlo por el concreto reforzado del dado. Todas las superficies de contacto entre las estructuras de concreto y el pedraplén, al ser roto durante la recimentación, fueron rebajadas en planos con una inclinación de 30 respecto a la vertical, para asegurar la cuña entre el dado y el pedraplén para garantizar el trabajo de los pilotes.

Los pilotes están apoyados en una capa dura de limo arenoso, casi horizontal, que se encuentra a unos 38 metros de profundidad. Estos pilotes de control permanecen fijos (capa dura) para así permitir que el edificio baje por su propio peso. Debajo del Sagrario fue construida una estructura formada por losas y contratrabes de concreto reforzado, formando celdas de forma rectangular y trapezoidal. Se hincaron 133 pilotes de control, distribuidos en 45 frentes; algunos no llegaron a la capa dura, sino que su hincado se suspendió (con profundidades variables entre 2 metros y 12 metros), al marcar el manómetro del gato 100 toneladas. Esto debido a las construcciones prehispánicas que hay debajo del Sagrario, cuyos elementos pétreos ofrecieron la resistencia necesaria para apoyar en ellos los pilotes. Los controles en su parte son iguales a los de la catedral.

Cada cubo de madera tiene una capacidad de carga de 3 toneladas, a partir de la cual empieza su deformación paulatina. Estas obras de recimentación se terminaron en el año 1976, se planteó una revisión bimestral de todos los controles y ajustar lo que fuese necesario. Inicialmente se cumplió esta revisión, pero con el paso del tiempo las revisiones fueron más distanciadas. El tiempo nos demostró que en su momento fue de gran ayuda este tipo de recimentación, y hoy 16 años después se siguen haciendo trabajos para compactar el suelo donde se encuentra catedral, mediante la colocación de pilotes colados in situ de 60 cms. alrededor de todo el edificio incluyendo el Sagrario. Estudios realizados en la actualidad revelan que el trabajo de recimentación realizado en 1976 sólo equivalen al 13% del peso total

del edificio que es de 127,344 toneladas, incluyendo su pedraplén de cimentación.

J) IGLESIA DE SAN FRANCISCO MEXICO, D.F. (SISTEMA DE PUENTES

MARINOS-SUSTITUCION)

Se empezó a inclinar debido a un pozo que succionó agua en lo que actualmente es el Hotel Guardiola. La solución fue ampliar la base de la cimentación, buscando ayudar a la misma, es decir, si la techumbre son bóvedas o arcos que empujan llevar al exterior las ampliaciones para que cierre. Esto se resolvió colocando puentes debajo de los muros como durmientes de ferrocarril, cada metro de manera que se recibió completa la estructura por partes y el cálculo con dificultades locales no pasó de ser el de traves en volado.

Una descarga de los muros de más o menos 42 toneladas por metro lineal, esta tomado en cimienta por vigas metálicas en voladizo, hacia el interior de la iglesia 2 metros, bajo el muro y 3.50 metros hacia el exterior. La excentricidad de 1.50 metros en los cimientos compensa (teóricamente) un momento de $42 \times 1.5 \text{ m} = 63 \text{ ton.}$ por metro lineal de muro y trata de cerrar la nave de la iglesia al empuje de las bóvedas, que invirtiendo el cálculo nos da un empuje en la base de la bóveda de $63 \text{ ton.} / 18 \text{ mts.} = 3.9 \text{ ton.}$ (suponiendo una altura de muro al arranque de la bóveda de 18 metros). Primero se hizo el refuerzo de los cimientos y durante este tiempo se llevó un control de nivelaciones en toda la nave, con respecto a un banco

fijo exterior, al mismo se estuvo checando toda la fábrica, y posteriormente con los apoyos ya fijos en el suelo se procedió a reforzar muros y amarrar las bóvedas.

El sistema "Puentes Marinos" es conveniente emplearlos cuando no aparezcan deformaciones en el sentido longitudinal, o aunque parezca contradictorio cuando son tan fuertes en ese sentido longitudinal, que como en este caso ya los muros y bóvedas se habían fracturado para absorber la diferencia de asentamiento de 1.20 metros en 70 metros de longitud, y un desplome de 90 cms., en el sentido lateral (hacia el Sur en el presbiterio y hacia el Norte en el coro), es decir, por un desecamiento provocado por el pozo mencionado se sumió en el coro y por el peso de la construcción del convento se sumió al revés, en el presbiterio.

El trabajo que realiza Puentes Marinos es semejante al de los durmientes de una vía de ferrocarril, o viéndolo más real como las teclas de un piano, en que trabajará más la escala (zona) que en diferentes momentos esta tocando. No se consideró necesario la rigidización de los cimientos por estar ubicado el edificio en una zona preconsolidada por el peso de los edificios y por la succión intensa del agua del subsuelo.

K) MEXICALTZINGO D.F. (SISTEMA LOSA DE CIMENTACION Y SUSTITUCION)

El desecamiento del terreno produjo grietas y asentamientos desiguales en la masa de tierra de la pirámide en que se encuentra asentada. La solución fue

hacer una plataforma de sustentación (losa) para unificar la reacción con el empuje exterior, esto por tener techumbre de bóvedas y arcos. La facilidad de recibir la estructura fue sobre una viga simplemente apoyada (invertida) tomando la flexión cualquier sobrecarga de los contrafuertes. En Mexicaltzingo y San Francisco, para recuperar el nivel y ejecutar la cimentación se excavó y sacó al exterior una cantidad de tierra equivalente al peso del edificio, un promedio de 2.25 ton./m², que es el equivalente al peso de muros y bóvedas aproximadamente. La solución fue combinar apoyo por superficie y compensación.

Por la dimensión pequeña lateral de la nave, se colocaron en ese sentido contratrabes para soportar en sus extremos los muros y contrafuertes en el piso (en su área), reacciona el terreno, el volteo de los muros esta tomado como momento en los extremos de la contratrase, es decir, la cimentación en toda la superficie del templo, trabaja como un techo invertido, que también toma los volteos de los muros mediante los castillos que se desplantaron tanto al interior como al paramento exterior de los muros, en la punta de las contratrabes.

L) IGLESIA DE SANTO DOMINGO D.F. MEXICO (SISTEMA SUPERFICIE Y SUSTITUCION)

Presentaba asentamientos diferenciales debido al desecamiento del subsuelo, por la extracción de su agua; ocasionando grietas y hundimientos en sus costados y bóvedas cuarteadas. Aplanados en muros y bóvedas en mal estado debido a humedades, la decisión de

recimentar para apoyar muros y ellos que forman las capillas sirven de verdaderos contrafuertes a las bóvedas y con ello lograr cerrar o detener definitivamente la abertura longitudinal de la bóveda de cañón corrido. Se vaciaron las capillas laterales, el bajo coro, el presbiterio, y los cruceros de 2.50 metros de tierra, esas áreas se aliviaron de 3.5 ton/m². Al conservar la parte central de la nave con todo el peso de la tierra, esa zona quedó con el mismo peso, evitando su reacción. Por tanto al integrar la cimentación en la zona excavada se logra que la construcción tienda a cerrarse tanto lateralmente como longitudinalmente.

En este caso no se trabajó primero la cimentación y después los muros y bóvedas, sino que se completó cada entreeje, demostrando desde un principio el sistema de recimentación su bondad. Se cimentó por superficie y sustitución las áreas excavadas, dejándolas huecas. Se calculó la flexión longitudinal como una trabe integral o entera, o más bien en el espacio (pesos arriba, contra reacciones abajo), para evitar también en el futuro una falla por flexión longitudinal. La parte central de la iglesia, que no se encuentra recimentada caso esta sobre una bolsa o plataforma integral, que integrará los asientos diferenciales salvo casos fortuitos difíciles de prever. La seguridad de un buen apoyo en la cimentación se logró mediante la combinación de apoyo en superficie, compensación y equilibrio, buscado en las áreas de excavación.

6) CONSOLIDACION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR EXCAVACIONES

1. CONSOLIDACION MEDIANTE NUEVAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Si la cimentación de una estructura debe descender por debajo del nivel de cimentación de antiguas construcciones muy próximas, estas se protegen generalmente frente a la deformación lateral, asentos y fisuras, haciendo descender su cimentación hasta la base de la nueva cimentación. En la construcción de una estructura contra otra no suele haber generalmente una gran diferencia de profundidad entre las cimentaciones nuevas y las ya existentes, por lo cual el recalce de las cimentaciones antiguas suele ser de poca profundidad.

Deben asegurarse frente a la deformación los muros de carga contiguos, precisamente en los lugares de confluencia con tabiques transversales y vigas, bien arriostrándolos a los muros adyacentes o mediante apeos en el caso de distancia demasiado grandes. Seguidamente se recalzan los muros, comenzando por las uniones con los muros transversales. Mediante los pozos de batache 1; si es necesario se ejecutan después los pozos 2 y 3, rellenando u hormigoneando los espacios intermedios 4.

Las excavaciones para los elementos de recalce aislados deben realizarse cuidadosamente, de forma que se evite el desplazamiento del terreno. Para ello la distancia entre las zanjas abiertas simultáneamente debe ser como

mínimo igual a una y media su profundidad. Su ancho suele ser de 1 metro y su longitud de 1.5 a 2 metros. Su contorno se entiba con tablas horizontales, soñeniéndose las que van según la dimensión más larga contra las más cortas, con ayuda de tacos o cuñas clavados. Una vez colocada una altura de 4 o 5 tablas se clavan largueros verticales y se interponen codales entre ellos. Las pilas se suelen construir de fábrica de ladrillo o concreto. Si se quieren evitar asientos del muro recalzado, se deben precargar los pozos o pilas, esto se logra aplicando carga a cada pozo mediante gatos hidráulicos, que se apoyan contra la antigua base de cimentación.

