

31  
2ej

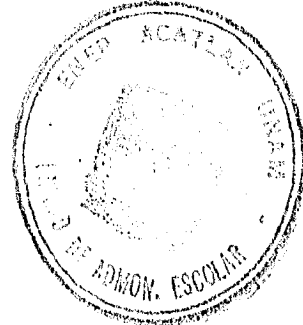


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA

DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLÁN

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES  
DE CIMENTACIONES PROFUNDAS COLADAS EN SITIO



T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
ADAN RAMOS BAUTISTA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ACATLÁN EDO. MEX. 1996

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. ADÁN RAMOS BAUTISTA  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.  
PRESENTE

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 23 de Abril de 1996 me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis titulado "DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CIMENTACIONES PROFUNDAS COLADAS EN SITIO" que el cual se desarrollara como sigue:

INTRODUCCION.

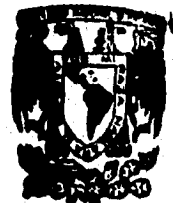
- I. GENERALIDADES SOBRE CIMENTACIONES.
- II. ESTUDIOS PREVIOS A LA OBRA.
- III. GENERALIDADES SOBRE DISEÑO DE CIMENTACIONES COLADAS EN SITIO.
- IV. MAQUINARIA DE USO COMUN EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.
- V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.
- VI. CONTROL DE CALIDAD DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO.
- VII. EJEMPLOS DE OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL CON ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CIMENTACIONES PROFUNDAS COLADAS EN SITIO.

CONCLUSIONES.

Al mismo fue designado como asesor de tesis el ING. JORGE URIARTE GARCÍA. Ruego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el titulo del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
Acatlán Edo. de México a 1 de Octubre de 1996

Ing. Carlos Rosales Aguilar.  
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP-ACATLÁN  
JEFATURA DEL  
PROGRAMA DE INGENIERÍA

"EN MI LARGA VIDA HE APRENDIDO UNA COSA: QUE TODA NUESTRA CIENCIA, COMPARADA CON LA REALIDAD, ES PRIMITIVA E INFANTIL Y QUE, A PESAR DE TODO, ES LO MAS VALIOSO QUE TENEMOS."

ALBERT EINSTEIN.

"EN UN PRINCIPIO FUÉ EL MITO. ASI COMO EL GRAN DIOS INSPIRABA LAS ALMAS DE LOS INDIOS, GRIEGOS Y GERMANOS, ANHELANTES DE EXPRESIÓN, VUELVE TAMBIEN A INSPIRAR DIARIAMENTE EL ALMA DE CADA NIÑO."

HERMANN HESSE.

NO PUEDO DEJAR DE AGRADECER A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO Y EN ESPECIAL A LA ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLÁN, LA FORMACIÓN QUE DE ÉLLA HE RECIBIDO, ASÍ COMO A MIS PROFESORES, CUYAS ENSEÑANZAS Y EJEMPLO HAN MARCADO EN MI VIDA EL CAMINO A SEGUIR.

AGRADEZCO A MI ASESOR EL ING. JORGE URIARTE GARCÍA EL TIEMPO, LA ATINADA DIRECCIÓN Y AYUDA PARA LA REALIZACIÓN DE ESTA TESIS.

AGRADEZCO AL ING. GERMÁN MANCILLA LUNA Y AL GRUPO ICA EL APOYO BRINDADO PARA LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO, ASÍ COMO EL HABERME BRINDADO EL GUSTO DE LABORAR BAJO SUS ORDENES Y APRENDER A SU LADO.

LO LOGRADO POR CUALQUIER SER HUMANO, NO TIENE RAZÓN DE SER O VALOR ALGUNO, SI LO HECHO POR ÉL, NO ES COMPARTIDO Y DISFRUTADO POR LOS DEMÁS. DE ESTA MANERA COMPARTO Y AGRADEZCO A LAS PERSONAS QUE SIEMPRE ME HAN APOYADO, TANTO EN MIS ERRORES, COMO EN MIS ACIERTOS; A MIS PADRES: EL SEÑOR JOSÉ GUADALUPE RAMOS CÁRDENAS ( EN SU MEMORIA ) Y LA SEÑORA ELVIRA BAUTISTA RAMÍREZ, CUYO EJEMPLO ME HAN ENSEÑADO QUE LO QUE SE DESEA SE PUEDE ALCANZAR. A MIS HERMANOS:

MIGUEL

EULALIA

AVELINA

ROSAURA

ELIGIO

GUADALUPE

BEATRIZ

RAYMUNDO

ROBERTO.

A MIS AMIGOS Y AMIGAS CON LOS QUE HE PASADO Y SIGO PASANDO GRATOS MOMENTOS, MOMENTOS LLENOS DE APRENDIZAJE Y REFLEXION, COMPLEMENTANDO DE ESTA MANERA LOS VACIOS DE MI VIDA.

DOY GRACIAS A DIOS JEHOVÁ POR HABER PUESTO EN CAMINO A MARÍA ELENA (MÁS DE LA MITAD DE MI VIDA LA HE COMPARTIDO CONTIGO) Y DE CONOCER EL GUSTO ESENCIAL DE LA VIDA, EL SER PADRE: PARA AXEL Y ALDO RAMOS HERNÁNDEZ CON TODO MI AMOR.

**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE  
CIMENTACIONES PROFUNDAS COLADAS EN SITIO**

**ÍNDICE GENERAL.**

	<b>INTRODUCCIÓN.</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 1.</b>	<b>GENERALIDADES SOBRE CIMENTACIONES.</b>	<b>2</b>
1.1	TIPOS DE CIMENTACIONES.	4
1.1.1	CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	4
1.1.2	CIMENTACIONES PROFUNDAS.	6
1.2	CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.	6
1.2.1	SEGÚN SU GEOMETRÍA Y DIMENSIÓN DE SU SECCIÓN TRANSVERSAL.	6
1.2.2	SEGÚN EL MATERIAL DE QUE ESTÁN FABRICADAS.	11
1.2.3	SEGÚN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	12
1.2.3.1	CON DESPLAZAMIENTO.	12
1.2.3.2	CON POCO DESPLAZAMIENTO.	12
1.2.3.3	SIN DESPLAZAMIENTO.	18
1.2.4	SEGÚN COMO TRANSMITAN LAS CARGAS.	18
1.2.4.1	PILAS Y PILOTES POR PUNTA.	18
1.2.4.2	PILOTES DE FRICCIÓN.	19
1.2.4.3	PILOTES DE ANCLAJE.	19
1.2.4.4	PILAS Y PILOTES VERTICALES CON CARGA HORIZONTAL.	19
<b>CAPÍTULO 2.</b>	<b>ESTUDIOS PREVIOS A LA OBRA.</b>	<b>22</b>
2.1	ESTUDIOS PRELIMINARES.	23
2.1.1	RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DISPONIBLE.	23
2.1.2	ESTUDIO AEROFOTOGRAMÉTRICO.	26
2.1.3	RECORRIDO DE CAMPO Y EVALUACIÓN DEL SITIO.	26
2.2	ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.	26
2.2.1	LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO.	26
2.2.2	EXPLORACIÓN GEOFÍSICA.	28
2.2.3	PRUEBAS DE PENETRACIÓN.	34
2.2.4	OBTENCIÓN DE MUESTRAS.	44
2.3	ESTUDIOS Y ENSAYES DE LABORATORIO.	47
2.3.1	EN SUELOS COHESIVOS.	47
2.3.2	EN SUELOS GRANULARES.	48
2.4	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SUELOS PARA CIMENTACIONES.	48
2.4.1	LECHOS ROCOSOS.	48
2.4.2	ROCAS SEDIMENTARIAS.	49
2.4.3	ROCAS METAMÓRFICAS.	49
2.4.4	ARENAS DE GRANO ANGULOSO, SEMIANGULOSO Y REDONDEADO.	49
2.4.5	LIMOS.	49
2.4.6	ARCILLAS.	50
2.4.7	SUELOS EXPANSIVOS.	50
2.4.8	TEPETATE.	50

<b>CAPÍTULO 3.</b>	<b>GENERALIDADES SOBRE DISEÑO DE CIMENTACIONES COLADAS EN SITIO.</b>	<b>51</b>
3.1	DISEÑO GEOTÉCNICO.	52
3.1.1	CIMENTACIONES PROFUNDAS EN ROCA.	53
3.1.2	CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS GRANULARES.	58
3.1.3	CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS COHESIVOS.	62
3.2	DISEÑO ESTRUCTURAL.	69
3.2.1	CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES COLADAS 'IN SITU'.	71
3.2.2	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO.	72
3.3	DISEÑO SÍSMICO.	83
3.3.1	REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DEL PAÍS.	86
3.3.2	REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DEL DISTRITO FEDERAL.	89
<b>CAPÍTULO 4.</b>	<b>MAQUINARIA DE USO COMÚN EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.</b>	<b>97</b>
4.1	DESCRIPCIÓN DE MAQUINARIA Y EQUIPOS.	97
4.1.1	MAQUINARIA MENOR.	97
4.1.2	MAQUINARIA MAYOR.	98
4.2	PROGRAMA DE UTILIZACIÓN DE MAQUINARIA.	117
4.2.1	CÁLCULO DE RENTA MENSUAL DE MAQUINARIA.	117
4.2.2	INTEGRACIÓN DEL COSTO HORARIO.	119
4.2.3	RENDIMIENTOS PROMEDIO.	123
4.2.4	CÁLCULO DE PRODUCCIÓN Y DEL COSTO HORARIO.	125
4.2.5	CONTROL DE COSTOS DE MAQUINARIA EN OBRA.	129
4.3	PROGRAMA DE MANTENIMIENTO.	132
4.3.1	MANTENIMIENTO PREVENTIVO MENOR.	132
4.3.2	MANTENIMIENTO PREVENTIVO MAYOR.	132
4.3.3	MANTENIMIENTO PREDICTIVO.	142
4.3.4	MANTENIMIENTO CORRECTIVO.	143
<b>CAPÍTULO 5.</b>	<b>PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.</b>	<b>165</b>
5.1	PILAS DE CIMENTACIÓN.	165
5.1.1	PERFORACIÓN.	166
5.1.1.1	EN SUELOS ESTABLES O COHESIVOS.	168
5.1.1.1.1	CON PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA.	168
5.1.1.1.2	SIN PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA.	169
5.1.1.1.3	PRESENCIA DE LENTES DE ARENA COMPACTA.	169
5.1.1.1.4	CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS.	170
5.1.1.2	EN SUELOS INESTABLES O GRANULARES.	175
5.1.1.2.1	CON PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA.	175
5.1.1.2.2	SIN PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA.	178
5.1.1.2.3	PRESENCIA DE BOLEOS DE GRAN DIÁMETRO.	176
5.1.1.2.4	CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS.	177
5.1.2	COLADO DEL ELEMENTO.	182
5.1.2.1	COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO (ARMADO).	182
5.1.2.1.1	ANTES DEL COLADO.	182
5.1.2.1.2	DESPUÉS DEL COLADO.	183
5.1.2.2	COLOCACIÓN DEL CONCRETO.	183
5.1.2.2.1	EN PERFORACIÓN CON AGUA O LODO.	185
5.1.2.2.2	EN PERFORACIÓN SECA.	186



5.2	MUROS MILÁN.	193
5.2.1	CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL GUÍA PARA EQUIPO GUIADO.	193
5.2.2	EXCAVACIÓN DEL TABLERO.	197
5.2.2.1	SIN CAÍDOS.	198
5.2.2.2	CON CAÍDOS.	198
5.2.3	COLOCACIÓN DE JUNTAS Y ARMADO.	199
5.2.4	COLADO DEL ELEMENTO.	212
5.2.5	SECUENCIA RESUMIDA DE LOS TRABAJOS.	215

**CAPITULO 6. CONTROL DE CALIDAD DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO.220**

6.1	LODOS BENTONÍTICOS.	220
6.2	ACERO DE REFUERZO Y SOLDADURA.	226
6.3	CONCRETO Y SUS AGREGADOS.	232
6.4	IMPERMEABILIZANTES Y ADITIVOS.	241
6.5	SUPERVISIÓN Y CONTROL DE CALIDAD TÉCNICO (POSIBLES PROBLEMAS Y SUS SOLUCIONES).	244

**CAPITULO 7. EJEMPLOS DE OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL CON  
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CIMENTACIONES  
PROFUNDAS COLADAS EN SITIO. 247**

**CONCLUSIONES. 263**

**BIBLIOGRAFÍA. 266**

## INTRODUCCIÓN

EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MÉXICO, PRESENTA GRANDES DIFICULTADES, GENERALMENTE MUY SUPERIORES A LAS QUE SE PUEDAN DAR EN OTRAS CIUDADES DE MÉXICO Y EL RESTO DEL MUNDO. LAS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS GRANDES DEPÓSITOS LACUSTRES DEL VALLE DE MÉXICO, EL FENÓMENO DEL HUNDIMIENTO DEL TERRENO DEBIDO A LA GRAN SOBREEXPLOTACIÓN DE LOS MANTOS ACUÍFEROS SUBTERRÁNEOS Y LA SISMICIDAD DE LA ZONA DONDE SE ENCUENTRA ENCLAVADA (INDUCIDA POR PERTURBACIONES EN SU VECINDAD O A DISTANCIA), SON LOS FACTORES PRINCIPALES QUE INFLUYEN SIGNIFICATIVAMENTE EN EL DISEÑO DE CUALQUIER ESTRUCTURA, ASÍ COMO, EN SU CIMENTACIÓN.

UN PUNTO IMPORTANTE QUE LIGA TODO LO ANTERIOR ES LA CONSTRUCCIÓN Y LOS MÉTODOS UTILIZADOS, YA QUE LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS SON DETERMINANTES EN LA CONSTRUCCIÓN Y FUTURO COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN, A LO LARGO DEL TRABAJO SE HACE HINCAPIÉ EN LAS VENTAJAS QUE EL MÉTODO CONSTRUCTIVO DE COLAR EN SITIO A LOS ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN PROFUNDA TIENE SOBRE OTROS TIPOS DE CIMENTACIONES.

EN LA ACTUALIDAD NO ES SUFICIENTE DISEÑAR UNA CIMENTACIÓN BAJO LOS LINEAMIENTOS GEOTÉCNICOS EXCLUSIVAMENTE, DEBE CONTEMPLARSE SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL BAJO CARGAS SÍSMICAS EXTREMAS, ASÍ LOS EFECTOS DE SOBRECARGA QUE SE GENERA CON EL FENÓMENO DE FRICCIÓN NEGATIVA. SE DEBE TENER EN CUENTA TODA LA INFORMACIÓN ESTADÍSTICA POSIBLE Y NO DEJAR COMO MERO REQUISITO A LOS ESTUDIOS PRELIMINARES Y CONDICIONES GEOTÉCNICAS DE LA ZONA DONDE SE PIENSA CONSTRUIR, YA QUE ESTO CONSTITUYE UNA LABOR COMPLEJA Y DELICADA QUE DETERMINA LOS PARÁMETROS DE DISEÑO DE CUALQUIER ESTRUCTURA POR CONSTRUIR.

LOS SISMOS DE 1985 DIERON EVIDENCIAS DE LAS CONDICIONES DE DISEÑO MAL DETERMINADAS, O QUE PARTÍAN DE INFORMACIÓN DIFERIDA DE ALGUNOS PROYECTOS ANTERIORES, NUNCA CONSIDERANDO SOLICITACIONES DINÁMICAS DE ORIGEN SÍSMICO. SE DIERON CASOS DE GRANDES DEFORMACIONES Y DE FALLAS DEL SUELO, SI BIEN FUERON EN MENOR PORCENTAJE LAS ESTRUCTURAS QUE FALLARON POR ESTE CONCEPTO, FUERON SUFICIENTES PARA DEJAR EN CLARO LA NECESIDAD DE DAR AL DISEÑO SÍSMICO DE LAS CIMENTACIONES LA IMPORTANCIA QUE EN TIEMPOS PASADOS NO SE HABÍA DADO.

SE SABE POR EXPERIENCIA QUE LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS COLADAS EN EL LUGAR PUEDEN CAMBIAR EN CIERTO GRADO LOS PARÁMETROS DE DISEÑO (REF. 5). ES MUY IMPORTANTE QUE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE LAS PILAS SE PROCURE CONSERVAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO QUE ALBERGARA A LA CIMENTACIÓN Y DE SER POSIBLE MEJORARLAS, PARA TENER LA SEGURIDAD QUE DICHA CIMENTACIÓN TENDRÁ UN CORRECTO COMPORTAMIENTO.

EL CÁLCULO Y DISEÑO DE LOS MUROS COLADOS EN SITIO NO QUEDA OMITIDO EN ESTE TRABAJO, YA QUE A LOS MUROS SE LES CALCULA COMO PILAS CORRIDAS Y SOMETIDAS A FUERZAS EN VARIAS DIRECCIONES, DEBIDA A LOS EMPUJES DEL SUELO POR RETENER CON SU CORRESPONDIENTE CARGA HIDRÁULICA, COMO ELEMENTO DE CONTENCIÓN SE PUEDE UTILIZAR CUALQUIER MÉTODO DE CÁLCULO ACEPTADO POR EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y QUE PUEDA EVITAR CUALQUIER MAL COMPORTAMIENTO O FALLA, YA SEA DE FONDO O POR VOLTEO (EL VOLTEO ES EVITADO PRINCIPALMENTE POR UN CORRECTO TROQUELAMIENTO O ANCLAJE).

## CAPITULO 1. GENERALIDADES SOBRE CIMENTACIONES.

OBJETIVO EN ESTE CAPITULO SE DARÁ UNA BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE CIMENTACIONES, ASÍ COMO , SUS DIFERENCIAS QUE CARACTERIZAN A CADA TIPO DE ÉSTAS, EN LA FIG. 1.1 Y 1.2 SE MUESTRAN COMO SE CLASIFICAN LAS CIMENTACIONES EN FUNCIÓN DE SU DIMENSIÓN Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

EN EL CAMPO DE LA INGENIERÍA AL HABLAR DE CIMENTACIONES EN GENERAL, (SUPERFICIALES, COMPENSADAS, PROFUNDAS, ETC.) EN LO QUE SE REFIERE A SU CONSTRUCCIÓN Y DISEÑO, ES HABLAR DE LA APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE CAPACIDAD DE CARGA, ASÍ COMO DE LOS TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN QUE DE ELLOS SE DESPRENDE.

LA CAPACIDAD DE CARGA COMO TEORÍA SE FUNDAMENTA EN EL ÁREA DE LA MATEMÁTICAS APLICADAS Y LA MECÁNICA DEL MEDIO CONTINUO (REF. I VOL.II CAP. VI ). PERO ES LA MECÁNICA DE SUELOS LA ENCARGADA DE DAR APLICACIONES INGENIERILES A DICHA TEORÍA, SIN EMBARGO LA MECÁNICA DE SUELOS NO SOLO PUEDE APOYARSE EN ELEMENTOS TEÓRICOS Y FORMALES, YA QUE MUCHAS DE LAS TEORÍAS ACTUALMENTE CONOCIDAS SE HAN VISTO RESPALDADAS Y COMPLEMENTADAS POR EXPERIENCIAS Y APLICACIONES EN CAMPO; DE ESTA MANERA SE CREA UNA CORRESPONDENCIA ENTRE INVESTIGADORES, DISEÑADORES Y CONSTRUCTORES.

SE DICE QUE SON CIMENTACIONES TODO AQUEL ELEMENTO ESTRUCTURAL QUE TRANSMITE LAS CARGAS ORIGINADAS POR UNA SUPERESTRUCTURA (D CUERPO DEL EDIFICIO EN CUESTIÓN) A LA MASA TÉRREA QUE LO SOSTENDRÁ , COMÚNMENTE LLAMADO ESTRATO DE APOYO. ES ASÍ QUE LA CIMENTACIÓN CUENTA CON DOS PARTES: LA PARTE SUPERIOR, COLINDANTE CON LA SUPERESTRUCTURA (DADO O ZAPATA) Y LA PARTE QUE SE ENCUENTRA EN CONTACTO DIRECTO CON EL SUELO (INFRAESTRUCTURA). DE ÉSTA ÚLTIMA SE PUEDEN CLASIFICAR LAS CIMENTACIONES PARTIENDO DE SUS CARACTERÍSTICAS Y TIPO DE CIMENTACIÓN REQUERIDA (FIG. 1.1) O DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE RESPECTO A SU ANCHO (FIG. 1.2).

LA FUNCIÓN PRINCIPAL QUE TODA CIMENTACIÓN DEBE CUMPLIR ES TRANSMITIR LAS CARGAS AL SUELO DE APOYO, PERO SIEMPRE TOMANDO EN CUENTA QUE DICHO SUELO ES CAPAZ DE SOPORTAR LA CARGA EN CUESTIÓN; CON ESTO SE PRETENDE DECIR QUE EL SUELO NO FALLARA AL SOPORTAR CUALQUIER ESTRUCTURA CON UNA CARGA DETERMINADA, EVITANDO CON ESTO LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES QUE SON LOS RESPONSABLES DIRECTOS DE QUE ESTA ESTRUCTURA SE DAÑE.

EN ALGUNOS CASOS LA CIMENTACIÓN TENDRÁ QUE TRABAJAR EN FORMA HORIZONTAL, EVITANDO CON ESTO LA TENDENCIA AL VOLTEO Y SEGÚN LA NATURALEZA DE LA ESTRUCTURA MAS UNA SERIE DE FACTORES TALES COMO:

FUERZAS EÓLICAS

FUERZAS SÍSMICAS

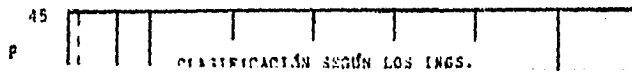
OLEAJES

EMPUJE DE SUELOS, ETC

ESTAS SON LAS FUERZAS QUE COMÚNMENTE SE CONSIDERAN, PERO EXISTEN CASOS EN QUE SE TENDRÁ QUE CONSIDERAR PARA EFECTOS DE DISEÑO, FUERZAS DINÁMICAS DE GRAN MAGNITUD (EN EL CASO DE EDIFICIOS DESTINADOS A MAQUINARIA INDUSTRIAL DE GRAN PESO Y MOVIMIENTO), ADEMÁS DEL CLIMA REINANTE DEL LUGAR (AGENTES EROSIONANTES MAS LA TEMPERATURA Y SUS CAMBIOS EXTREMOS).

TIPO DE CIMENTACIÓN			PROFUNDAS		SOHERAS		
ESTRUCTURA	MAGNITUD DE LA CARGA	GRANDE	CLASIFICACIÓN SEGUN EL ING.			ENRIQUEZ.	TANEZ.
		MEDIA					
		CHICA					
			PILOTES Y PILLAS	CADENES	LOSAS	ZAPATAS	
RESISTENCIA			HUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	HUY ALTA
COMPRESIBILIDAD			HUY ALTA	ALTA	MEDIA	BAJA	HUY BAJA
TIPO DE SUELO							

FIG. 1.1 SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN SEGUN SUS CARACTERÍSTICAS (REF. 12)



TIPO DE CIMENTACIÓN			PROFUNDAS		SOMERAS		
E S T R U C T U R A	M A G N I T U D D E L A C A R G A	G R A N D E	CLASIFICACIÓN SEGÚN EL ING. PILOTES Y PILAS		ENRRIQUE	TAMEZ.	
		M E D I A					
		C H I C A	CAJONES		LOSAS	ZAPATAS	
RESISTENCIA			MUY BAJA	BAJA	MEDIA	ALTA	MUY ALTA
COMPRESIBILIDAD			MUY ALTA	ALTA	MEDIA	BAJA	MUY BAJA
TIPO DE SUELO							

FIG. 1.1 SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN SEGÚN SUS CARACTERÍSTICAS (REF. 12)

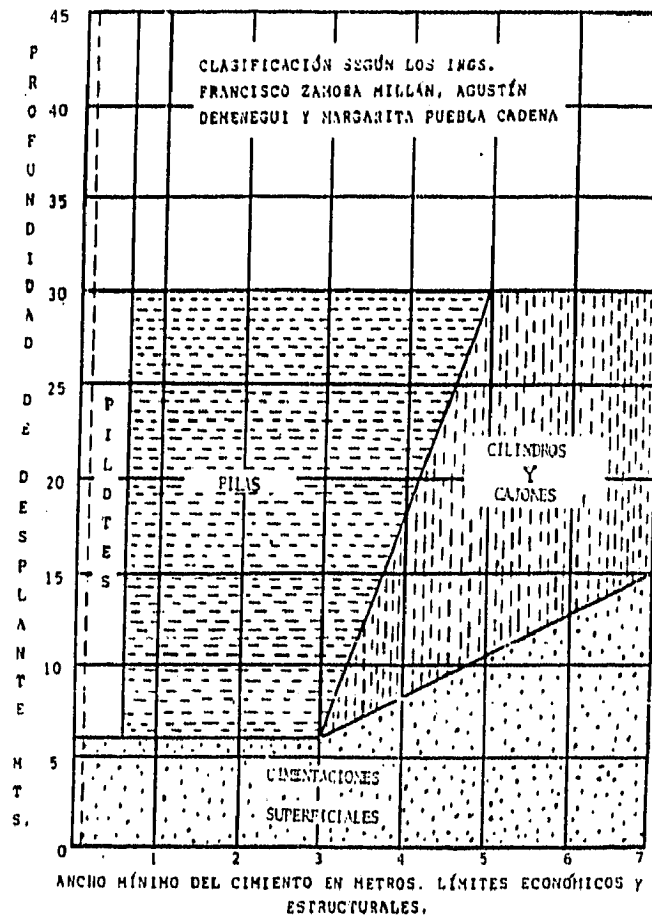


FIG. 1.2 CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES EN FUNCIÓN DE SU ANCHO VS PROF. (REF.15)

## 1.1 TIPOS DE CIMENTACIONES.

### 1.1.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL ES AQUELLA ESTRUCTURA QUE TRANSMITE POR PRESIÓN BAJO SU BASE, ESFUERZOS O CARGAS DIRECTAS AL SUELO. EN ESTE TIPO DE CIMENTACIONES Y COMO CARACTERÍSTICA IMPORTANTE EN EL DISEÑO, NO SE CONSIDERAN LOS ROZAMIENTOS LATERALES, YA QUE GENERALMENTE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE NO SUPERA AL DOBLE DEL ANCHO DE DICHA CIMENTACIÓN.

A ESTE TIPO DE CIMENTACIONES TAMBIÉN SE LES CONOCE COMO CIMENTACIONES DIRECTAS, YA QUE DESCANSAN DIRECTAMENTE SOBRE EL SUELO DE DESPLANTE, CASI COMPLETAMENTE INALTERADO; LA EXCAVACIÓN DE DESPLANTE NO ALTERA LAS CONDICIONES DEL GRAN GROSOR DEL ESTRATO DE APOYO.

LA CIMENTACIÓN COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL, ES LA AMPLIACIÓN DE LA BASE DE UNA COLUMNA O UN MURO. EL ELEMENTO QUE SOPORTA UNA COLUMNA DE MANERA INDIVIDUAL, SE LE NOMBRA ZAPATA AISLADA; CUANDO LA ZAPATA TIENE QUE SOPORTAR UN MURO SE LE CONOCE COMO ZAPATA CORRIDA Y CUANDO TIENE QUE SOPORTAR VARIAS COLUMNAS SE LE CONOCE COMO ZAPATA COMBINADA (VER FIG. 1.3).

CUANDO EL DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA CIMENTACIÓN REQUIERE DE UNA GRAN ÁREA DE APOYO LAS ZAPATAS SON SUSTITUIDAS POR LOSAS CORRIDAS DE CIMENTACIÓN. A CONTINUACIÓN SE ILUSTRAN LOS DIFERENTES TIPOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN LA FIG. 1.3.

CUANDO LA RESISTENCIA DEL TERRENO SEAN MUY BAJAS O LAS CARGAS SEAN MUY ALTAS, LAS ÁREAS REQUERIDAS PARA APOYAR LA CIMENTACIÓN DEBE AUMENTARSE, ASÍ COMO SU PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, LLEGANDO A EMPLEAR CAJONES SEMIPROFUNDOS DE CIMENTACIÓN EN SUSTITUCIÓN DE LAS LOSAS (REF. I, VOL. II, CAP. VIII).