Se puede conseguir un encaje entre dos elementos adyacentes de concreto dejando pasadores de madera. Los elementos de arriostamiento y entibación se recuperan y el espacio que queda se rellena cuidadosamente con concreto apisonado. Los elementos de recalce no deben resultar cargados excéntricamente, ya que puede producirse su de formación lateral; hay que tener en cuenta que el empuje de tierra no compensado también favorece el vuelco o volteo.

2. RECALCE MEDIANTE UNA NUEVA CIMENTACION PROFUNDA

Frecuentemente suele ser necesario el recalce de una estructura dañada porque se subestimo en la construcción la capacidad portante del terreno o porque la primitiva cimentación (pilotes de madera) dejó de cumplir su misión en el curso de los años por

modificación de las características del subsuelo (ejem. descenso del nivel freático). Del mismo modo al realizar nuevas construcciones en la proximidad de edificios existentes, el proceso de llevar los cimientos de éstas a mayores profundidades suele ser antieconómico, cuando no imposible. En todos estos casos se puede reforzar la cimentación mediante pilotajes; como deben evitarse las vibraciones durante la ejecución, sólo se utilizan pilotes hechos "in situ". Hay que distinguir entre el recalce de estructuras cimentadas superficialmente y el de las que tienen cimentación profunda. En las primeras la zapata o placa de cimentación llega debe apoyarse sobre pilotes, abriendo taladros convenientes en la cimentación se perforan u moldean los pilotes, haciendo solidarias sus cabezas con la zapata o placa de cimentación mediante escarificado o disposición cónica o dentada.

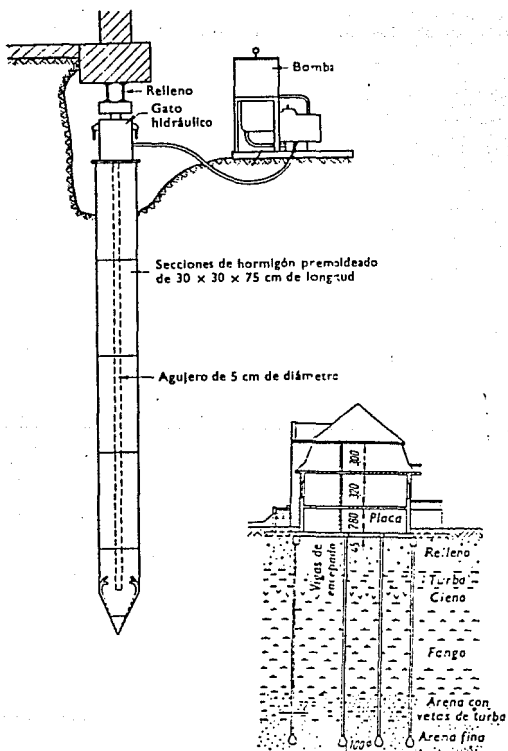
En estructuras con cimentación profunda el recalce debe hacerse sosteniendo los propios muros de la estructura, bien mediante vigas de recalce en forma de cabezal (a) cuando los pilotes están colocados a ambos lados del muro o mediante vigas en ménsula (b), cuando los nuevos pilotes sólo se pueden colocar a un lado del muro. y también, mediante un marco de concreto armado (b) como suele ser necesario en el caso de pilas o pilares. El sistema de la figura "d" con perfiles laminados es análogo al del cabezal de recalce, aunque suele utilizarse con cargas muy fuertes cuando existen limitaciones de canto o para recalces provisionales, ya que suele ser más conveniente el concreto armado en los casos de cargas pequeñas y de obras permanentes.

TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARG. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

3 APUNTALAMIENTO POR LA BASE CON EL PILOTT FRANKI MIGA

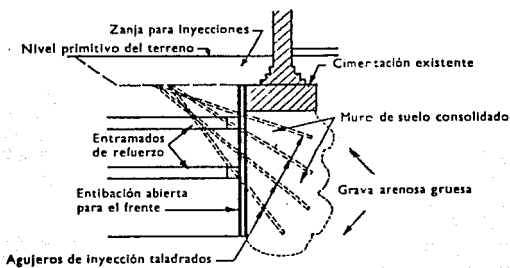


2 Recate de un edificio cimentado por placa

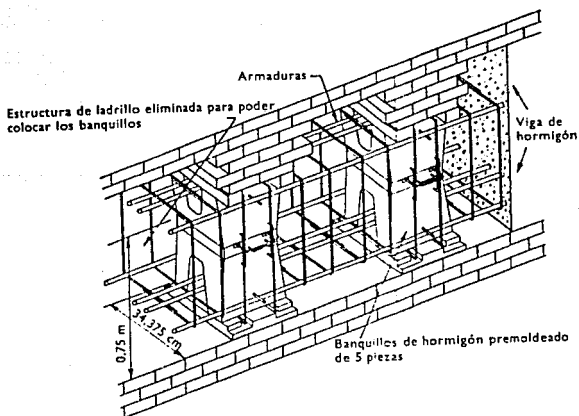
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRO URRAS DONADO SOTOMAYOR



3 APUNTALAMIENTO MEDIANTE INYECCIÓN QUÍMICA

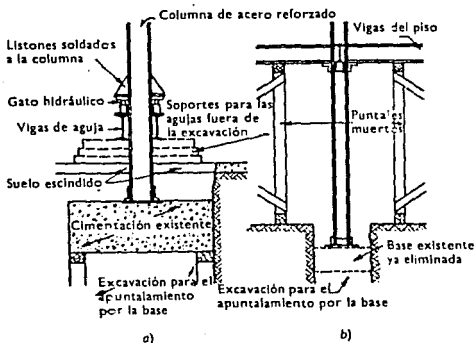


3 APUNTALAMIENTO POR LA BASE CON BANQUILLOS PYNFORD

TEORIA DE CIMENTACIONES

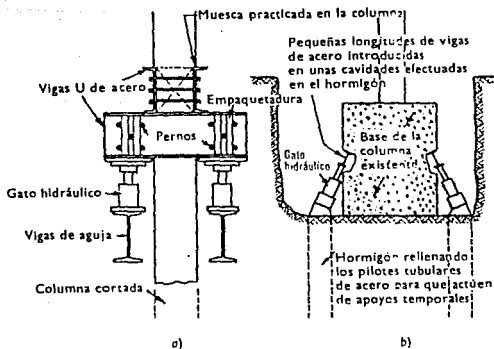
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URRAS DONADO SOTOMAYOR

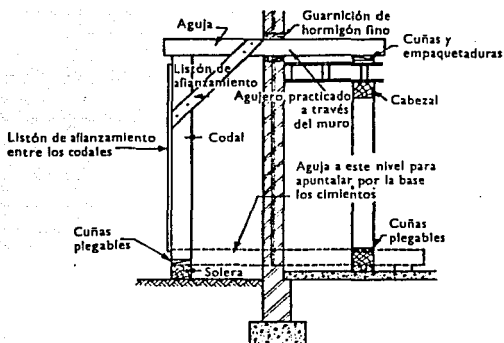


3 MÉTODOS DE APOYO PARA COLUMNAS DE ACERO

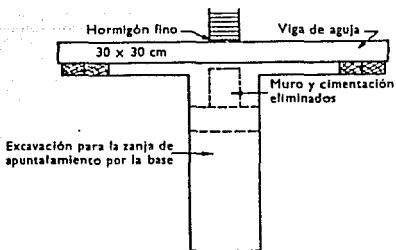
a) sujeción por medio de agujas; b) sujeción mediante apuntalamiento.



3 MÉTODOS PARA SUISTAR COLUMNAS DE LADRILLO O DE HORMIGÓN ARMADO



3 ESQUEMA DE PUNTALES MUERTOS

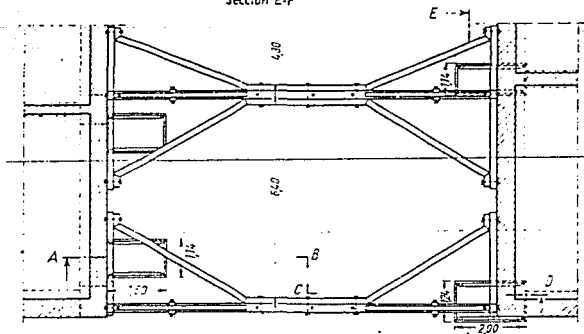
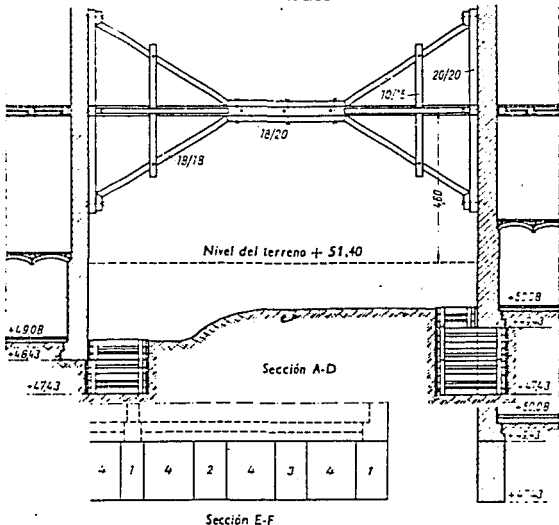