EN CASOS ESPECIALES QUE LAS SOLICITACIONES DE DISEÑO SEAN MAYORES Y SUPERAN A LA CAPACIDAD DEL SUELO, AUN UTILIZANDO LOSAS Y CAJONES SEMIPROFUNDOS DE CIMENTACIÓN, OTRA SOLUCIÓN ES LA UTILIZACIÓN DE CIMENTACIONES COMPENSADAS. LAS CIMENTACIONES COMPENSADAS O COMPENSADAS PARCIALMENTE SON CAJONES DESPLANTADOS A UNA PROFUNDIDAD EN QUE SE PUEDAN CONSIDERAR UN PUNTO DE EQUILIBRIO ENTRE LAS CARGAS ( $q$ ) QUE SE TRANSMITEN AL SUELO Y EL VOLUMEN EXCAVADO ( $\delta$  m) A UNA DETERMINADA PROFUNDIDAD ( $D$ ), A ESTO SE LE CONOCE COMO 'PRINCIPIO DE FLOTACIÓN'.

$$q=p \text{ SIENDO } p=\delta mD$$

UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA REQUIERE DE UNA EXCAVACIÓN PARA RETIRAR UN PESO DE MATERIAL DEL SUELO APROXIMADAMENTE EQUIVALENTE AL PESO TOTAL DEL EDIFICIO EN CUESTIÓN (REF. 3 CAP. I).

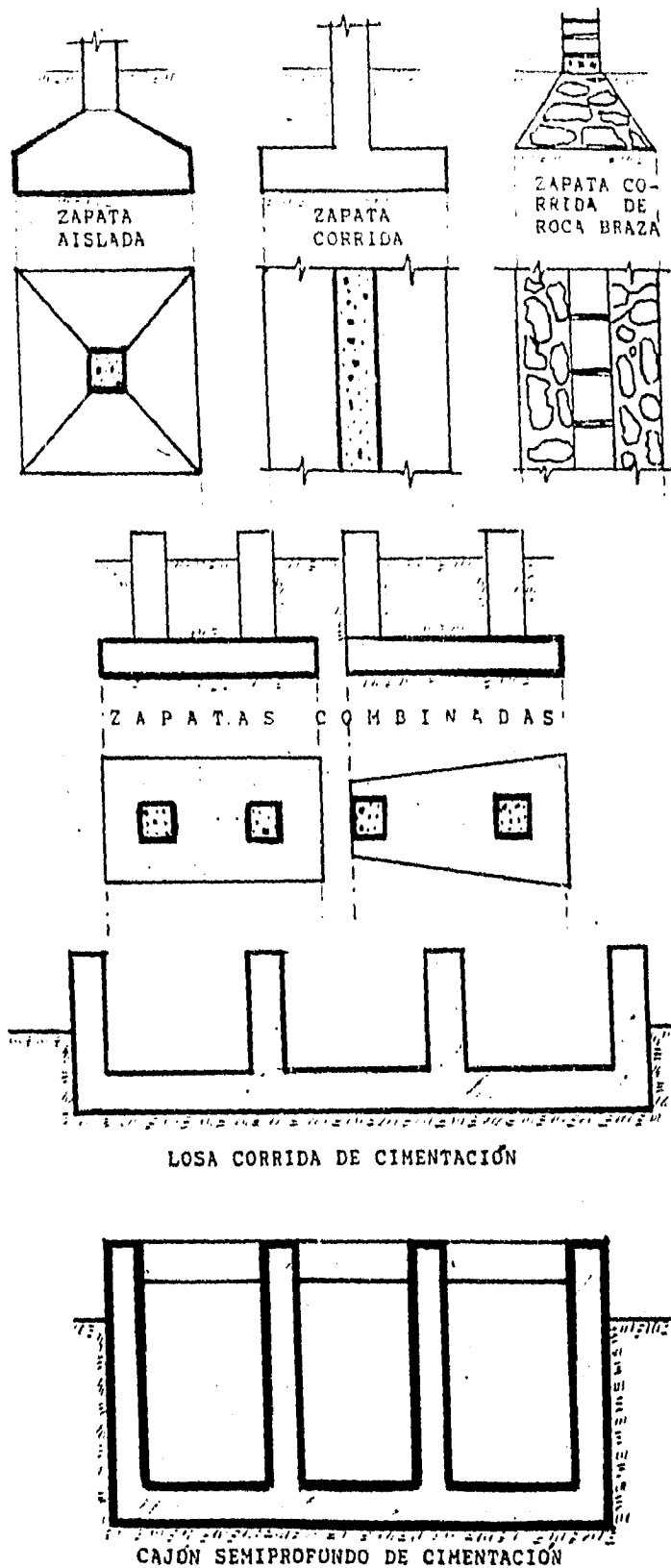


FIG. 1.3 TIPOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES DE USO MÁS COMÚN.

### 1.1.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS.

UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA ES AQUELLA QUE TRANSMITE CARGAS A ESTRATOS DE SUELO RESISTENTE QUE NO SE ENCUENTRAN A POCA PROFUNDIDAD, YA SEA POR APOYO DIRECTO EN ESTRATO RESISTENTE -PILAS O PILOTES POR PUNTA- O POR LA FRICCIÓN LATERAL QUE SE GENERA ENTRE EL SUELO Y LA CIMENTACIÓN - PILOTES DE FRICCIÓN - ( VER FIG. 1.4, 1.15 Y 1.17).

EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PILAS Y PILOTES INTERVIENEN FUNDAMENTALMENTE TRES VARIABLES: 1) LA FORMA EN QUE SE TRANSMITEN LAS CARGA AL SUBSUELO, 2) EL MATERIAL CON QUE ESTÁN FABRICADOS Y 3) SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ( REF. 6 CAP. 1).

TODO LO ANTERIOR QUEDA SUJETO A LA INFLUENCIA DE FACTORES ECONÓMICOS, COMO LOS COSTOS RELATIVOS DE LA MANO DE OBRA Y DE LOS MATERIALES, ASÍ COMO DEL LIMITANTE QUE SE PRESENTA CONSTANTEMENTE EN MÉXICO: SIENDO ESTE LA FALTA DE MAQUINARIA Y EQUIPOS ACTUALIZADOS EN LA MAYORÍA DE LAS EMPRESAS NACIONALES.

## 1.2 CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

### 1.2.1 SEGÚN LA GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DE SU SECCIÓN TRANSVERSAL.

EN LOS LIBROS QUE SE UTILIZAN A LO LARGO DE LA FORMACIÓN PROFESIONAL DEL INGENIERO CIVIL (AL MENOS EN MÉXICO), SE DICE QUE UN PILOTE ES UN ELEMENTO ESBELTO CUYA SECCIÓN TRANSVERSAL VARIA DE 0.3M. A 1.0M.

DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DE SU SECCIÓN TRANSVERSAL, LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS GENERALMENTE SE DIVIDEN EN PILOTES Y PILAS:

1) PILOTES, CUANDO SU DIÁMETRO O DIAGONAL (EN PILOTES CUADRADOS) SEA MENOR O IGUAL A 0.60 M Y PREFABRICADO;

2) PILAS, CUANDO SU DIÁMETRO O ANCHO (EN PILAS OBLONGAS O RECTANGULARES) SEA MAYOR A 0.60 M Y EL COLADO SEA EN SITIO.

LA CLASIFICACIÓN ANTERIOR ES TAN SOLO UN CONVENCIONALISMO Y NO UNA REGLA TÉCNICA QUE TENGA QUE CUMPLIRSE, YA QUE EN LA PRÁCTICA PROFESIONAL (PERSONAL) SE HAN DADO CASOS DE PILOTES PREFABRICADOS DE CONCRETO ARMADO DE HASTA 1.00M HINCADOS CON MARTINETE DIESEL DE DOBLE EFECTO Y PILOTES COLADOS EN SITIO DE 0.20 M, 0.30 M, ETC. POR INYECCIÓN DE LODOS, FRAGANTES (VER FIG. 1.10)

EN EL ÁREA DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EL TERMINO DE "PILA" TIENE DOS SIGNIFICADOS DIFERENTES, PRIMERAMENTE, SE DICE QUE UNA PILA ES UN ELEMENTO ESTRUCTURAL SUBTERRÁNEO QUE TIENE LA MISMA FUNCIÓN QUE UNA ZAPATA, ES DECIR, TRANSMITE LAS CARGAS A UN ESTRATO CAPAZ DE SOPORTARLAS, SIN PELIGRO DE QUE FALLE NI DE QUE SUFRA UN ASENTAMIENTO EXCESIVO. LO QUE HACE LA DIFERENCIA ES LA RELACIÓN DE PROFUNDIDAD CON EL ANCHO DE LA BASE EN PILAS; ESTA RELACIÓN DEBE DE SER MAYOR DE CUATRO MIENTRAS QUE EN ZAPATAS ESTA RELACIÓN NUNCA LLEGA A SER MAYOR A DOS. ADEMÁS EN PILAS EL CUERPO DEL ELEMENTO PUEDE SER RECTO O TENER CAMPANA, DANDO CON ESTA AMPLIACIÓN EN LA BASE, MUCHO MAS CAPACIDAD DE CARGA ESTRUCTURAL EN EL CIMENTO. ( REF. 2).



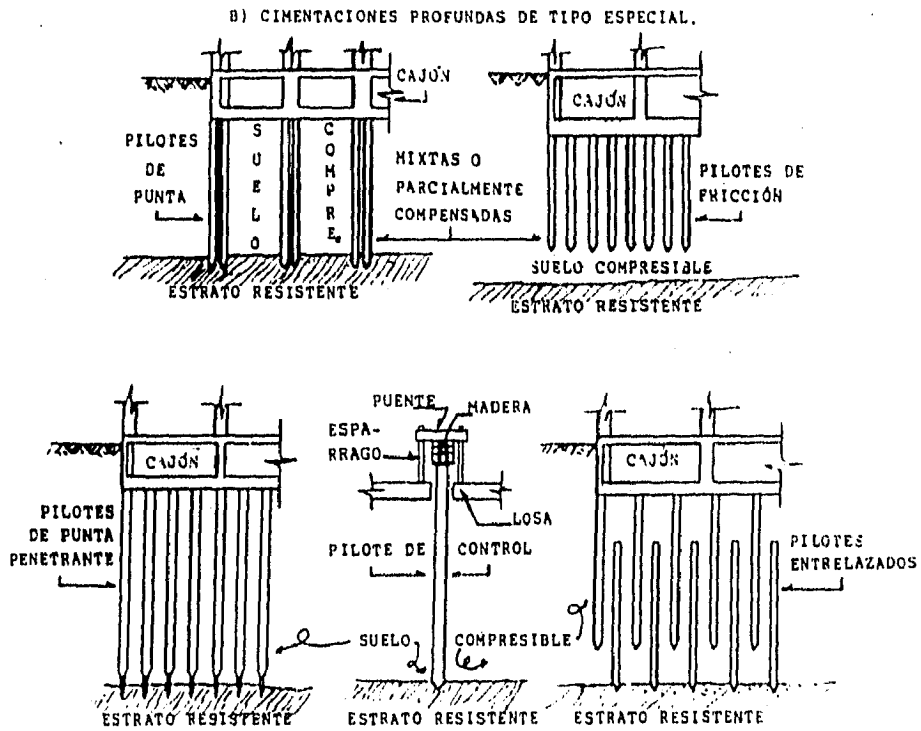
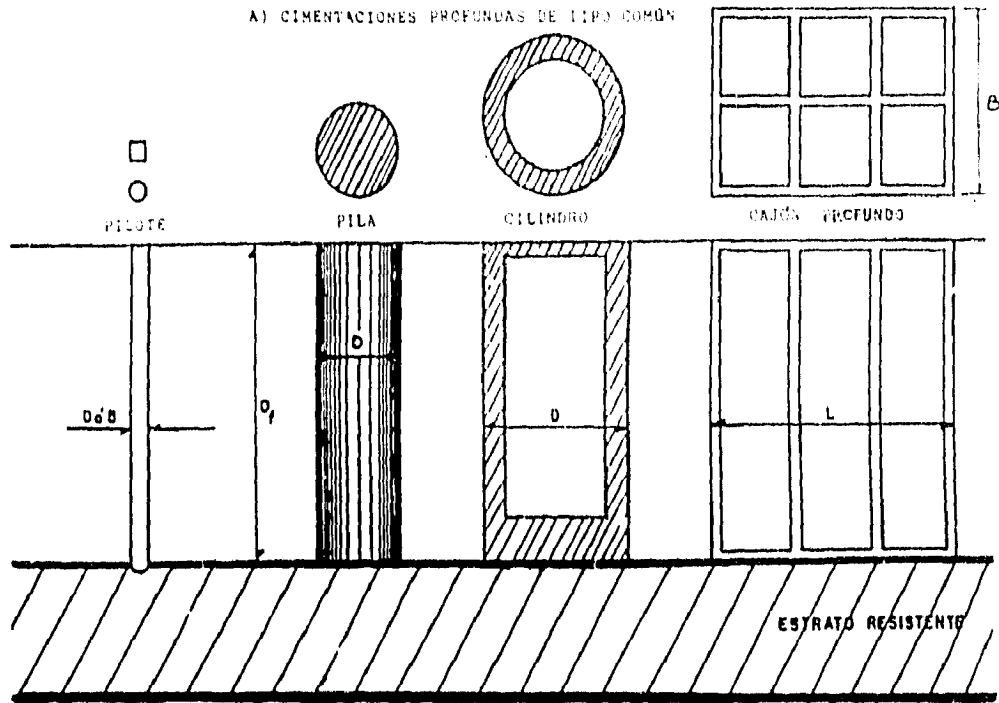


FIG. 1.4 TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

DE ACUERDO CON EL SEGUNDO CONCEPTO UNA PILA ES EL APOYO, GENERALMENTE DE CONCRETO O DE MAMPOSTERÍA PARA LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE, GENERALMENTE, LA PILA SOBRESALE DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO, Y COMÚNMENTE SE PROLONGA A TRAVÉS DE UNA MASA DE AGUA HASTA UN NIVEL SUPERIOR AL DE LAS AGUAS MÁXIMAS. EN ESTE TRABAJO MANEJAREMOS SOLO EL PRIMER CONCEPTO ES DECIR EN TÉRMINOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS. ( REF. 2 )

EN EL CUADRO SIGUIENTE Y EN LAS FIGURAS 1.5 Y 1.6 SE ILUSTRA MÁS CLARAMENTE LA CLASIFICACIÓN GEOMÉTRICA DE LOS DIFERENTES TIPOS DE CIMENTACIÓN (SECCIÓN TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL).

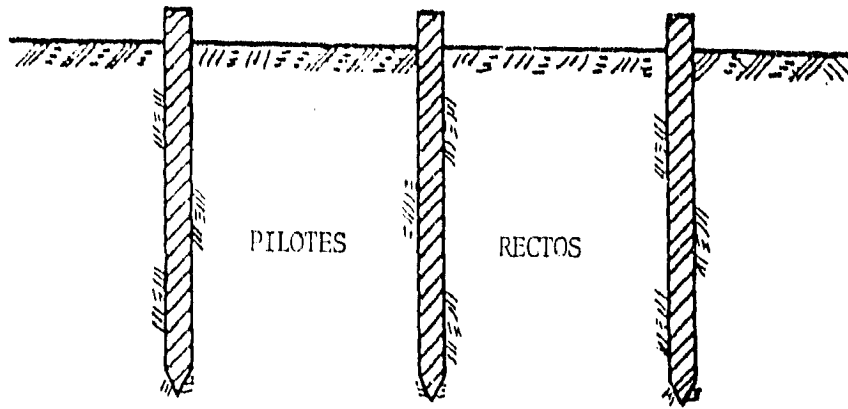
TIPOS DE CIMENTACIÓN	GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN
PILOTES PREFABRICADOS ( $D-d^* \leq 0.6 M$ )	TRIANGULAR CUADRADO HEXAGONAL OCTAGONAL CIRCULAR
PILOTES DE ACERO ( $D-d^* \leq 0.6 M$ )	SECCIÓN "H" CIRCULAR DE ALMA HUECA CIRCULAR RELLENO DE CONCRETO
PILAS COLADAS "IN SITU" ( $D-A^{**} > 0.6 M$ )	CIRCULAR RECTANGULAR OBLONGA COMBINADAS

D= DIÁMETRO DE LA SECCIÓN

d= DIAGONAL EN PILOTES CUADRADOS.

\*\*A=ANCHO EN PILAS OBLONGAS O RECTANGULARES.

CUADRO 1.1 CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS SEGÚN SU GEOMETRÍA Y SECCIÓN.



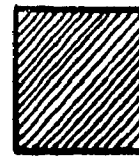
PILOTES

RECTOS

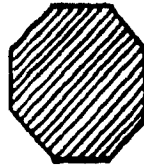
A) DE CONCRETO



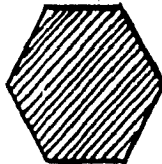
TRIANGULAR



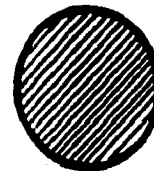
CUADRADA



OCTAGONAL



EXAGONAL

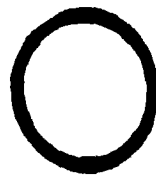


CIRCULAR

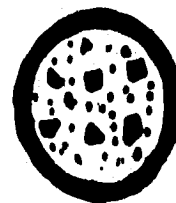
B) DE ACERO



" H "

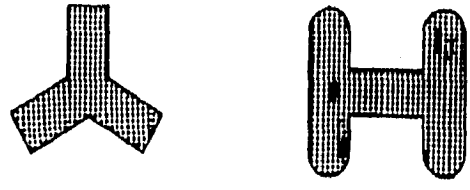
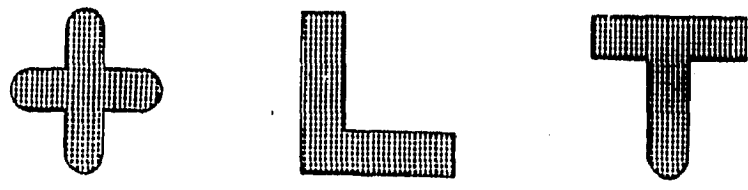
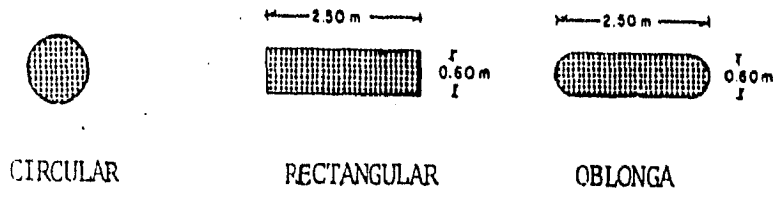
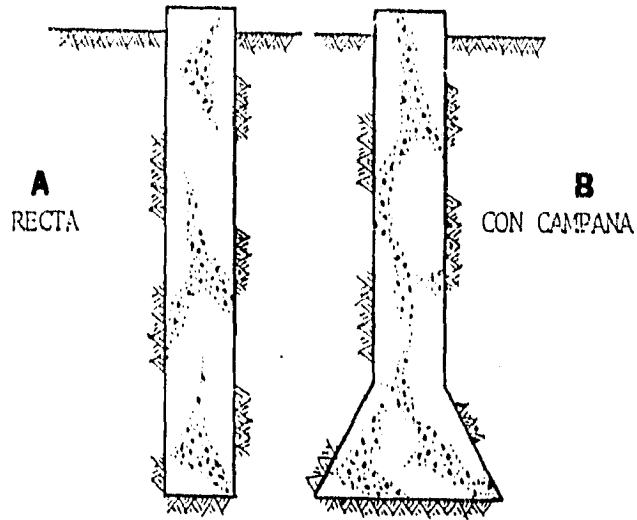


CIRCULAR



CIRCULAR CON  
CONCRETO

FIG. 1.5 CLASIFICACIÓN DE PILOTES SEGÚN SU SECCIÓN TRANSVERSAL.



COMBINADAS

FIG. 1.6 CLASIFICACIÓN DE PILAS SEGÚN SU SECCIÓN LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.

## 1.2.2 SEGÚN EL MATERIAL DE QUE ESTÁN FABRICADAS.

EL MATERIAL CON EL QUE SE CONSTRUYEN GENERALMENTE TODAS LAS CIMENTACIONES ES EL CONCRETO (SIMPLE, ARMADA O PRESFORZADO), PERO NO ES LO ÚNICO EL MATERIAL DEL QUE SE PUEDE CONSTRUIR UNA CIMENTACIÓN (ESPECIALMENTE LOS PILOTES), SOLO TENDRÁ COMO LIMITANTE QUE ESTE SEA MAS RESISTENTE QUE EL SUELO QUE VA A RODEAR, MENOS DEFORMABLE QUE EL SUELO Y QUE NO SE ALTERE EN LAS CONDICIONES QUE LO CIRCUNDEN; POR LO QUE ESTOS MATERIALES PUEDEN SER LOS QUE A CONTINUACIÓN SE MUESTRAN EN EL CUADRO 1.2 ( REF. 15 ).

MATERIAL	MADERA
	CONCRETO ( SIMPLE, ARMADO O PRESFORZADO )
	ACERO ( A-252 )
	PLÁSTICO ( P.V.C. ) O POLIETILENO
	ARENA O GRAVA ( EL MATERIAL SE PRESIONA PARA HACERLO CAPAZ DE RESISTIR CARGAS ).
	PILOTES MIXTOS DE CONCRETO Y ACERO
	PILOTES DE CONCRETO CON PUNTAS DE ACERO

CUADRO 1.2 CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS SEGÚN EL MATERIAL QUE SE EMPLEÉ PARA SU CONSTRUCCIÓN ( REF. 15 ).

## PILOTES DE MADERA.

LOS PILOTES DE MADERA SE EMPLEAN DESDE HACE MUCHO TIEMPO (EN MÉXICO DESDE LA ÉPOCA PRECOLOMBINA). CUANDO LAS CONDICIONES DEL SUELO SON ADECUADAS Y LAS CARGAS DE COLUMNAS SON MODERADAS, LOS PILOTES DE MADERA PROPORCIONARAN UNA CIMENTACIÓN ECONÓMICA Y EFICIENTE.

LOS PROBLEMAS QUE TIENEN ESTOS PILOTES QUE EL LARGO NO PUEDE SER MAYOR A 18 M. , SE DEBE TENER UN ALMACENAMIENTO YA QUE LA LLUVIA Y EL SOL PUEDEN MALTRATAR LA MADERA Y DEFORMARLA PERDIENDO LINEALIDAD; AUN TRATADOS CON ACEITE DE CREOSOTA , OTRO Y EL MÁS IMPORTANTE ES QUE DURANTE EL HINCADO Y POR LO FRÁGIL DE LA MADERA SE ROMPEN PENSÁNDOSE QUE ESTÁN PENETRANDO POR GOLPE DE MARTINETE (REF. 3).

## PILOTES DE CONCRETO.

LOS PILOTES DE CONCRETO SON MÁS UTILIZADOS EN MÉXICO, ESTOS SON ELEMENTOS ESTRUCTURALES ESBELTOS, EN CUANTO A SU RELACIÓN DIÁMETRO-PROFUNDIDAD. POR REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEBEN SER ARMADOS CON ACERO DE REFUERZO (AR 40) CON UN MÍNIMO DE 5% DEL VOLUMEN TOTAL Y LA RESISTENCIA MÍNIMA DEL CONCRETO SERÁ  $F'c = 250 \text{ KG/CM}^2$ . EL DIÁMETRO MÍNIMO PARA ESTRIBOS O ZUNCHOS SERÁ DEL No. 3, QUEDA PROHIBIDO EL ACERO EN PAQUETES. EL  $\phi$  MÍNIMO PARA ESTRIBOS O ZUNCHOS Y BARRAS LONGITUDINALES ES DEL # 3; QUEDA PROHIBIDO EL ACERO EN PAQUETES.

#### PILOTES DE ACERO.

LOS PILOTES DE ACERO SON UTILIZADOS EN CARGAS DE MAYOR PESO, DONDE SE PUEDEN HINCAR HASTA LA ROCA O HASTA LLEGAR A UNA FORMACIÓN DENSA COMO EL TEPETATE. ESTOS SON CONSIDERADOS COMO PILOTES SIN DESPLAZAMIENTO (VER SUBCAPÍTULO 1.2.3), YA QUE EL VOLUMEN DEL SUELO DESPLAZADO ES MÍNIMO, ASÍ COMO LOS PILOTES YA HINCADOS.

LAS LONGITUDES NO SON PROBLEMA YA QUE ESTOS PUEDEN SER EMPALMADOS POR MEDIO DE SOLDADURA A TOPEN LAS UNIONES O POR MEDIO DE PLACAS DE ACERO O TAMBIÉN POR MEDIO DE CONEXIONES DESLIZANTES PATENTADAS.

ES RARO QUE SE UTILICEN PILOTES DE ACERO COMO PILOTES DE FRICCIÓN, YA QUE NO SON MUY ADECUADOS PARA ELLO. OTROS TIPOS DE PILOTES PUEDEN DESARROLLAR MEJOR LA RESISTENCIA POR FRICCIÓN Y, ADEMÁS RESULTAR MÁS ECONÓMICOS (REF. 3).

#### PILOTES MIXTOS.

ESTE TIPO DE PILOTES SE UTILIZAN CUANDO EL PILOTE ES HINCADO SIN UNA PERFORACIÓN PREVIA, CON LA FINALIDAD DE QUE ESTE QUEDE CONFINADO Y PUEDA TRABAJAR POR FRICCIÓN. LA PUNTA DE ACERO SE UTILIZA CUANDO LOS SONDEOS SEAN DETECTADOS DE ARENA MUY COMPACTA (MUY DURA) QUE PODRÍAN PROVOCARLE DAÑO A LA PUNTA DEL PILOTE SI ESTE NO ESTUVIERA PROTEGIDO Y DEJAR AL ACERO DE REFUERZO.

### 1.2.3 SEGÚN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

#### 1.2.3.1 CON DESPLAZAMIENTO.

EN ESTE TIPO DE CIMENTACIONES Y DURANTE SU HINCADO SE INDUCE DESPLAZAMIENTO DEL SUELO QUE RODEA A LA CIMENTACIÓN, EL VOLUMEN DEL SUELO DESPLAZADO DEBE SER IGUAL AL VOLUMEN DEL CIMENTO. ÉSTE TIPO DE CIMENTACIONES SIEMPRE ES A BASE DE PILOTES PREFABRICADOS, LOS PILOTES MÁS USUALES DE ESTE TIPO SON: PILOTES HINCADOS A PERCUSIÓN (FIG. 1.7, 1.8 Y 1.9) Y PILOTES HINCADOS CON VIBRACIÓN (FIG. 1.12).

ESTE TIPO DE PROCESO CONSTRUCTIVO PUEDE INDUCIR DISMINUCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEBIDO AL REMOLDEO PROVOCADO, MIENTRAS QUE EN SUELOS GRANULARES PUEDE GENERAR AUMENTO DE LA COMPACIDAD RELATIVA.

#### 1.2.3.2 CON POCO DESPLAZAMIENTO.

LOS PILOTES CON DESPLAZAMIENTO PUEDEN SER TAMBIÉN PILOTES DE POCO DESPLAZAMIENTO, SI ANTES DE HINCARLOS SE REALIZA UNA PERFORACIÓN PREVIA CUYO DIÁMETRO ES MENOR AL DEL PILOTE (FIG. 1.13), LA PERFORACIÓN PUEDE REQUERIR SER ESTABILIZADA CON LODOS, ESTOS PUEDEN (EN CASOS DE SUELOS BLANDOS O FINOS), DEL MISMO SUELO, MEZCLADO CON AGUA PREVIAMENTE AGREGADA, O EN TODO CASO A BASE DE BENTÓNITA Y AGUA; OTRA ALTERNATIVA TAMBIÉN SON LOS PILOTES INYECTADOS (FIG. 1.10).

OTRA SERIE DE PILOTES CON POCO DESPLAZAMIENTO SON LOS PILOTES DE ÁREA TRANSVERSAL REDUCIDA COMO LOS PERFILES DE ACERO MOSTRADOS EN LA FIGURA 1.5-B OTRO TIPO DE PILOTES CON POCO DESPLAZAMIENTO SON LOS HINCADOS CON CHIFLÓN (FIG. 1.14), EN LOS PILOTES 'CHIFLONIAOS' SE INYECTA AGUA A GRAN PRESIÓN ATRAVÉS DEL PILOTE, DESPLAZAMIENTO EL MATERIAL DONDE SE ALOJARÁ EL PILOTE, CON AYUDA DE UN MARTILLO O VIBRO.