3 SUJECIÓN DE UN MURO MEDIANTE VIGAS DE AGUJA

TEORIA DE CIMENTACIONES

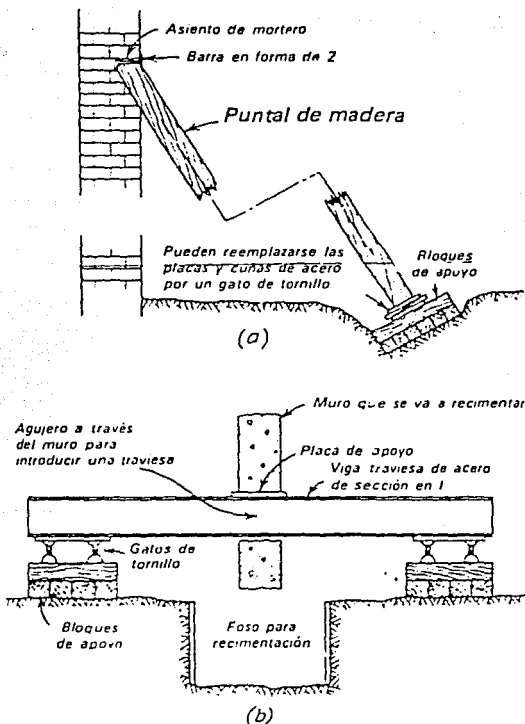
PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR



2 Arriostamiento de dos edificios próximos para la construcción entre ellos de otro edificio, cimentado más profundamente.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

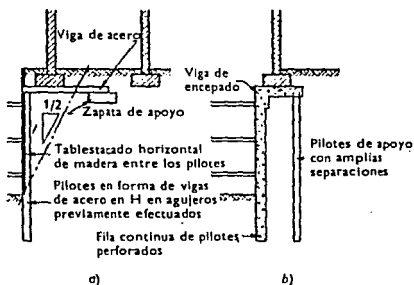


10 Métodos de apuntalamiento. a) Con ranuras en la pared. b) Viga atravesada.

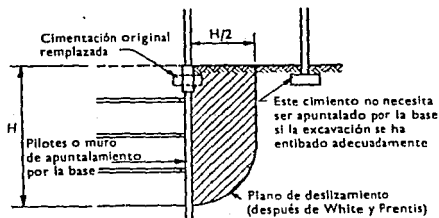
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARG. DEMETRIO URRAS DONATO SOTOMAYOR



3 MÉTODOS DE APUNTALAMIENTO POR LA BASE MEDIANTE PILOTAJES PRÓXIMOS A EXCAVACIONES PROFUNDAS



3 APUNTALAMIENTO EN LAS PROXIMIDADES DE UNA EXCAVACIÓN PROFUNDA

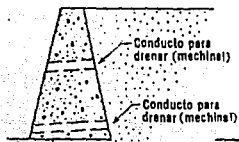


3 ORDEN DE EXCAVACIÓN DE ZANJAS PARA APUNTALAR POR LA BASE CIMENTACIONES DE FAJAS CONTINUAS

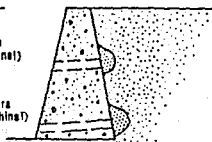
TEORIA DE CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

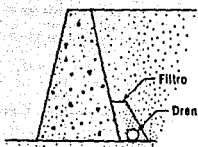
ARQ. DEMETRIO URÍAS DONADO SOTOMAYOR



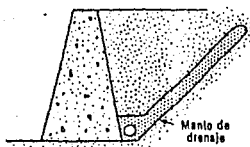
a. Conductos para drenar



b. Conductos para drenar con filtro

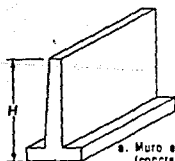


c. Dren lateral con filtro

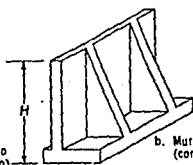


d. Manto de drenaje con dren lateral

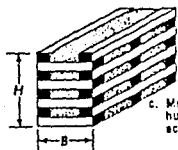
↑ Drenes para los rellenos de los muros de sostenimiento de tierras.



a. Muro en voladizo
(concreto armado)



b. Muro con contrafuertes
(concreto armado)



c. Muro de cofre o
huacal (madera,
acero, concreto)



d. Pernos para roca
que impiden el
movimiento de los
bloques en las jun-
tas, formándose un
muro

↑ Tipos de muros de sostenimiento de tierras.

7. MUROS DE CONTENCION

Se construyen con el fin de limitar la ocupación de terreno por taludes tanto en terraplén como en desmonte. Están destinados a contener el empuje de tierras o de líquidos. Existen dos tipos principales:

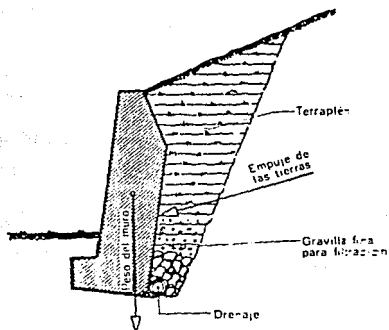
A) MUROS DE GRAVEDAD

Se oponen al empuje lateral de las tierras por efecto de su propio peso. Los materiales que lo forman no sufren ningún esfuerzo de tracción. Pueden construirse con piedra, ladrillo o con concreto.

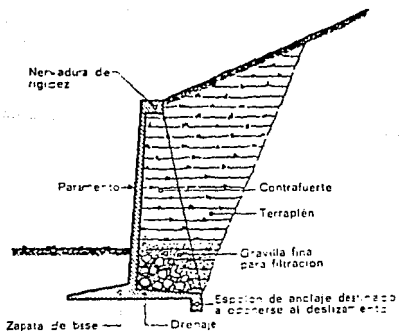
B) MUROS LIGEROS

Por la bien estudiada de su perfil ofrecen una posibilidad de economía de materiales y presentan una excelente estabilidad, para obtener una solución económica, es necesario proceder a un estudio detallado del problema, pues si, en efecto el muro de gravedad exige una masa importante de materiales, en cambio ofrece la ventaja de una realización más cómoda y fácil.

El muro ligero de concreto armado trae consigo, a veces (para los muros de desmonte), un sensible aumento de movimiento de tierras y exige un encofrado cuidadoso de las dos caras aparte de la colocación de la armadura apropiada. Se debe tener en cuenta la solución más económica para cada caso particular, pero solo cuando ya se hallan calculado los dos perfiles de los muros. Antes de proceder al cálculo, conviene conocer perfectamente



4 Perfil de un muro de gravedad



4 Perfil de un muro ligero de hormigón armado

las características del terreno sobre el que se situará, puesto que un suelo poco resistente exige una ensanchamiento de su base. Por otra parte, la permeabilidad del terreno, los peligros de una saturación eventual de agua (susceptible de modificar la capacidad portante del terreno) no deben perderse de vista, este último estudio servirá igualmente para el dimensionamiento del drenaje situado aguas arriba del muro.

Se llama releje de un muro la inclinación o pendiente que el paramento de éste tiene respecto a la vertical; suele indicarse por la relación entre la altura y la separación horizontal tomado como unidad. Por un efecto de óptica, el paramento de muro de contención vertical produce la sensación de que el muro esté inclinado o desplomado hacia adelante. Se llama muro de revestimiento los que sirven para proteger de la interperie los taludes de tierra o roca suelta. Estos muros no soportan esfuerzo lateral alguno. La determinación de las características dimensionales de los muros de contención implica el conocimiento del terreno desde el punto de vista de su densidad y el ángulo de su talud natural.

La longitud de muro determinada para calculo es de 1 metro. Los métodos de cálculo son numerosos pero pueden clasificarse en dos categorías: a) métodos empíricos, a veces gráficos, que consideran el empuje de tierras bajo la forma de un prisma cuya superficie de rotura es plana (métodos de Coulomb, de Poncelet, etc.) b) Dos métodos que utilizan la teoría de la elasticidad y

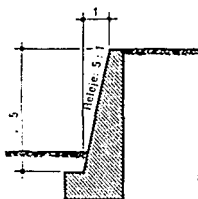
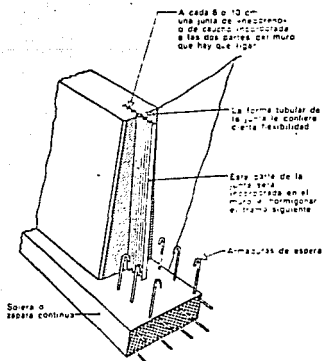
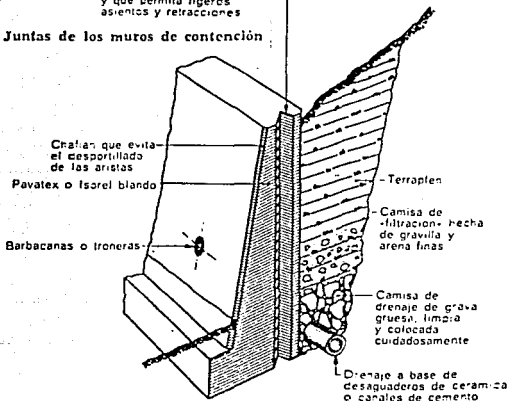
que consideran el mismo prisma de empuje como indefinido (Métodos de Résal, de Rankine, de Caquot, etc.)