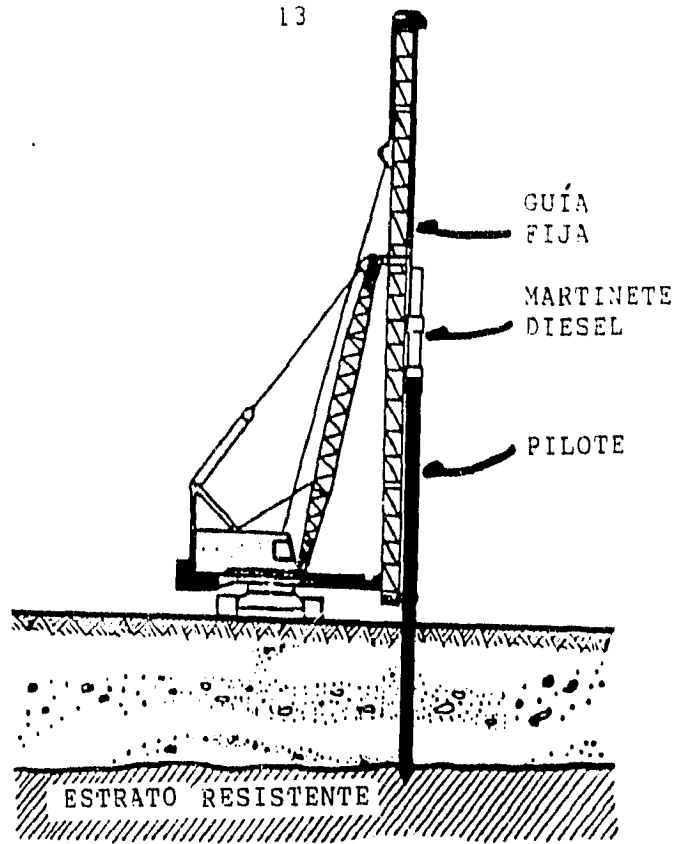


FIG. 1.7 PILOTE HINCADO VERTICALMENTE.

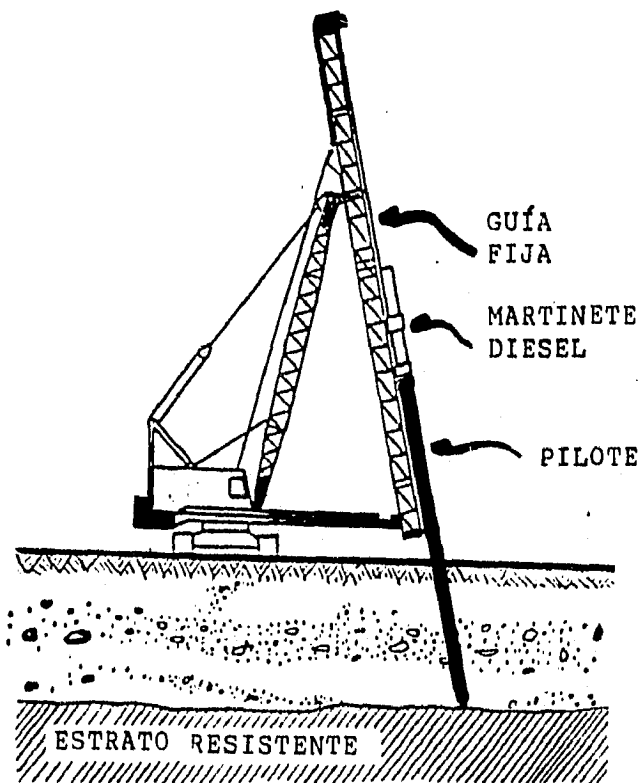


FIG. 1.8 PILOTE HINCADO INCLINADO.

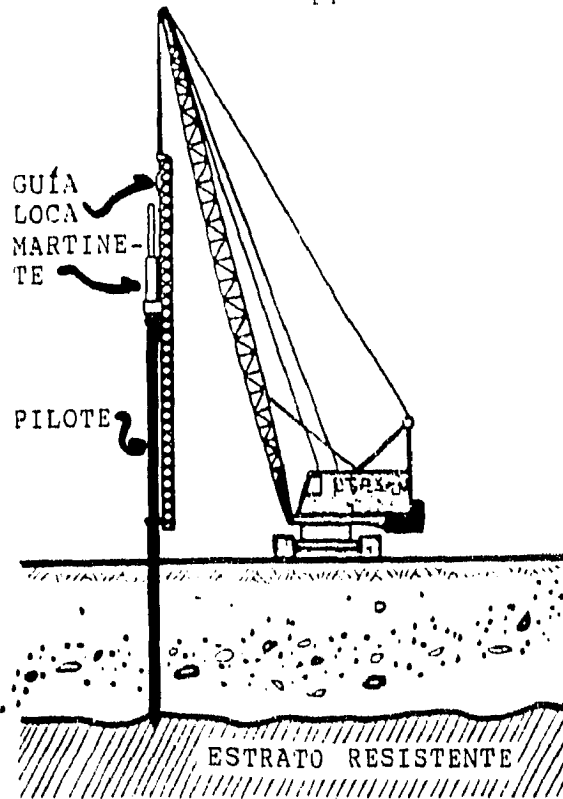


FIG. 1.9 PILOTE HINCADO CON GUÍA COLGANTE.

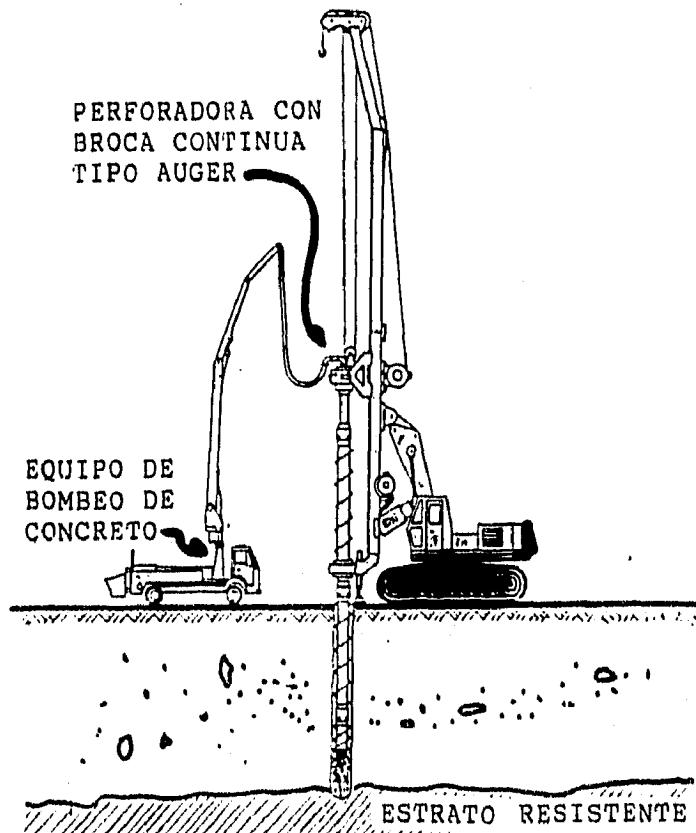


FIG. 1.10 PILOTE FABRICADO POR INYECCIÓN.



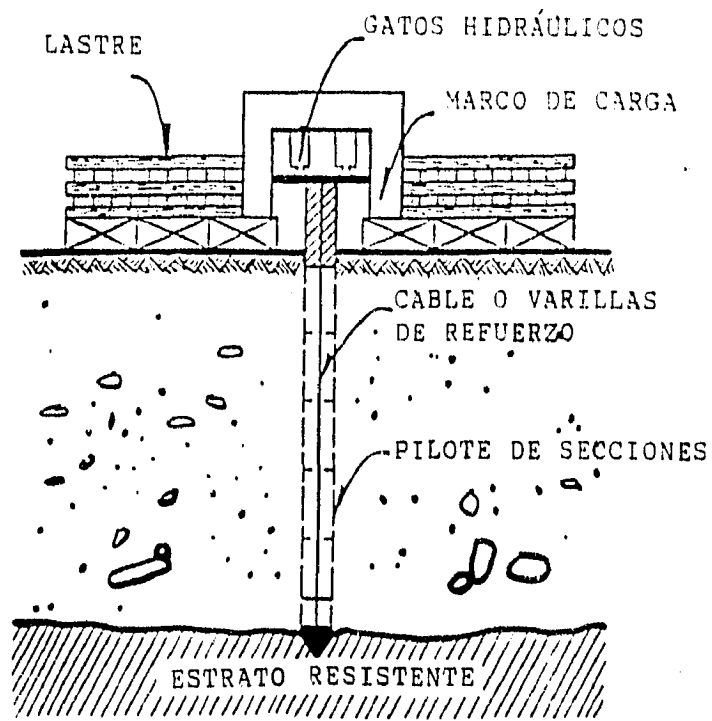


FIG. 1.11 PILOTE HINCADO A PRESIÓN.

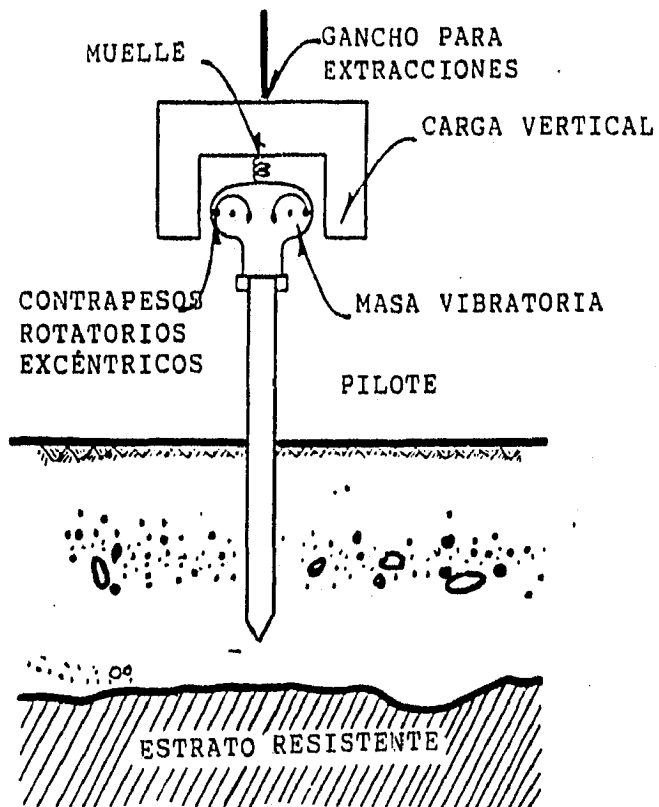


FIG. 1.12 PILOTE HINCADO CON VIBRACIÓN.

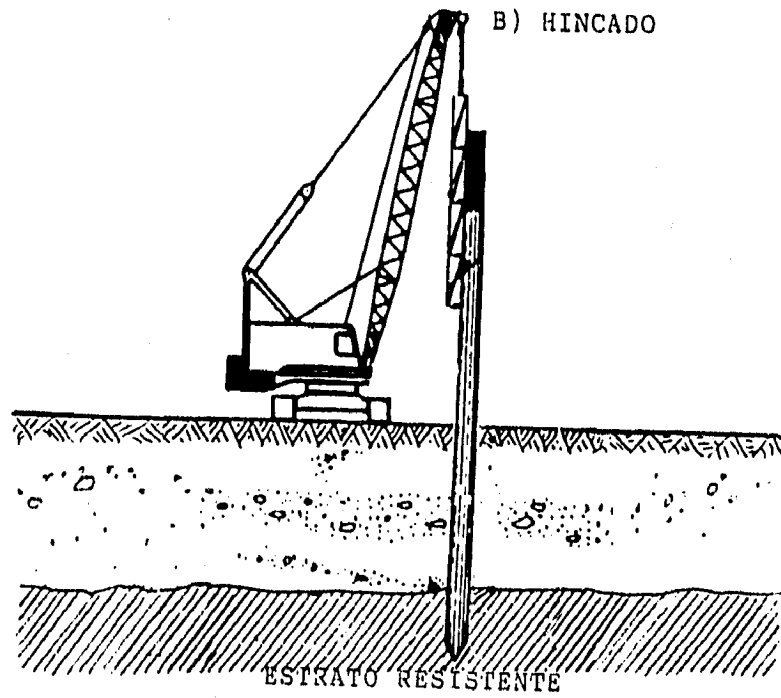
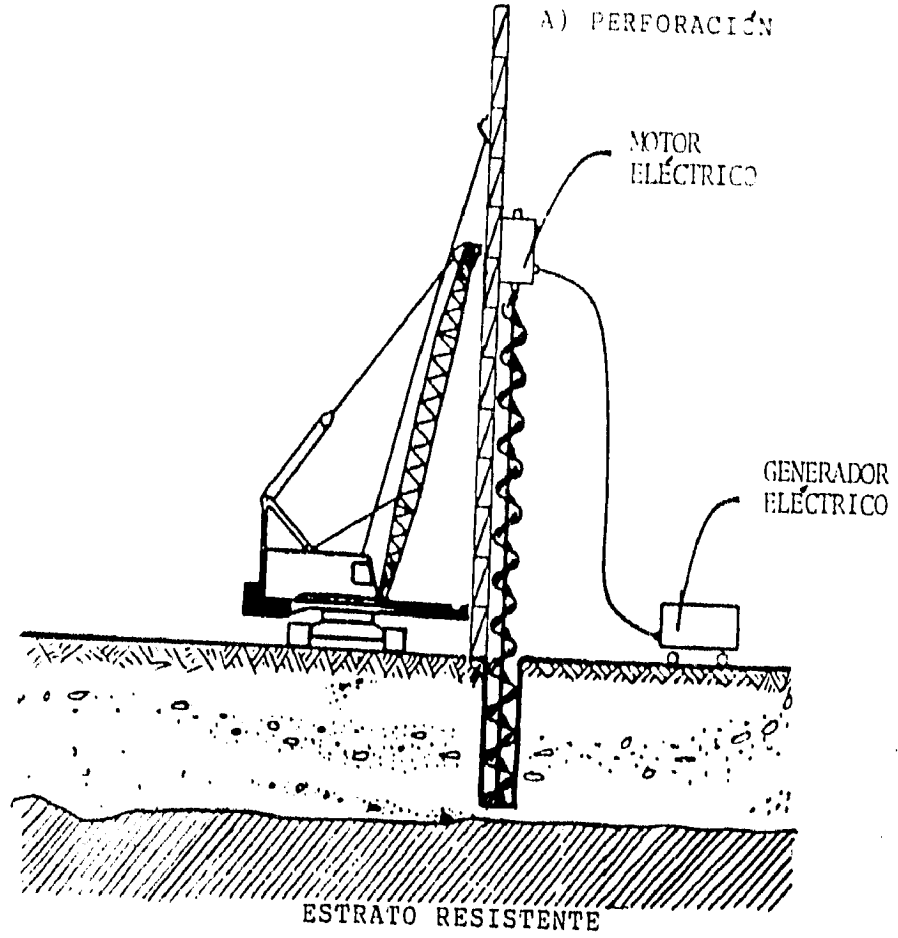
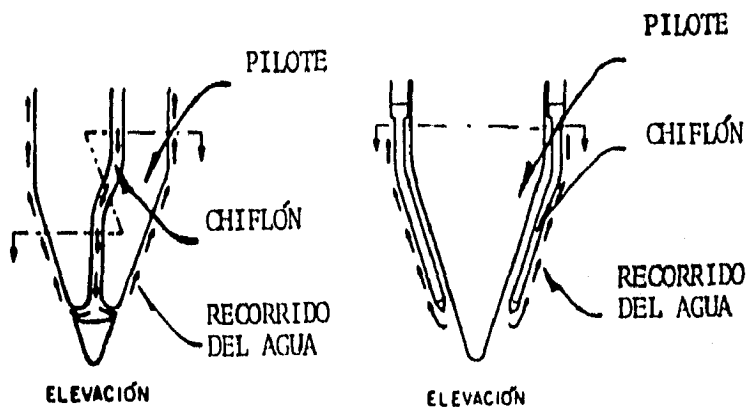
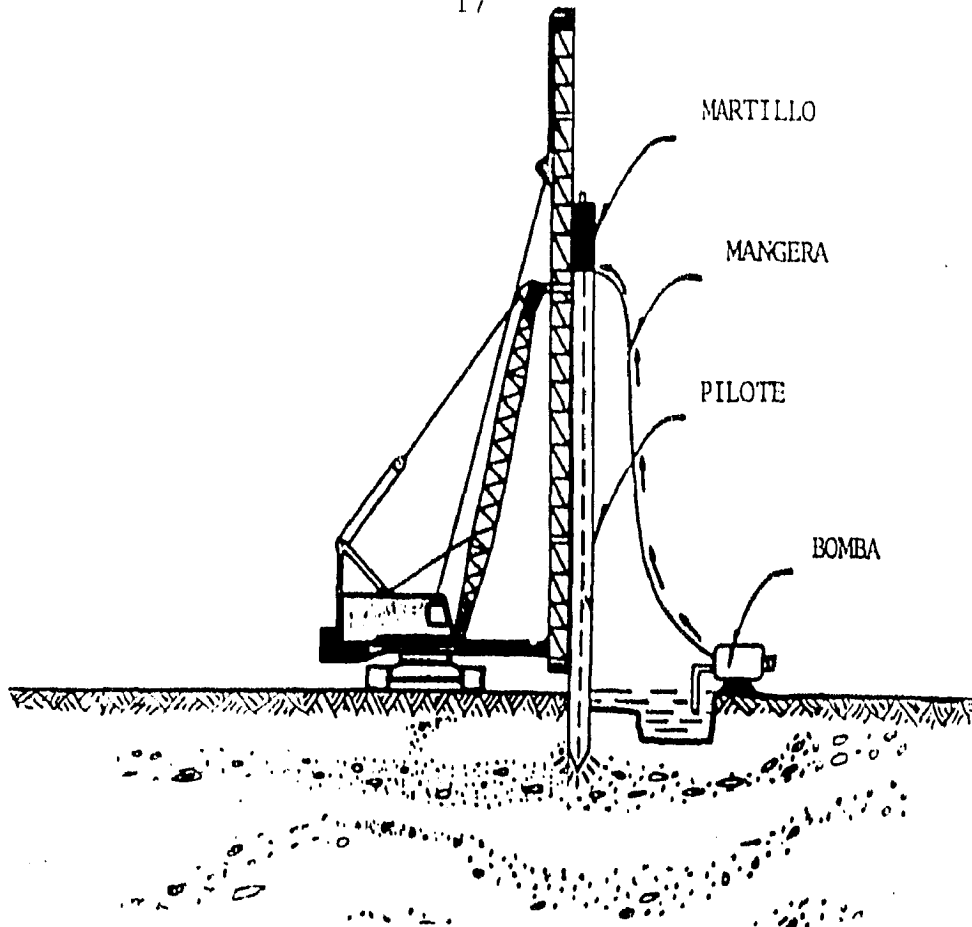
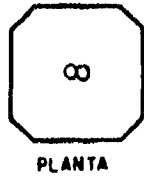


FIG. 1.13 PILOTE HINCADO EN PERFORACIÓN PREVIA.



A) PILOTE CON CHIFLÓN INTERIOR



B) PILOTE CON CHIFLÓN LATERAL

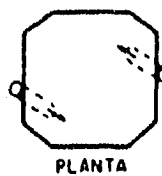


FIG. 1.14 PILOTE HINCADO CON CHIFLÓN.

## 1.2.3.3 SIN DESPLAZAMIENTO.

TODAS LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS COLADAS "IN SITU" SE CLASIFICAN COMO ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN SIN DESPLAZAMIENTO, DEBIDO A QUE EN SU CONSTRUCCIÓN SE REALIZA UNA PERFORACIÓN PREVIA EN LA CUAL SE EXTRAE UN CIERTO VOLUMEN DE SUELO QUE DESPUÉS ES OCUPADO POR EL CONCRETO. EL PROCESO CONSTRUCTIVO SE DESCRIBE MAS DETALLADAMENTE EN EL CAPÍTULO 5.

## 1.2.4 SEGÚN COMO TRANSMITAN LAS CARGAS.

EN EL MAYOR DE LOS CASOS EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN ESTA ENFOCADO A SOPORTAR CARGAS VERTICALES, PERO COMO SE MENCIONO AL PRINCIPIO DE ESTE CAPÍTULO EN OCASIONES TAMBIÉN TENDRÁ QUE SOPORTAR FUERZAS HORIZONTALES Y DE OTRO TIPO; PERO EN ESTE INCISO SÓLO SE ILUSTRARAN CIMENTACIONES QUE TRABAJEN POR: PUNTA, FRICCIÓN Y ANCLAJE POR FRICCIÓN, Y CONTRA FUERZAS HORIZONTALES. EN LOS CUADROS SIGUIENTES SE ILUSTRAN MÁS CLARAMENTE CADA TIPO DE ESTAS CIMENTACIONES.

PILOTES Y PILAS CON:	CARGA VERTICAL	DE PUNTA
		DE FRICCIÓN
		DE ANCLAJE POR FRICCIÓN
	CARGA VERTICAL Y HORIZONTAL	PILOTES INCLINADOS

CUADRO 1.3 CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS EN FUNCIÓN DE COMO TRANSMITEN LAS CARGAS AL SUELO ( REF. 7 )

## 1.2.4.1 PILAS Y PILOTES POR PUNTA.

ESTE TIPO DE CIMENTACIONES SE UTILIZAN CUANDO EL ESTRATO DE SUELO SUPERFICIAL ES BLANDO Y COMPRESIBLE (LIMOS Y ARCILLAS), Y CUANDO EL PESO MÁS LAS CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA "Q" SON IMPORTANTES, ES UNA VENTAJA DE LAS PILAS COLADAS EN EL SITIO EL PODER AMPLIAR SU BASE (CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS), AUMENTANDO CON ESTO SU CAPACIDAD DE CARGA ÚTIL (FIG. 1.6-B Y 1.15-B).

LAS PILAS Y PILOTES POR PUNTA PUEDEN AUMENTAR SU CAPACIDAD SI SE EMPOTRAN ES DE 4 A 10 VECES SU DIMENSIÓN HORIZONTAL, ESTOS RANGOS DEPENDEN DE LA COMPACTIDAD RELATIVA DEL MATERIAL DE EMPOTRAMIENTO Y DE LA CAPACIDAD DEL EQUIPO; EN PILAS ESTA PROFUNDIDAD SE RECOMIENDA HASTA DONDE CONSTRUCTIVAMENTE SEA POSIBLE, QUEDANDO REPRESENTADA POR LA LETRA "E" (FIG. 1.16).

#### 1.2.4.2 PILOTES DE FRICCIÓN.

SON LOS QUE TRANSMITEN LA CARGA "Q" AL SUELO QUE LOS RODEA. LA MAGNITUD DE LA FRICCIÓN LATERAL ES FUNCIÓN DEL ÁREA PERIMETRAL DEL PILOTE. ESTE TIPO DE CIMENTACIÓN SE UTILIZA CUANDO EL ESTRATO DE APOYO NO SE ENCUENTRA A UNA PROFUNDIDAD COSTEABLE O POR NO CONTAR CON EL EQUIPO APROPIADO, O CUANDO EL SITIO DONDE SE HINCARAN SE LOCALIZA EN UNA ZONA QUE SUFRE ASENTAMIENTOS SIGNIFICATIVOS POR CONSOLIDACIÓN REGIONAL (FIG. 1.17).

#### 1.2.4.3 PILOTES DE ANCLAJE.

SE UTILIZAN EN ZONAS CON SUELOS ARCILLOSOS EXPANSIVOS QUE POR SU ESPESOR NO PUEDEN SER REMOVIDOS, CON ESTE TIPO DE PILOTES SE PUEDEN ABSORBER LOS MOVIMIENTOS ESTACIONALES QUE OCURREN EN LA PARTE SUPERFICIAL DE ESTOS SUELOS QUE A SU VEZ SE TRADUCEN EN EXPANSIONES. ESTOS PILOTES SE HINCAN HASTA ALCANZAR LA ZONA DEL SUELO ESTABLE; EN OCASIONES SE UTILIZAN PARA EVITAR EL "BUFAMIENTO" POR EXCAVACIÓN EN SUELOS ARCILLOSOS (FIG. 1.18).

#### 1.2.4.4 PILAS Y PILOTES VERTICALES CON CARGA HORIZONTAL.

LAS FUERZAS HORIZONTALES PERMANENTES DE REACCIÓN DE UNA ESTRUCTURA O TEMPORALES PRODUCIDAS POR UN SISMO SE PUEDEN ABSORBER AUNQUE EN FORMA POCO EFICIENTE CON CIMENTACIONES VERTICALES QUE TENGAN EMPOTRAMIENTO, Y CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES ADECUADAS (FIG. 1.19); FUNCIONAL Y ESTRUCTURALMENTE LOS PILOTES INCLINADOS SON LA MEJOR SOLUCIÓN (FIG. 1.20).