Aunque muy empírica la primera categoría ofrece la ventaja de soluciones rápidas y sencillas. El método gráfico de Poncelet, ofrece un trazado sencillo de resultados aproximados a los valores reales. La segunda categoría, en que las razones y las hipótesis de base están mejor estudiadas, presenta en cambio un cálculo laborioso - una regla muy empírica da una anchura del muro igual a la tercera parte de su altura; esta relación puede aplicarse a muros de poca importancia, para que un muro de contención, esté en equilibrio es preciso que pueda oponer un conjunto de fuerzas que sea suficiente para evitar su volteo y su deslizamiento sobre el suelo paralelo a su asiento .

La sollicitación ejercida sobre el terreno por su cimentación y en todos los puntos del muro, sea inferior a la sollicitación máxima soportada por el material. Las fuerzas presentes para el cálculo del muro son: El peso del muro, el empuje de la tierra y eventualmente, el peso de la tierra sobre un elemento del muro . Los muros de contención pueden ser de mampostería, ladrillo o concreto armado , a fin de evitar grietas por las ligeras retracciones del concreto a las variaciones de temperatura, así como por los pequeños asentos del terreno de cimentación, es necesario disponer juntas verticales de construcción distante entre si, entre 6 y 10 metros, deben ejecutarse en forma de cola de milano y

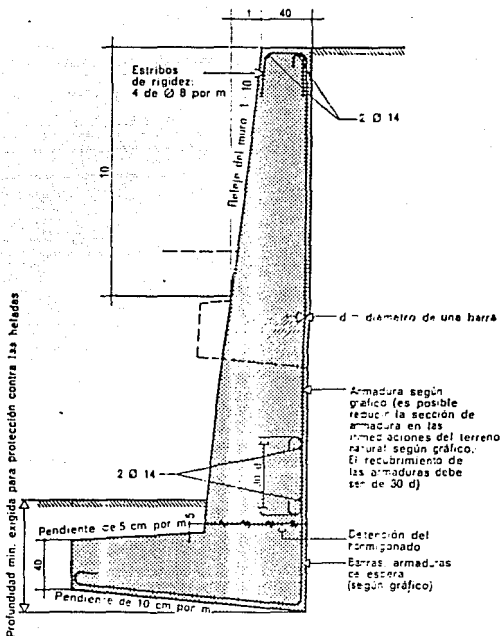
Cada 6 o 10 m se formara una junta que asegure la continuidad del paramento y que permita ligeros asentamientos y retracciones

4 Juntas de los muros de contención



4 Releje de un muro

4 Las juntas entre los diferentes tramos de un muro de contención pueden hacerse con interposición de un elemento de caucho o de neopreno que asegura su impermeabilidad; la junta, en cambio, no queda interrumpida en el sitio de la junta.

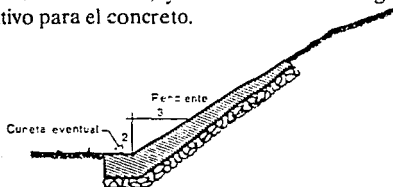


4 Perfil de un muro de gravedad hecho con hormigón ligeramente armado

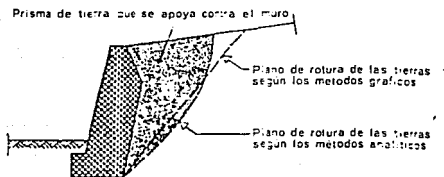
Gráfico para determinar la sección de la zapata de un muro de contención, así como sus características de armadura, en un muro mixto de hormigón ligeramente armado. Terreno horizontal detrás del muro; densidad de las tierras: 1,6; ángulo del talud natural de las tierras: 40°.

revestirse con cartón Asfáltico o cualquiera otro material apropiado .

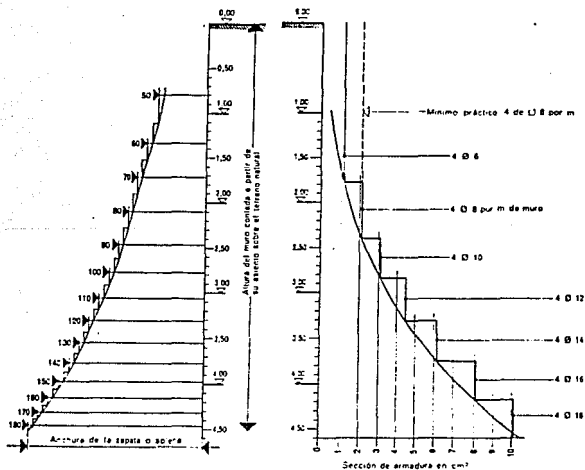
La realización de un ligero achaflanado evita que se despostillen las aristas o labios de la junta con el fin de eliminar los peligros de desperfectos ocasionados por la humedad en la parte del muro que mira aguas arriba, es necesario dotarlo de un Sistema de Drenaje o de Troneras de desagüe -; conservando así el terreno en su mejor estado y evitando los empujes Superfluos del agua o del hielo, en caso de helada para asegurar una evacuación eficaz del agua, es necesario terraplenar la parte superior del muro con agua limpia, este terraplenado descansará sobre el drenaje, que a su vez, estará colocado sobre un lecho impermeable de concreto o de Arcilla comprimida. Igual procedimiento se hará para las Troneras. Los muros de contención en su parte exterior, pueden recibir un revestimiento de piedra, aplanado o dejarse en bruto, tal como resulta del Encofrado; en este último caso, el Encofrado debe tener sus juntas bien cerradas y uso de Triplay o Cimbra Metálica para un mejor acabado. lo mismo que el concreto adecuado, y de ser necesario algún tipo de aditivo para el concreto.



4 Perfil de un muro de revestimiento destinado a proteger los taludes de tierra



- 4 La diferencia entre los métodos gráfico y analítico de cálculo de los muros se refleja principalmente en el trazado del plano de rotura.



- 4 Determinación de la anchura de la solera o zapata en función de la profundidad

Determinación de la armadura necesaria en función de la profundidad (dada para un metro de longitud de muro)

Ejemplo: Para un muro de 4 m de altura:

Anchura de la zapata: 1.50 m.

Armadura: 4 de Ø 16 por m de longitud de muro.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La teoría de cimentaciones, a pesar de ser un tema tan extenso y quizás uno de los más importantes dentro de la formación del arquitecto, del proyectista y del constructor; se encuentra demasiado dispersa, encontrando un poco de información sobre cada tipo de cimentación en tantos libros relacionados con el tema; en la mayoría de estos se le da mayor énfasis al cálculo y limitando en muchos casos la parte teórica a la definición ó descripción muy general del tipo de cimentación tratado.

En este trabajo no se tocó el cálculo puesto que con respecto a este tema hay muchos libros especializados y en gran porcentaje el que calcula las obras es el ingeniero calculista; esto no quiere decir que el arquitecto no deba tener la formación sobre ésto, al contrario, mientras más claros esten los conceptos sobre los diversos tipos de cimentaciones, mayor comprensión existirá entre el calculista y el proyectista; y en la mayoría de los casos el arquitecto podrá sugerir cuál será el tipo de cimentación adecuada para determinado proyecto.

Es pues, que este trabajo su finalidad es la de llenar ciertos vacíos y eliminar dudas en cuanto a este tema, lo mismo que tener en un sólo volumen la mayor información teórica.

Las cimentaciones a pesar de ser un tema tan tratado por muchos especialistas, pocos son los libros que nos dan la suficiente información, como para tener una comprensión

exacta sobre cuando, donde y cómo usar cada tipo de cimiento, además de cuantas opciones pueden usarse para un mismo proyecto.

A lo largo de este trabajo se detallan los diferentes tipos de cimentaciones y las posibles variantes de cada uno así como también los tipos de suelos donde poder usarse. La teoría sobre el tema es escasa y a la vez muy dispersa, ya que como dije anteriormente se le da a estos libros mayor énfasis al cálculo; a su vez el temario es muy extenso y variado y pido disculpas por la información que no aparezca en este compendio.

Uno de los temas más importantes para el arquitecto de la ciudad de México es el del "sismo" relacionado con las cimentaciones y las estructuras; este tema no fue tratado debido a lo extenso y además porque considero que puede ser manejado como una investigación muy a fondo para un trabajo de tesis.

Es de anotar que dentro de los anexos vienen las normas sobre cimentaciones del reglamento de construcciones del Distrito Federal, el cual forma una parte complementaria de este trabajo.

El 40% de este trabajo es gráfico y esto se debe mera y sencillamente porque es el lenguaje que manejamos los arquitectos y constructores.

Este trabajo fué realizado pensando tanto en el estudiante de arquitectura como de ingeniería, para que le sirva como medio de enriquecer sus conocimientos en este campo y

como material de consulta para el profesional que este relacionado con el tema. Se proyectó como material didáctico pudiéndose insertar en el nuevo plan de estudios de la Facultad de Arquitectura de la UNAM (1992), en el área de construcción, dentro de los cursos selectivos de esta área (cimentaciones y cimientos, mecánica de suelos, ver puntos 6.2 y 6.4 del nuevo plan de estudios).

Estos cursos serán programados con una intensidad de horario de 3 horas semanales y una duración de 1 semestre; así como un mínimo de 8 visitas a obras para analizar los diferentes tipos de cimentación en los momentos de ejecución.