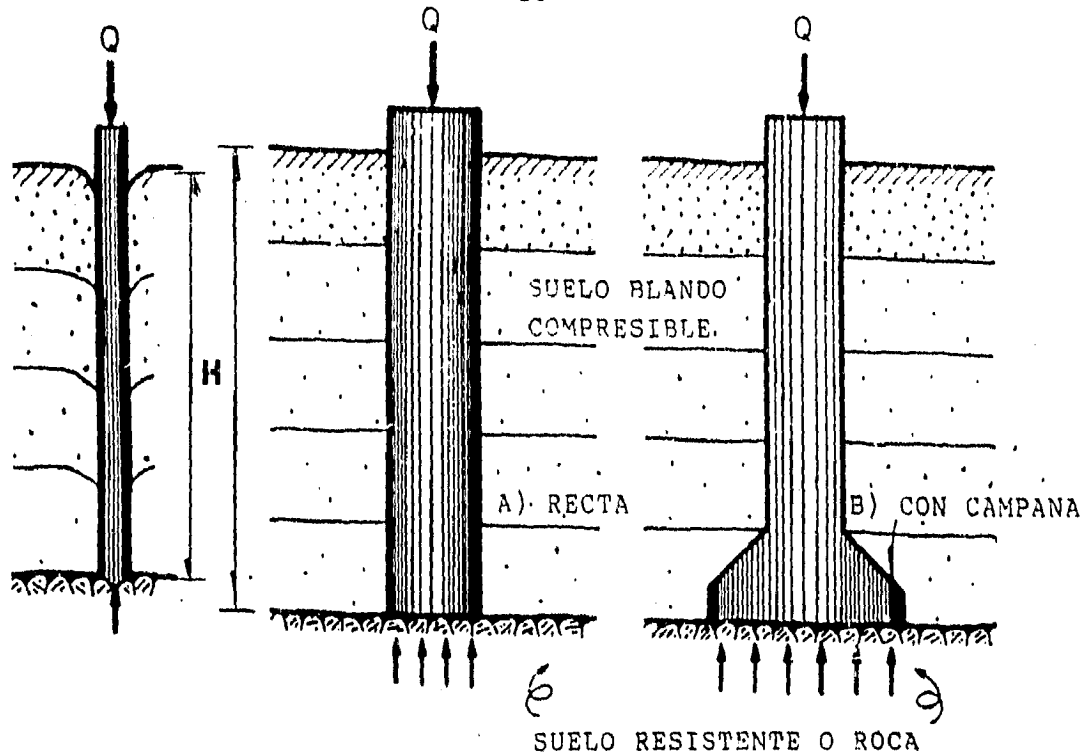


FIG. 1.15 PILOTES Y PILAS APOYADOS EN PUNTA

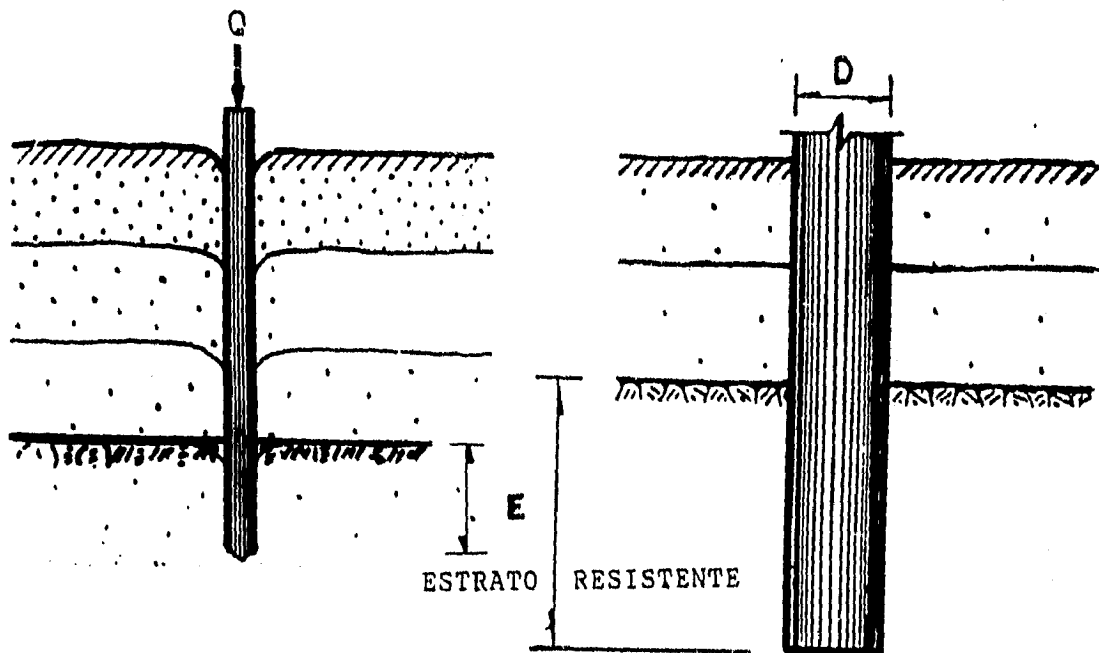


FIG. 1.16 PILOTES Y PILAS EMPOTRADOS EN EL ESTRATO RESISTENTE

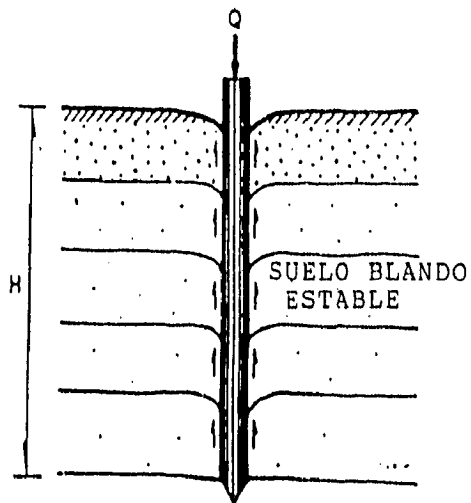


FIG. 1.17 PILOTE DE FRICCIÓN

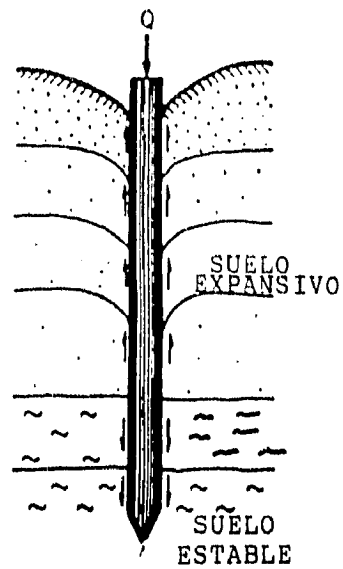


FIG. 1.18 PILOTE DE ANCLAJE

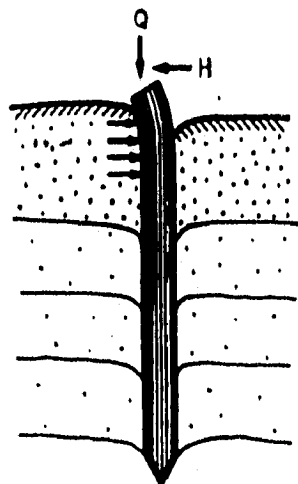


FIG. 1.19 PILOTE CON CARGA HORIZONTAL

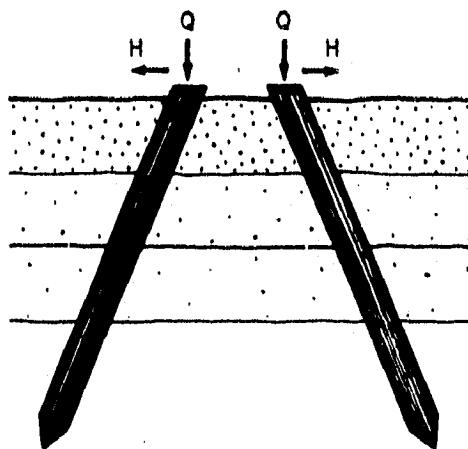


FIG. 1.20 PILOTES INCLINADOS CON CARGA HORIZONTAL

## CAPÍTULO 2. ESTUDIOS PREVIOS A LA OBRA.

EN ESTE CAPITULO SE TOCARA BREVEMENTE LAS FACES QUE CONSTITUYEN UN PROGRAMA DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA, Y POR MEDIO DE ESTE OBTENER INFORMACIÓN SOBRE LAS CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO EN ESTUDIO, LAS CONDICIONES DE PRESIÓN DEL AGUA, DEL SUBSUELO Y LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS (RESISTENCIA, COMPRESIBILIDAD Y PERMEABILIDAD); CON EL FIN DE FACILITAR EL DISEÑO GEOTÉCNICO RACIONAL DE LA CIMENTACIÓN DE CUALQUIER ESTRUCTURA, ADEMÁS DE LA SELECCIÓN DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO ADECUADO PARA SU EJECUCIÓN (VER CUADRO 2.1).

PARA ASEGURAR QUE SE ALCANZARAN LOS OBJETIVOS DE LA EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA, LOS TRABAJOS DE CAMPO DEBEN SER SUPERVISADOS POR UN INGENIERO ESPECIALISTA EN SUELOS Y SU REALIZACIÓN ESTARÁ A CARGO DE UNA BRIGADA DE TRABAJADORES ESPECIALIZADOS EN TRABAJOS DE PERFORACIÓN, MUESTREO Y EJECUCIÓN DE PRUEBAS DE CAMPO.

EL PROGRAMA DE ESTUDIOS PREVIOS O EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO DONDE CONSTRUIRÁ UNA ESTRUCTURA Y PARA UN MEJOR DESARROLLO, SE DIVIDE EN DOS ETAPAS: LA PRIMERA ES DE INVESTIGACIÓN PRELIMINAR, LA CUAL NOS PROPORCIONARA UNA SERIE DE POSIBLES SOLUCIONES, ADEMÁS DE QUE SERVIRÁ PARA FUNDAMENTAR LA SEGUNDA ETAPA Y SON LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS EN DETALLE, QUE INCLUYE LA REALIZACIÓN DE SONDEOS, PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO. TODO LO ANTERIOR SE TENDRÁ QUE RESPALDAR CON INFORMACIÓN QUE SE PUEDA OBTENER DE OTRAS ESTRUCTURAS YA EXISTENTES, ADEMÁS DE CARTAS TOPOGRÁFICAS Y GEOLÓGICAS; ESTO AUNADO A TODOS LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS EXISTENTES (REF. 7).

OBJETIVOS DE LOS ESTUDIOS PREVIOS	CONOCER LA ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO.
	CONOCER LAS CONDICIONES DE PRESIÓN DEL AGUA DEL SUBSUELO.
	DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS.

CUADRO 2.1 OBJETIVOS PRINCIPALES DE LOS ESTUDIOS DE EXPLORACIÓN (REF. 2 Y 7)



## 2.1 ESTUDIOS PRELIMINARES

### 2.1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DISPONIBLE.

SI EL LUGAR DONDE SE PIENSA CONSTRUIR SE ENCUENTRA EN UNA ZONA DONDE EXISTEN YA OTRAS ESTRUCTURAS, ES POSIBLE OBTENER INFORMACIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN QUE SE EMPLEO Y COMO SE HA COMPORTADO DICHA ESTRUCTURA, ASÍ COMO LAS CONDICIONES, VARIACIONES Y ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES QUE HAYA SUFRIDO EL SUELO A LO LARGO DEL TIEMPO. (REF. 3 Y 7).

EN LA MAYORÍA DE LOS SITIOS EN QUE SE VA A CONSTRUIR EXISTE ALGÚN TIPO DE INFORMACIÓN GENERAL. EN ALGUNOS CASOS ESTA INFORMACIÓN YA LA ENCUENTRA RECOPIADA EL INGENIERO QUE DISEÑO EL PROYECTO; SIN EMBARGO LA EMPRESA CONTRATISTA ESTA OBLIGADA A INVESTIGAR POR SI MISMA TODOS LOS DATOS DISPONIBLES. DEBERÁ INVESTIGAR TODOS LOS ANTECEDENTES DE LAS CONSTRUCCIONES DEL LUGAR. PUESTO QUE EN LA REVISIÓN DE ESOS DATOS SE PUEDEN MANIFESTAR ALGUNOS PROBLEMAS QUE NO SE PREVIERON EN LAS ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.

LA INFORMACIÓN QUE MAS IMPORTA TENER ES LA SIGUIENTE: MAPAS GEOLÓGICOS, MAPAS DE SUELOS (REGIONALIZACIÓN), MAPAS DE RELLENOS INAPROPIADOS, MAPAS ORTOGRÁFICAS, MAPAS DE HUNDIMIENTOS, MAPAS DE INUNDACIONES Y EN ALGUNOS CASOS MAPAS DE PROFUNDIDADES DE CONGELACIÓN (DE USO CASI NULO EN MÉXICO), ASÍ COMO INFORMACIÓN Y UBICACIÓN DE INSTALACIONES MUNICIPALES (REF. 3).

ADEMÁS DE LO ANTERIOR EXISTEN UN GRAN NÚMERO DE INSTITUCIONES MEXICANAS QUE PUBLICAN DISTRIBUCIÓN GEOTÉCNICA LAS CUALES SE NUMERÁN A CONTINUACIÓN.

A) SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS (S.M.M.S.). EN SUS REUNIONES TÉCNICAS QUE SE REALIZAN CADA DOS AÑOS HA PUBLICADO RECOPIACIONES DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO DE 61 CIUDADES DE LA REPÚBLICA (VER TABLA 2.1).

B) DIRECCIÓN GENERAL DE GEOGRAFÍA DEL TERRITORIO NACIONAL (SPP) LAS CARTAS GEOLÓGICAS, TOPOGRÁFICAS DE USO DEL SUELO Y EDAFOLÓGICAS SE TIENEN QUE TENER EN ESCALA 1:50,000, ASÍ COMO LA FOTOGRÁFICAS BLANCO Y NEGRO Y DE COLOR EN ESCALA 1:25,000.

C) INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM. HA PUBLICADO ESTUDIOS SOBRE EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, ASÍ COMO UNA COLECCIÓN DE ARTÍCULOS SOBRE REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DEL PAÍS (VER TABLA 2.1 Y 2.2.).

D) INSTITUTO DE GEOLOGÍA, UNAM, SE PUEDEN ENCONTRAR CARTAS GEOLÓGICA DE DETALLE DE ALGUNAS ZONAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA.

E) INSTITUTO DE GEOGRAFÍA, UNAM. PUBLICA LAS CARTAS DE CLIMAS.

F) INEGI.

TABLA 2.1 CATALOGO DE CIUDADES ESTUDIADAS

CIUDAD	REUNION NACIONAL SMMS	AÑO	AUTOR(ES)
1 ACAPULCO	VI	72	C. L. FLAMAD, L. AYESTARAN, G. MARIN, M. PALACIOS Y J. J. SCHMITTER
	VIII	76	J. L. LEÓN
2 AGUASCALIENTES	VIII	76	J. M. OROZCO, R. GARCÍA FONS, A. GARCÍA Y L. TRIAY
3 CAMPECHE	VI	72	G. ESPRINGAL Y L. ESPINOZA
4 CAN-CÚN	VI	72	G. ESPRINGAL Y L. ESPINOZA
	VIII	76	G. BOTAS Y G. ORTEGA
5 CELAYA	IX	78	G. L. TERÁN, O. MONDRAGÓN Y M. AGUILAR
6 CD. JUÁREZ	VIII	76	J. L. TERÁN, M. F. SALDIVAR, F. URANGA Y R. C. AVITIA
7 CD. OBREGÓN	VII	74	J. M. RODRÍGUEZ
8 CD. VICTORIA	VIII	76	J. M. OROZCO, A. C. GALINDO, E. OLIVARES Y A. POZO
9 COATZACOALCOS MINATITLÁN	VIII	76	L. MONTAÑES
10. COLIMA	VIII	76	J. M. OROZCO, C. FERNÁNDEZ Y P. PRECIADO
	VIII	76	C. SILVA Y R. ESQUIVEL
11 CÓRDOBA	VIII	76	R. ESQUIVEL
12 COZUMEL	VI	72	G. ESPRINGAL Y L. ESPINOZA
13 CUERNAVACA	IX	78	G. GARCÍA Y V. M. BELLO
14 CULIACÁN	VII	74	B. SIMPSON
15 CHETUMAL	VI	72	G. ESPRINGAL Y L. ESPINOZA
16 CHIHUAHUA	IX	78	C. FERNÁNDEZ, R. GARCÍA Y J. TORRES
17 CHILPANCIÑO	VIII	76	J. L. LEÓN
18 DURANGO	VIII	76	J. M. OROZCO, T. FERNÁNDEZ, E. RAMÍREZ Y R. GARCÍA
19 ENSENADA	VII	74	J. A. MENDOZA
20 GUADALAJARA	V	70	J. SOBORIO, R. GÓMEZ, J. MURO Y P. GIRAUT
	VIII	76	R. ESQUIVEL
21 GUANAJUATO	VIII	76	F. NADER, L. MONTAÑES Y E. VASQUEZ
22 GUAYMÁS	VII	74	DPTO. ING. EXPERIM. P. E. M. E. X.
23 HERMOSILLO	VII	74	J. ESPRINGAL
24 IRAPUATO	VIII	76	F. NADER Y L. MONTAÑES
25 JALAPA	VIII	76	J. ESQUIVEL
26 LA PAZ	VII	74	C. FERNÁNDEZ
27 LÁZARO CARDENAS (LAS TRUCHAS)	VIII	76	E. SANTOLLO, L. MONTAÑES Y F. MONTEMALLOR
	VIII	76	S. COVARRUBIAS, G. GIL, A. MORALES, L. PEREDA Y A. E. ZEEVAERT
28 LEÓN	VIII	76	J. M. RODRÍGUEZ, R. LÓPEZ Y G. FERRER
29 LOS MOCHIS	VII	74	J. E. CASTILLA
30 MANZANILLO	VIII	76	L. MONTAÑES, R. ESQUIVEL Y C. SILVA
31 MATAMOROS	VIII	76	J. MARTÍNEZ
32 MAZATLÁN	VIII	76	A. E. ALLSTEIN
33. MÉRIDA	VI	72	G. ESPRINGAL Y L. ESPINOZA
34 MEXICALI	VII	74	J. M. CAMPOS
35 MÉXICO D.F.	V	70	D. RESENDIZ, G. ESPRINGAL, J. M. RODRÍGUEZ Y R. ESQUIVEL
	(1)		R. J. MARZAL Y M. MAZARI
	(2)		AUTORES VARIOS
	(3)		AUTORES VARIOS
36 MINATITLÁN, COATZA-COALCOS- PAJARITOS	(4)		D. D. F.
	V	70	L. VIEITEZ, E. SOTO Y A. MOSQUEDA
37 MONTERREY	V	70	H. M. VILLANUEVA Y P. BALLESTEROS
38 MORELIA	VI	72	J. A. MIER, J. MEJÍA, A. NUÑEZ Y W. PANIAGUA
	VIII	76	R. ESQUIVEL
39 NAVOJOA	VII	74	O. L. ZARATE
40 NVO. LAREDO	VIII	76	G. ROCHA
41 OAXACA	VIII	76	J. L. LEÓN