Es de anotar que para investigaciones futuras un tema de gran importancia sería la arquitectura prehispánica mesoamericana haciendo énfasis en los tipos de cimentación usados en tan variadas obras; la información referente es demasiado escasa para consultar puesto que supongo todavía se encuentra inedita ó no existe.

Otro tema a ampliar sería el de mecánica de suelos relacionado con las cimentaciones, se trató de ahondar un poco en este tema pero todavía hay mucho contenido por tratar.

Es necesario aclarar que cuando este trabajo se empezó, siempre estuvo encaminado a la formación de un manual para los estudiantes de arquitectura y de ingeniería (noviembre 1992); en enero de 1993 por intermedio del mtro. en arquitectura Francisco Reyna conoci el nuevo plan de estudios de la Facultad y fué tal la sorpresa al ver que en

el curso selectivo de cimentaciones y cimientos, el temario coincidía con el de mi trabajo, el cual ya se hallaba en su fase final es de esta manera que este trabajo se integró al nuevo plan.

En cuanto a manejar una tipología de cimentaciones, se me hace un tema demasiado delicado de tratar, puesto que en una ciudad como la de México, vivo laboratorio de suelos, se pueden presentar grandes diferencias entre dos predios vecinos, en lo que respecta a capacidad portante, resistencia a la penetración, contenido de humedad, consolidación, etc., de ahí que sea un tema delicado el tratar de proponer tipologías para una ciudad como esta.

BIBLIOGRAFIA

Lauder Victor Charles
CIMENTOS

Biblioteca Básica de la Construcción
Editorial Blume, Barcelona 1975 181 pag.

Schultse - Simmer
CIMENTACIONES

Editorial Blume, Barcelona 1970 365 pag.

Tomlinson Michael John

CIMENTOS
Editorial

A: L: Little

CIMENTACIONES

Editorial Continental S.A. México 1965 390 pag.

Claurence W. Dunham

CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS

Editorial Mc. Graw - Hill México 775 pag.

Robert Berti - Claude Gasc.

CIMENTACIONES Y OBRAS EN RECALCES

Editores Tecnicos Asociados S.A. Barcelona 1971. 313 pag.

Pablo Padilla

CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

T- 1 y 2

Editores Técnicos Asociados S.A. Barcelona

Maña Fructuoso

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Editorial Blume Barcelona 1970 240 pag.

Maña Fructuoso

PATOLOGIA DE LAS CIMENTACIONES

Editorial Blume Barcelona 1978 117 pag.

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

Robert D. Chellis
CIMENTACIONES PROFUNDAS
Editorial Diana México 1971 787 pag.

Hidalgo Bahamontes Angel
CONSTRUCCION DE CIMENTOS
CEAC Barcelona 1984 150 pag.

Arq. José Creixell M.
CONSTRUCCIONES ANTISISMICAS
Editorial Continental S.A. México 1979 201 pag.

Bew C. Gerwich, Jr.
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
PRESFORZADO
Editorial Limusa 1978 455 PAG.

M. J. Tomlinson
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTOS
Editorial Urmo Bilbao, España 1979 825 pag.

Sidney M. Johnson
DETERIORO, CONSERVACION Y REPARACION DE
ESTRUCTURAS
Editorial Blume/Labor Barcelona 1973 324 pag.

J. R. Robiwson
ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS SINGULARES DE HORMIGON
ARMADO
Editorial Gustavo Gili Barcelona 1977 240 pag.

Arq. José Creixell M.
ESTABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES
Editorial Continental S.A. México 1981 469 pag.

Gordon A. Fletcher, P.E. Vermon A. Smoots, P.E.
ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA
DE LA CONST.
Editorial Limusa México 1978 474 pag.

**TEORIA DE
CIMENTACIONES**

PARA ARQUITECTOS

ARG. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

Jacob Feld
FALLAS TECNICAS EN LA CONSTRUCCION
Editorial Limusa México 1978 491 pag.

Alfonso Rico Rodriguez Eulalio Juarez Badillo
FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS T-1
Editorial Limusa México 1980 643 pag.

Zeevaert W. Leonardo
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES Y PROFUNDAS SUJETAS A CARGAS
ESTATICAS Y SISMICAS.
Editorial Limusa México 1980

Peck Ralph B. , Walter E. Hanson y Thomas H. Thornburn
INGENIERIA DE CIMENTACIONES
Editorial Limusa México 1990 558 pag.

Escuela Mexicana de Arquitectura. Universidad La Salle
MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION T-1
Editorial Diana México 1979 136 pag.

Logeais Louis
PATOLOGIA DE LAS CIMENTACIONES
Editorial Gustavo Gili Barcelona 1984

Zaven Davidian
PILOTES Y CIMENTACIONES SOBRE PILOTES
Editores Técnicos Asociados. S.A. Barcelona 1977

George B. Sowers
INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y
CIMENTACIONES
Editorial Limusa México 1980

Heinrich Schmitt
TRATADO DE CONSTRUCCION
Editorial Gustavo Gili Barcelona 1978

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

Barbará Z., Arq. Fernando
MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION T-1
Editorial Herrero S.A. México 1973

Zebas
MECANICA DE SUELOS
Editorial

Enciclopedia CEAC del Delineante
TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
Barcelona 1978 335 pag.

Mittag Martin
TEORIA Y PRACTICA DE LA CONSTRUCCION DE EDIFICIOS
Editorial Alhambra S.A. 1968 343 pag.

Frick - Knoll - Newmann
TRATADO DE EDIFICACION
Editorial Gustavo Gili Barcelona 1967 545 pag.

Ing. Robert Schindler
TRATADO MODERNO DE CONSTRUCCION DE EDIFICIOS
Jose Monteso Editor Barcelona 1970 755 pag.

Achille Petrignani
TECNOLOGIA DE LA ARQUITECTURA
Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona 1973 538 pag.

Phil M. Ferguson
TEORIA ELEMENTAL DEL CONCRETO REFORZADO
Compañía Editorial Continental México 1981 786 pag.

Enciclopedia CEAC del Encargado de obras
TECNICA CONSTRUCTIVA
Ediciones CEAC Perú 164 Barcelona 1983

Bernardo y José Luis Calderón Cabrera
APUNTES DE REESTRUCTURACION DE EDIFICIOS
México

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

G. Baud
TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
Editorial Blume Barcelona

Betty Beatty y Dora Ware
DICCIONARIO MANUAL ILUSTRADO DE ARQUITECTURA
Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona 1950 203 pag.

Neufert Ernest, Prof.
ARTE DE PROYECTAR EN ARQUITECTURA
Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona 1950 203 pag.

Koch Wilfried
GUIA ARQUITECTONICA DEL VIAJERO
Editorial Pomaire Barcelona 1971 223 pag.

Flores Diaz Antonio
ARCILLAS
Instituto Nacional de Antropologia e Historia
México 1980

Garcia Salinero Fernando
LEXICO DE ALARIFES DE LOS SIGLOS DE ORO
Publicado por la Real Academia Española 1968

Chanfon Olmos Carlos, Dr. y Chanfon Kung Susana
LEXICOLOGIA HISTORICA ARQUITECTONICA
Fac. Arquitectura, Depa UNAM 1987

Flores Victoria A.
ANALISIS DE CIMENTACIONES SOBRE SUELO
COMPRESIBLE
Instituto de Ingenieria UNAM 1968

Arnold Chirstoper y Reitherman
CONFIGURACION Y DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
Editorial Limusa México 1987

REVISTA OBRAS
México, noviembre de 1979

REVISTA OBRAS
México, octubre de 1981

Donado Sotomayor Demetrio U.
SUELOS Y SISMO EN MEXICO
México 1988

Parquer Harry
DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO
Editorial Limusa México 1982

Terzaghi Karl y Peck Ralph
MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA
Editorial Ateneo S.A. Barcelona 1980

Schmitt Heinrich
ENCICLOPEDIA DE LA CONSTRUCCION T - 1
CIMENTACION. PROTECCION DE LAS OBRAS PAREDES
Editorial Gustavo Gili S.A. México 1989 212 pag.

Enciclopedia Tecnica de la Construcción
TECNICAS DE CONSTRUCCION
Editores Tecnicos Asociados Barcelona 1982

Kidder Frank y Parquer Harry
MANUAL DEL ARQUITECTO Y DEL CONSTRUCTOR V-1
Uteha México 1989

Calderón Bernardo Arq.
REPARACION Y CONSERVACION DE EDIFICIOS
Tesis Posgrado Fac. de Arquitectura.

Sociedad Mexicana de Macánica de Suelos
CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS DE LA CIUDAD DE
MEXICO
México 1976

TEORIA DE
CIMENTACIONES

PARA ARQUITECTOS

ARQ. DEMETRIO URIAS DONADO SOTOMAYOR

Corona Martinez Jose R. Arq.
CIMENTACIONES EN ZONAS MINADAS DE LA CIUDAD DE
MEXICO
Fac. de Arquitectura Depa Unam, 1987

Cambefort Henry
INYECCION DE SUELOS
Editorial Omega 1968 532 pag.

Toledano Gabriel y Huerta Alberto
NIVELES GEMELOS
Fac. de Arquitectura, Depa Unam 1986

CONSTRUCCION PANAMERICANA
México. abril de 1982

Villalobos Perez Alejandro, Dr.
URBANISMO Y ARQUITECTURA MESOAMERICANA: UNA
PERSPECTIVA
Tesis Doctoral Fac. de Arquitectura Depa, Unam 1991

Graux Daniel
FUNDAMENTOS DE MECANICA DEL SUELO. PROYECTO DE
MUROS Y CIMENTACIONES.
Editores Tecnicos Asociados Barcelona 1970

Dunham Claurence Whiting
CIMENTACION DE ESTRUCTURAS
Editorial Mc Graw Hill New York 1968 774 pag.

Jimenez Salas Justo
GEOTECNIA Y CIMIENTOS
Editorial Rueda Madrid 1971

Hutte
MANUAL DEL INGENIERO T-2
Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona

ENCICLOPEDIA DE LA CONSTRUCCION, ARQUITECTURA E
INGENIERIA
Editorial Oceano Centrum España 1990

INDICE DE GRAFICAS Y FOTOGRAFIAS

- 1 George B. Sowers
INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y
CIMENTACIONES
Editorial Limusa México 1980
- 2 Schultse - Simmer
CIMENTACIONES
Editorial Blume, Barcelona 1970 365 pag.
- 3 M. J. Tomlinson
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMIENTOS
Editorial Urmo Bilbao, España 1979 825 pag.
- 4 G. Baud
TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
Editorial Blume Barcelona
- 5 Zaven Davidian
PILOTES Y CIMENTACIONES SOBRE PILOTES
Editores Técnicos Asociados, S.A. Barcelona 1977
- 6 Achille Petrignanì
TECNOLOGIA DE LA ARQUITECTURA
Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona 1973 538 pag.

- 7** El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area urbana del Valle de México.
Simposio 10 de marzo de 1978.
Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos.
Comision de Aguas del Valle de México.
- 8** Barbará Z., Arq. Fernando
MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION T-1
Editorial Herrero S.A. México 1973
- 9** Hidalgo Bahamontes Angel
CONSTRUCCION DE CIMENTOS
CEAC Barcelona 1984 150 pag.
- 10** Peck Ralph B. , Walter E. Hanson y Thomas H. Thornburn
INGENIERIA DE CIMENTACIONES
Editorial Limusa México 1990 558 pag.
- 11** Fotografías tomadas por Arq. Demetrio U. Donado S.

Puente eje 3 Oriente esq. Xola

Edificio Tribunal Federal Electoral eje 3 ote. esq. Santa Ana.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES

Para el Distrito Federal
Ilustrado y comentado

- Reglamento
- Normas técnicas
- Ilustraciones y comentarios
- Gráficas, planos y lineamientos

CAPÍTULO V**EXCAVACIONES Y CIMENTACIONES**

Art. 264. Para la ejecución de las excavaciones y la construcción de cimentaciones se observarán las disposiciones del Capítulo VIII del Título Sexto de este Reglamento, así como las Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones. En particular se cumplirá lo relativo a las precauciones para que no resulten afectadas las construcciones y predios vecinos ni los servicios públicos.

En especial, véanse los artículos 228 y 231. Se debería presentar el proyecto de precauciones y obras que se harán para no afectar las construcciones colindantes, y el proceso de excavación para evitar la falla de esos cimientos. Si a juicio del D.R.O. la cimentación de algún colindante no ofrece seguridad (por falta de sección, disgregación del material, mala ejecución del cemento, etc.) deberá efectuarse un peritaje acompañado de fotografías y una "fe de hechos" notarial para deslindar responsabilidades futuras.

**NO AFECTAR VECINOS NI SERVICIOS
PÚBLICOS**

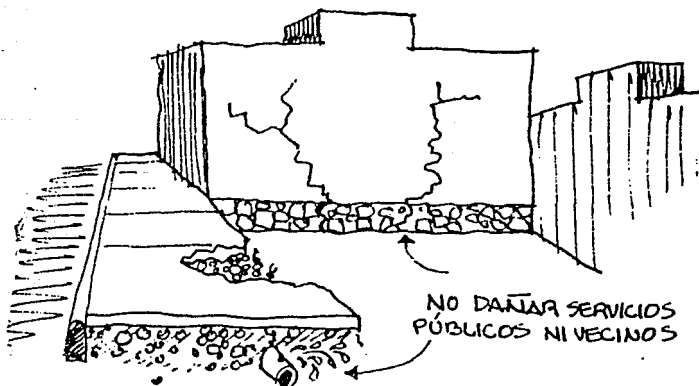
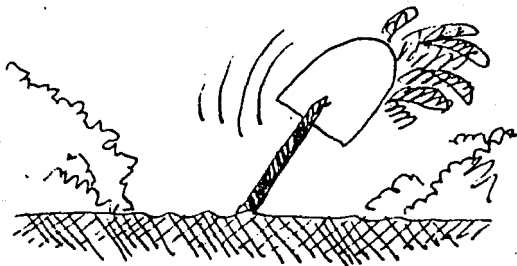


Figura 7.V.264

Art. 265. En la ejecución de las excavaciones se considerarán los estados límite, establecidos en el artículo 228 de este Reglamento.



EN EXCAVACIONES SE
CONSIDERARÁN LOS ESTADOS
LÍMITE

Figura 7.V.265

Art. 266. Si en el proceso de una excavación se encuentran restos fósiles o arqueológicos, se deberá suspender de inmediato la excavación en ese lugar y notificar el hallazgo al Departamento.

En la mayoría de las obras, sobre todo en las ubicadas en el centro histórico o en donde hubo asentamientos prehispánicos (Tacuba, Mixcoac, Churubusco, etc.) se encontrarán restos de alfarería, y en casi ningún caso, excepto cuando son hallazgos mayores, se da aviso a las autoridades respectivas (INAH, D.D.F.), por temor a la suspensión total o parcial de la construcción para que los expertos realicen sus calas y levantamientos y a la clausura total de la obra.

Art. 267. El uso de explosivos en excavaciones quedará condicionado a la autorización de la Secretaría de la Defensa Nacional y a las restricciones y elementos de protección que ordene el Departamento y dicha Dependencia.

El reglamento anterior prohibía el uso de explosivos.

AVISO A AUTORIDAD

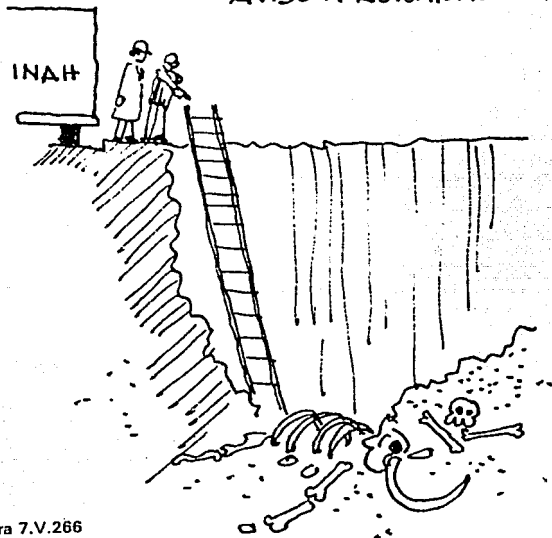


Figura 7.V.266



Figura 7.V.267

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones¹

1. INTRODUCCIÓN

Las presentes Normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirán la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1. Reconocimiento del sitio

En la fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales frías que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de aguas o bajo carga. En el suelo firme se buscarán eviden-

¹ Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, núm. 40, México, D. F., 12 de noviembre de 1987.

cias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en las laderas abruptas. Se presentará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueitos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II de la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo de predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2. Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en la zona I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explotar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

- c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
- Sondeo con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
 - Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencia de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.
 - Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.
 - Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.
 - Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3. Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representan las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de

pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptada la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensaye de campo. Si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

2.4. Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B₁ (véase art. 174, cap. I, Título Sexto) esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

Tabla I. Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

A. Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II o $P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

Zona I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
2. Pozos o cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto o sondeo para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Zona III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 , bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las zonas I y II o,

$P > 120 \text{ m}$ en la zona III

Profundidad de desplante $D_p > 2.5 \text{ m}$

Zona I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras ocurrencias.
2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

Zona II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalle de predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánica de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

Zona III

- Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.
- Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánica de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193 y 223 del Reglamento, en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante estados límites de servicios se hará tomando en cuenta los límites indicados en la Tabla II.

Tabla II. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		Límite
Concepto		
Valor medido en el predio	Construcciones aisladas	30 cm**
Asentamiento	Construcciones colindantes	15 cm
Emersión		30 cm**
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana

Tabla II. (Continuación)

b) <i>Inclinación media</i> <i>Tipo de daño</i>		<i>Límite</i>	<i>Observaciones</i>
Inclinación visible	$100/(100 + 3h) \%$	$h =$ altura de la construcción, en m.	
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 %		En dirección longitudinal.
c) <i>Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas</i>			
<i>Tipo de estructura</i>	<i>Variable que se limita</i>	<i>Límite</i>	
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.006	
Marco de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.004	
Muros de carga de ladrillo recocado o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.002.	
Muros con acabados muy sensible, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.001	
		Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.	
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004	
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015	

* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límite máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.

** En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

3.1. Acciones de diseño

De acuerdo con el artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables (art. 186) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculo de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerarán la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismos, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en el artículo 225 del Reglamento.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto suelo-pilote es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada-no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo. Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño las excentricidades que presente la resultante de las diversas combinaciones de acciones anteriores respecto al centroide del área de cimentación (momento de volteo).

3.2. Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el artículo 194, capítulo III de este Título. Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

1. 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de cimentación desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

2. 0.7 ($1-s/2$), en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluyen las sollicitaciones sísmicas.

3. 0.70 para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3. Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1. Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensibles homogéneos, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c F_R + p_v \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\Sigma Q F_c / A < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_{\gamma} / 2] F_R + p_v \quad (2)$$

donde

$\Sigma Q F_c$, suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

A , área del cimiento, m²

p_v , presión vertical a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m²

\bar{p}_v , presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m²

γ , peso volumétrico del suelo; t/m³

c_u , cohesión aparente, t/m², determinada en ensaye triaxial UU

B , ancho de la cimentación, m

N_c , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 D_r/B + 0.25 B/L)$$

para $D_r/B < 2$ y $B/L < 1$

donde D_r es la profundidad de desplante en m

En caso de que D_r/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

N_q , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_y , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_y = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente N_y se aplicará por $1 - 0.4 (B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_R , factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las presentes normas.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang tan } (\alpha \tan \phi^*) \quad (3)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con capacidad relativa menor de 70%, el coeficiente α será a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación 2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B)(\gamma_m - \gamma') \quad (4)$$

donde

γ' , peso volumétrico sumergido, t/m^3 .

γ_m , peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, t/m^3 .

c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (5)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

d) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el apartado 1 del inciso 3.2.

e) En el caso de cimentaciones desplantadas en el subsuelo estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las

ecuaciones 1 y 2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que señala el apartado 1 del inciso 3.2.

- f) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósito de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptible de presentar total o parcial de resistencia por licuación o de deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecuaciones 1 y 2 deberán tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se muestre a satisfacción del Departamento que es aplicable otro valor.
- g) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras cuerdas, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:
- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
 - Demolición o refuerzo de bóvedas.
 - Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2. Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreñar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda, como se indica en el art. 203 del capítulo de diseño sísmico. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z \quad (6)$$

donde

ΔH asentamiento de un estrato de espesor H .

e_0 relación de vacíos inicial.

Δe Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

Δz espesores de estratos elementos en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

3.4. Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad; según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentaciones y la revisión de los estados límites de servicio, el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada con un factor de carga unitario.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura.

3.4.1. Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

Se presentará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el efecto de sismo.

3.4.2. Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
- Los movimientos diferidos debido al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en 3.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecompensación no será superior a 1.5 t/m^2 , a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

3.4.3. Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el suelo en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 60% de la presión vertical actuante a la misma profundidad. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecarga podrán estimarse por medio de la teoría de elasticidad.

En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmitan dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas, no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5. Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción, es decir aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral, podrán usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

3.5.1. Estados límite de falla

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma Q F_c < R \quad (7)$$

donde

$\Sigma Q F_c$ suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

a) capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si este es el valor que rige, la losa o zapatas y las contrarrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ecuación 8 con $F_R = 1.0$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el inciso 3.3.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas con la ecuación 9.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se haya diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_t = A_L f F_R \quad (8)$$

donde

$F_R = 0.7(1 - s/2)$, factor de resistencia

s relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote

C_f capacidad por adherencia, t

A_L área lateral del pilote, m^2

F adherencia lateral media pilote-suelo, t/m^2

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ecuación 8 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

3.5.2. Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos se calcularán, cuando proceda, como se indica en el artículo 203, capítulo VI de diseño sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas (ver Tabla II RCDF). Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ecuación 8.

3.6. Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colocados en perforación previa.

3.6.1. Estados límite de falla

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad 7, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calculará como sigue:

- Para suelos cohesivos

$$C_p = [c_u N_c^* F_R + p_v] A_p \quad (9)$$

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = [\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v] A_p \quad (10)$$

donde

C_p capacidad por punta, t

A_p área transversal de la pila o del pilote, en m^2

P_v presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2

\bar{p}_v presión vertical efectiva a la misma profundidad, en t/m^2

C_u cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU

N_c^* coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u ángulo de fricción aparente, en grados

N_q^* coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_q^* = N_{\min} + L_e (N_{\max} - N_{\min}) / [4B \tan (45^\circ + \phi/2)]$$

$$\text{cuando } L_e/B \leq 4 \tan (45^\circ + \phi/2), \text{ o bien } N_q^* = N_{\max}$$

$$\text{cuando } L_e/B > 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{\max}	12.5	26	55	132	350
N_{\min}	7	11.5	20	39	78

L_e longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m

B ancho o diámetro de los pilotes, m

ϕ ángulo de fricción interna; en grados, con la definición del apartado (a) del subíndice 3.3.1

F_R factor de resistencia igual a 0.35

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = \{ (B + 0.5) / 2 \cdot B \}^n \quad (11)$$

B diámetro de la base del pilote o pila en metros (> 0.5 m)

n exponentes igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso

- Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor de la ecuación 11 con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{re} = (B + 1) / (2B + 1) \quad (12)$$

- También podrá utilizarse como alternativa a la ecuación 10, una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar, corregida por efecto de escala, como lo indica la expresión 11.

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos horizontales inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.6.2. Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.7. Pruebas de carga en pilotes

Las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta se verificará mediante pruebas de carga si hay incertidumbres excesivas sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación es de los grupos A o B₁. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada.

3.8. Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de Departamento del Distrito Federal. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señaladas en 3.1.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo, y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
- que los hundimientos diferenciales instantáneos más los diferidos calculados con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes normas.
- que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables en términos de las presentes normas.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte e hincado. Los pilotes deberán poder resistir estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte como sin él, en este último caso apoyada sólo en los pilotes.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de excavaciones se considerarán, de acuerdo con el artículo 228, cap. VIII del Reglamento, los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o paredes libres o ademas de la excavación, falla de los cimientos de las construcciones colindantes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

5.1. Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma.

El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de 1.5 t/m² con factor de carga unitario.

a) Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin porte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión en estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes.

b) Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en capa impermeable de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w \quad (13)$$

donde

h espesor de la capa impermeable

- h_v altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable
 γ_w peso volumétrico del agua
 γ_m peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable

Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.

c) Estabilidad de excavaciones ademas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural requerido para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$P_v + \Sigma q F_c < c_u N_c F_R \quad (14)$$

donde

- c_u cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas, t/m²
 N_c coeficiente de capacidad de carga definido en 3.3.1 y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D , su profundidad
 P_v presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, t/m²
 $q F_c$ sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga, t/m²
 F_R factor de resistencia igual a 0.5. Si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada a partir de la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de las excavaciones durante el periodo de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.

d) Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

5.2. Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferencial intolerables en el edificio que se construye.

a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ecuación 6 a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados mediante la teoría de la elasticidad.

En caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles de o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de corte ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCIÓN

Las presentes normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, tabique o concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para tener la masa de suelo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, las sobrecargas de la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Para el análisis de los muros de contención se revisarán los siguientes estados límite: de falla (volteo o deslizamiento del muro, falla de la cimentación del mismo y rotura estructural) y de servicio (asentamiento, giro o deformación excesiva del muro).

6.1. Estados límite de falla

Siempre deberá dotarse a los muros de retención de un drenaje adecuado, dejando un filtro atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semiempírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de tener una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los efectos que se indiquen a continuación.

- Restricciones del movimiento del muro.
Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse del tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario, y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contactos con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos el del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.
- Tipo relleno.
Los rellenos no incluirán materiales desagradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones o estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.
- Compactación de relleno.
Para especificar y controlar en el campo la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiendo vigilarse el espesor y la humedad de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.
- Base del muro.
La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo actuando sobre el pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro, profundizar o ampliar la base del mismo.
La capacidad de carga permisible en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados para cimentaciones superficiales.

6.2. Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

7.1. Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1. Cimentaciones de contacto

El desplante de cualquier cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos.

Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él pueda atacar el concreto o el acero. Asimismo, en el momento del colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

7.1.2. Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberá garantizar que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada tramo de pilote y las juntas entre ellos deben diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

a) Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos

tos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo en el lado estabilizador de la perforación o con derrumbes de la paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), ésta deberá tener una altura mínima de 15 cm en su parte exterior y una altura mínima de 60 grados con la horizontal en su frontera superior.

Otros aspectos a los que deberá presentarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero del refuerzo con relación al tamaño del agregado.

b) Pilotes hincados a persecución

El estudio de mecánica de suelo deberá definir si se requiere perforación previa para facilitar la hinca o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta y de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará con base en dos condiciones: que su energía no sea menor de 0.3 kg-m por cada kilogramo de peso del pilote y que el peso del martillo golpeados no sea menor de 30% del peso del pilote. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoya en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel de terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración y la penetración correspondiente a los últimos 10 golpes.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará mediante nivelaciones si hay emersión de cada pilote inducida por el hincado de los pilotes adyacentes, y en caso afirmativo los pilotes afectados se rehincarán hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hinca de pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de éstos. Si un pilote se rompe o daña estructuralmente durante la hinca, o si, por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada, se extraerá la parte superior del mismo de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

c) Pruebas de carga en pilotes

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba.
- Descripción del pilote y datos obtenidos durante la instalación del mismo.
- Descripción del sistema de carga y del método de prueba.
- Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote.
- Representación gráfica de la curva asentamientos-tiempo para cada incremento de carga.
- Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote y la prueba.

7.2. Excavaciones

7.2.1. Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones se delimitarán con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el inciso 5 de las presentes Normas.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del nivel freático, si éste se halla por encima de la máxima profundidad excavada y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas.

7.2.2. Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación requiera el abatimiento del nivel freático, se extraerá el agua del predio mediante bombeo, siempre que se tomen precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abastecimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría de flujo de agua de suelos. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por la fuerza de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad

garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además deberá asegurarse el funcionamiento interrumpido de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración o
- b) Preservar el estado de esfuerzo del suelo, e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua superficial.

7.2.3. Tablestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colocados in situ (muro Milán). Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el inciso 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser de áncas horizontales o muros perpendiculares colocados en el lugar.

7.2.4. Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurarse que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión que pueda generar la expansión del terreno.

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

Durante la construcción, se realizarán todas las mediciones requeridas para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daños a la propia construcción, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 5 t/m² o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique el Departamento, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligatorio realizar las mediciones que señala el artículo 232 del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO DE CIMENTACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y A LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

1. Introducción

El diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal presentan dificultades muy superiores a las que son usuales en otras ciudades. El diseñador debe estar familiarizado con las peculiaridades geotécnicas y sísmicas del Valle de México. Para ello, es indispensable que, además de contar con los conocimientos básicos de mecánica de suelos (Refs. 1 y 4) estudie con detenimiento la información de las Refs. 2 a 9. Para una introducción concisa al tema, se recomienda la lectura de la Ref. 10. Los comentarios que se presentan a continuación así como la aplicación de los criterios señalados en las referencias indicadas no tienen carácter normativo.

2. Investigación del subsuelo

En las Refs. 11 y 12 se discuten métodos a seguir para la realización de los diferentes tipos de sondeos.

La problemática de las áreas minadas de la zona I y una metodología para detectar y tomar en cuenta en el diseño las cavernas se exponen en la Ref. 6.

En la Ref. 13 se presentan los procedimientos a seguir para realizar los principales ensayos de laboratorio.

Es recomendable que los materiales se clasifiquen con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Ref. 14).

Para la investigación de las condiciones de hundimiento regional, es de utilidad consultar la información publicada en forma periódica por la Comisión de Aguas del Valle de México (Ref. 15). Es necesario tener cuidado en la extrapolación de las tendencias observadas durante las décadas pasadas, pues el hundimiento parece haber presentado variación de velocidad importante en los últimos años (Ref. 16).

3. Revisión de la seguridad de las cimentaciones

El diseño de cimentaciones en suelos y en rocas para condiciones especiales no contempladas en el Reglamento puede realizarse por los procedimientos detallados en las Refs. 17 y 18 respectivamente.

Una discusión de los parámetros del suelo a tomar en cuenta y los métodos para el cálculo de movimientos inmediatos se presenta en la Ref. 19.

En la Ref. 3 se trata el problema de la interacción estática suelo-estructura. En la Ref. 20 se proporciona un método simplificado para tomarla en cuenta.

Resultados relativos a las características dinámicas de las arcillas del Valle de México han sido publicados en las Refs. 3 y 21. El comportamiento de diversos tipos de cimentación durante los sismos de 1985 se describe en la Ref. 9. En las Refs. 3, 22 y 23 se proponen métodos para el cálculo de los asentamientos de una cimentación sobre pilotes de fricción.

Para el análisis de la capacidad de carga de pilotes ante cargas laterales, se pueden consultar las Refs. 17 y 20.

Mediciones de la magnitud de la fricción negativa en las arcillas del Valle de México se presentan en las Refs. 2, 3 y 24.

Los efectos de escala que pueden presentarse en pilas de gran diámetro se analizan en la Ref. 25.

Existen numerosas soluciones teóricas diferentes para los valores de los coeficientes de capacidad de carga de pilotes de punta o pilas. Se ha incluido en el inciso 3.6 una solución que toma en cuenta la longitud empotrada de pilotes en el estrato resistente. Deberá definirse con precaución el ángulo de diseño, ya que tiene gran incidencia en los coeficientes de capacidad de carga.

Los diferentes tipos de cimentaciones especiales comunes (de control, penetrantes, etc.) se describen en las Refs. 26 y 27.

4. Diseño de excavaciones y muros de contención

Los diversos métodos de análisis de estabilidad de excavaciones y muros de contención se describen en la Ref. 28.

Problemas y comportamientos a corto plazo característicos de excavaciones en la zona III se presentan en la Ref. 29.

Los efectos del tiempo sobre la estabilidad de taludes en arcillas del Valle de México se analizan en la Ref. 30.

El diseño del sistema de soporte a base de tablestacas se discute en la Ref. 3. En la Ref. 11 se detalla el análisis de la estabilidad de los muros colados en el lugar. En la Ref. 31 se dan resultados de mediciones de campo en muros de contención colados in situ.

5. Procedimiento constructivo

Para una evaluación de los diversos procedimientos de construcción de cimentaciones profundas, se pueden consultar las Refs. 32 y 33.

Una evaluación de la utilidad y limitaciones del bombeo para realizar excavaciones en las arcillas del Valle, se presenta en la Ref. 34.

6. Referencias

1. Terzaghi, K. y Peck, R. B., *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley, 1967.
2. Marsal, R. J. y Mazari M., *El subsuelo de la Ciudad de México*, Contribución al 1er. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos (Ciudad de México), UNAM, 1959, reeditado (español-inglés) en 1969.
3. Zeevaert, L., *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*, Van Nostrand Reinhold Co., Nueva York, EUA, 1972.
4. Reséndiz D., Springall, G., Rodríguez, J. M. y Esquivel R., *Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones de la Ciudad de México*, Memorias de la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, publicadas por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1970.
5. Nabor Carrillo, *El hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco*, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, 1969, difusión por parte de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
6. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, *Cimentaciones en zonas minadas de la Ciudad de México*, Memoria del simposio celebrado el 12 de marzo de 1976.
7. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, *El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México*, Memoria del simposio celebrado el 10 de marzo de 1978.
8. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, *Simposio Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos*, Memoria del simposio celebrado en la Ciudad de México el 5 de septiembre de 1986.
9. Auvinet, G. y Mendoza, M. J., *Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985*, Ref. 8.
10. Marsal, R. J., *Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal*, Publicación de la Comisión Federal de Electricidad No. 61, 1986.
11. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Departamento del Distrito Federal, *Manual de estudios geotécnicos. Solución subterránea en cajón; Estudio para la tipificación del metro de la Ciudad de México D-08*, 1986.
12. Petróleos Mexicanos, *Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones*, Norma núm. 2.214.05, publicada por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1974.
13. SARH, *Manual de mecánica de suelos*, 1970.
14. Juárez-Badillo, E. y Rico, A., *Mecánica de suelos*, LIMUSA, 1967.
15. Comisión de Aguas del Valle de México, SARH, *Boletines de Mecánica de Suelos*, números 1 a 8.
16. Botas, G. y Téllez, J. B., *Asentamientos regionales en la Ciudad de México*, Memoria del simposio sobre la Mecánica de Suelos y la Geohidrología, celebrado en la Ciudad de México, publicación de la SMMS y la AGM, 1985.
17. Comisión Federal de Electricidad, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.2.4, Cimentaciones en suelos, 1981.
18. Comisión Federal de Electricidad, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.3.3, Cimentaciones en rocas, 1981.
19. Reséndiz, D., Nieto, J. A., Figueroa, J., *The elastic properties of saturated clays from field and laboratory measurements*, Memoria del Tercer Congreso Panameri-

- cano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, págs. 443-446. Caracas, Venezuela, 1967.
20. Comisión Federal de Electricidad, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo C.2.2. Diseño estructural de cimentaciones, 1981.
 21. Romo, M. P. y Jalme, A., *Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo. Primera etapa*, Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1986.
 22. Reséndiz, D. y Auvinet, G., *Analysis of pile foundations in consolidating soils*, Series del Instituto de Ingeniería, E7, UNAM, 1973.
 23. León, J. L. y Reséndiz, D., *Método simplificado para calcular asentamientos de pilotes de fricción*, Series del Instituto de Ingeniería, núm. 420, UNAM, 1979.
 24. Auvinet, G. y Hanell, J. J., *Fricción negativa en pilotes: Estado actual del conocimiento*, Ref. 7, pág. 203, 1978.
 25. Meyertof, G.G., *Scale effects on ultimate pile capacity*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, págs. 797-806, 1983.
 26. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, *Reunión conjunta consultores-constructores de cimentaciones profundas*, Memoria del simposio celebrado en la Ciudad de México en septiembre de 1980.
 27. Informe sobre pilotes de control, formulado por empresas Colinas de Buen, TGC, Tlalli y DIRAC, a solicitud de Teléfonos de México, 1987.
 28. Comisión Federal de Electricidad, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.2.3. Estructuras de Tierra, 1981.
 29. Reséndiz, D. y Zonana, J., *La estabilidad a corto plazo de excavaciones a cielo abierto en la arcilla del Valle de México*, Ref. 5, pág. 203, 1969.
 30. Alberro, J., *Estabilite a long terme des excavations dans la ville de México*, Memoria del Simposio Internacional de Mecánica de Suelos, organizado en Oaxaca, Oax., por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1979.
 31. Alberro, J., *Investigaciones sobre el metropolitano de la Ciudad de México-Mediciones efectuadas en las excavaciones*, Revista Ingeniería, julio-septiembre, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1970.
 32. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, *Cimientos profundos colados en sitio*, Memoria de la Reunión Conjunta ADSC-SMMS, celebrada en la Ciudad de México el 25 de junio de 1976.
 33. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*, 1983.
 34. Reséndiz, D., *Efectos del bombeo electromótico en las arcillas del Valle de México*, Tomo II, págs. 73 a 75, Memoria de la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, 1970.