TABLA 2.1 CATALOGO DE CIUDADES ESTUDIADAS

CIUDAD	REUNION NACIONAL SMMS	AÑO	AUTOR(S)
42 ORIZAVA	VIII	76	R. ESQUIVEL
43 PUEBLA	VIII	76	G. AUVINET
44 PTO. VALLARTA	IX	78	S. D. SADA Y E. ZARAGOZA
45 QUERETARO	VIII	76	J.A. PONCE
46 REYNOSA	VIII	76	J.L. TERÁN, M.P. SALDIVAR, O. MONDRAGÓN Y M. RUIZ
47 RÍO BRAVO	VIII	76	J.L. TERÁN, M.P. SALDIVAR Y M. RUIZ
48 SALAMANCA	VIII	76	J. VARGAS Y R. ANZALDUA
49 SAN LUIS POTOSÍ	VIII	76	J.M. RODRÍGUEZ Y J.M. ARANDA
50 TAMPICO	VI	72	E. R. BENAVIDÉS, F. J. FERNÁNDEZ, E. MORENO Y O. VILLALTA
51 TAPACHULA	IX	78	R.B. REYES Y A. SOTELO
52 TEPIC	VIII	76	J.L. TERÁN, I.J. GARCÍA Y J. A. OROZCO
53 TIJUANA	VII	74	G. ROCHA.
	VIII	76	E. SANTOYO Y L. MONTAÑES
54 TLAXCALA	IX	78	F. J. RIUZ
55 TOLUCA	VIII	76	E. MARTÍNEZ P.
56 TORREÓN-GÓMEZ PALACIOS	VIII	76	J.J. SCHMITTER Y J. UPPO
57 TULA	IX	78	E. SOTO Y J.L. LARA
58 TUXTLA GUTIÉRREZ	VIII	76	L. ESPINOZA
59 VERACRUZ	VIII	76	R. ESQUIVEL
60 VILLAHERMOSA	VIII	76	L. ESPINOZA
61 ZACATECAS	VIII	76	J.M. OROZCO, S.D. SADA, A. MONTERO Y J.C. QUEROL.

TABLA 2.2 INFORMACIÓN SÍSMICA DISPONIBLE (INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM)

TÍTULO	PUBLICACIÓN No	AUTOR	AÑO
REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE MÉXICO PARA FINES DE INGENIERÍA	246	ESTEVA, L.	70
CATÁLOGOS DE SISMOS OCURRIDOS EN LA REPÚBLICA MEXICANA	272	FIGUEROA, J.	70
LA SISMICIDAD DEL ESTADO DE VERACRUZ, EL MACROSISMO DEL 14 DE MARZO DE 1967.	167	FIGUEROA, J.	68
SISMICIDAD EN CHIAPAS	316	FIGUEROA, J.	73
SISMICIDAD EN BAJA CALIFORNIA	321	FIGUEROA, J.	73
SISMICIDAD EN COLIMA. MACROSISMO DEL 30-ENERO-73	332	FIGUEROA, J.	74
SISMICIDAD EN PUEBLA, MACROSISMO DEL 28-AGTO.-73	343	FIGUEROA, J.	74
SISMICIDAD EN OAXACA	360	FIGUEROA, J.	75
SISMICIDAD EN LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO	289	FIGUEROA, J.	71

### 2.1.2 ESTUDIOS AEROFOTOGRAMÉTRICO.

ESTE ESTUDIO ES PRINCIPALMENTE DE INTERPRETACIÓN GEOLÓGICA DE LAS FOTOGRAFÍAS AÉREAS DE UN SITIO, REALIZADA POR UN INGENIERO GEÓLOGO ESPECIALIZADO EN ELLO, EL OBJETO PRINCIPAL DEL ESTUDIO INSISTE EN IDENTIFICAR DE MANERA PRELIMINAR LAS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL SITIO, TALES COMO FALLAS, FRACTURAS Y LOS FENÓMENOS GEODINÁMICOS RELACIONADOS CON ZONAS DE TALUDES INESTABLES Y ZONAS EROSIONABLES. CON RESPECTO A LOS SUELOS, SE PUEDEN IDENTIFICAR LAS CARACTERÍSTICAS PROBABLES DE LOS SUELOS SUPERFICIALES, ASÍ COMO DEFINIR POSIBLES BANCOS DE PRÉSTAMO (REF. 3 Y 7).

### 2.1.3 RECORRIDO DE CAMPO Y EVALUACIÓN DEL SITIO.

EL RECORRIDO DE CAMPO LO DEBE REALIZAR UN INGENIERO ESPECIALISTA EN GEOTECNIA, ACOMPAÑADO DE UN INGENIERO GEÓLOGO, LOS OBJETIVOS QUE SE PERSIGUEN CON ESTE RECORRIDO SERÁN LOS SIGUIENTES.

- COMPROBAR LA INTERPRETACIÓN FOTOGRÁFICA ANTES DESCRITA, ADEMÁS DE IDENTIFICAR Y CLASIFICAR LOS SUELOS SUPERFICIALES.
- VISITAR LAS ESTRUCTURAS YA EXISTENTES EN LA ZONA Y RECOPIRAR INFORMACIÓN SOBRE SU COMPORTAMIENTO.
- OBTENER INFORMACIÓN ADICIONAL QUE PERMITAN PROGRAMAR LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.

DE TODO LO ANTERIOR SE PUEDE HACER UNA EVALUACIÓN GENERAL DE LAS CONDICIONES DEL LUGAR Y TENER UNA VISIÓN MÁS CLARA DE LOS PROBLEMAS QUE PUEDA PRESENTAR EL TERRENO, Y DE ESTA MANERA OBTENER MEJORES RESULTADOS EN LOS TRABAJOS SUBSECUENTES A REALIZAR.

TODO LO ANTERIOR SE COMPLEMENTA CON INFORMACIÓN QUE OTROS CONTRATISTAS PUEDAN APORTAR, SOBRE LAS DIFICULTADES DE CONSTRUCCIÓN QUE PRESENTA EL SITIO. ENTRE ESOS DATOS ESTÁN LOS SIGUIENTES:

- NIVEL FREÁTICO SUPERFICIAL, SOBRE TODO EN TEMPORADA DE LLUVIAS, O BIEN FLUJO DE AGUAS ARTESIANAS POR ENCIMA DEL NIVEL GENERAL.
- DIFICULTADES DE EXCAVACIÓN POR OBSTÁCULOS SUBTERRÁNEOS NO DETECTADOS.
- DERRUMBES DE LAS PAREDES AL EXCAVAR
- SUELOS INESTABLES DEBIDO A LA ALTA HUMEDAD O BIEN SUELOS SUELTOS (REF. 3).

## 2.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.

### 2.2.1 LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO.

POCÁS VECES SE REALIZA ESTE LEVANTAMIENTO, YA QUE USUALMENTE LA GEOLOGÍA DE LA REGIÓN DONDE SE CONSTRUIRÁ LA ESTRUCTURA HA SIDO ESTUDIADA ANTERIORMENTE O SE CONSIDERA QUE EL RECORRIDO DE CAMPO DE LOS ESTUDIOS PRELIMINARES PROPORCIONA LA INFORMACIÓN GEOLÓGICA NECESARIA Y SUFICIENTE PARA DISEÑO DE CUALQUIER TIPO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA.

EN CASO DE QUE SE TRATE DE LA CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS MUY IMPORTANTES O DE DESARROLLOS INDUSTRIALES LOCALIZADOS EN ÁREAS POCO ESTUDIADAS, SE JUSTIFICA LA REALIZACIÓN DEL LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO DE LA ZONA, Y DEBE DE CUMPLIR CON LO MOSTRADO EN EL CUADRO 2.2.

IDENTIFICACIÓN DE	LITOLOGÍA ESTRATIGRAFÍA ESTRUCTURAS VOLCÁNICAS	
RECONOCIMIENTO DE DISCONTINUIDADES	FALLAS GEOLÓGICAS FRACTURAS Y JUNTAS ESTRATIFICACIÓN CAVERNAS O CAVIDADES DE DISOLUCIÓN	
IDENTIFICACIÓN DE FENÓMENOS GEODINÁMICOS	EXTERNOS	TALUDES INESTABLES ZONAS DE ALTERACIÓN ZONAS DE EROSIÓN
	INTERNOS	FALLAS ACTIVAS VULCANISMO Y SISMICIDAD TECTÓNICA

CUADRO 2.2 OBJETIVOS DEL LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO. (REF. 7).

DEL LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO, MÁS EL RECORRIDO DE CAMPO Y EVALUACIÓN DEL SITIO, SE OBTIENEN UNA SERIE DE DATOS MUY IMPORTANTES PARA LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS MÁS ESPECIALIZADOS, PERO NO SE TIENE UNA CONFIGURACIÓN REAL DEL TERRENO, ES AQUÍ DONDE LOS TRABAJOS TOPOGRÁFICOS AUXILIAN NUESTRO PROYECTO. EL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO ES NECESARIO EN CUALQUIER TIPO DE OBRA, YA QUE, DE ESTE SE OBTIENEN LAS ÁREAS Y NIVELES DE TRABAJO Y UNA REPRESENTACIÓN REAL DEL TERRENO; SI ES NECESARIO REALIZAR TRABAJOS DE CORTE O TERRAPLENAR DETERMINADAS ÁREAS COMO: PLATAFORMAS DE TRABAJO DE MAQUINARIA PESADA, RAMPAS DE ACCESO A LA OBRA, MEJORAS EN EL TERRENO, ETC.

## 2.2.2 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA.

LOS MÉTODOS DE EXPLORACIÓN GEOFÍSICA SE BASAN PRINCIPALMENTE EN LA MEDICIÓN DE LA VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS SÍSMICAS O DE LA RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE LOS SUELOS, Y POR MEDIO DE SU INTERPRETACIÓN Y CORRELACIÓN SE DEDUCEN LAS CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS, COMO: PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO, POSIBLES TIPOS Y PROPIEDADES DE SUELOS. CON ÉSTOS ESTUDIOS SE COMPLEMENTA LA INFORMACIÓN GEOLÓGICA Y CON ESTO DISMINUIR EL NÚMERO DE SONDEOS, QUE REQUIEREN DE MUCHO MÁS TIEMPO EN SU REALIZACIÓN (REF. 1, 2, 3 Y 7).

A) MÉTODO GEOSÍSMICO DE REFRACCIÓN TOTAL, CONSISTE EN DETERMINAR EL TIEMPO QUE TARDAN LAS ONDAS LONGITUDINALES SÍSMICAS, GENERADAS POR UNA PEQUEÑA EXPLOSIÓN O IMPACTO, A GEÓFONOS CAPTADORES QUE ENVÍAN SU SEÑAL A UN SISMÓGRAFO RECEPTOR; CON ÉSTA INFORMACIÓN SE CÁLCULA LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS.

EL EQUIPO A UTILIZAR CONSTA DE:

- UN DISPOSITIVO GENERADOR DE LA ONDA QUE PUEDE SER UNA EXPLOSIÓN O UN MARRO INSTRUMENTADO CON UN SENSOR DEL IMPACTO.

- EL CONJUNTO DE GEÓFONOS ELECTROMAGNÉTICOS QUE AL VIBRAR CON EL SUELO EMITEN UNA SEÑAL ELÉCTRICA.

- EL SISMÓGRAFO RECEPTOR QUE RECIBE LA SEÑAL DE LOS GEÓFONOS EN GALVANÓMETROS DE ESPEJO Y QUE LA REGISTRA EN PAPEL FOTOSENSIBLE (FIG. 2.1-B).

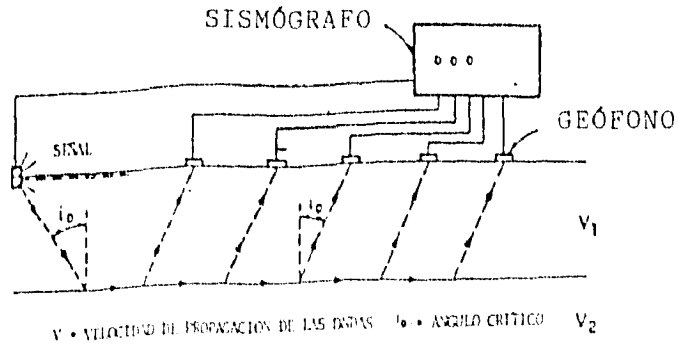
LOS RESULTADOS QUE SE OBTIENEN POR ESTE MÉTODO SON:

- I) INTERPRETAR LA ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO.
- II) PREDECIR LA CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS Y ROCAS.
- III) DEDUCIR EL MÓDULO ELÁSTICO DINÁMICO DEL MEDIO.

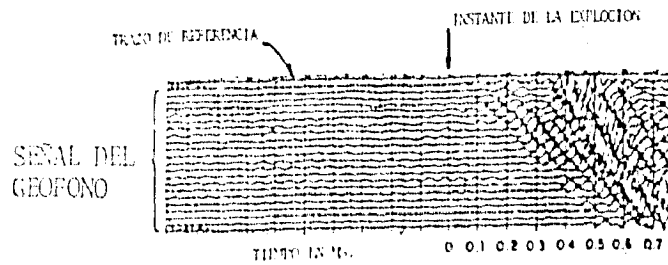
I) LA ESTRATIGRAFÍA SE DETERMINA CON DESARROLLOS BASADOS EN LA LEY DE REFRACCIÓN DE LAS ONDAS EN MEDIOS ELÁSTICOS, PARA ELLO SE HAN FORMULADO SOLUCIONES PARA LOS CASOS QUE USUALMENTE SE PRESENTAN EN LA PRÁCTICA, EN LA FIGURA 2.1-B SE MUESTRA LA SOLUCIÓN PARA EL CASO DE UNA CONDICIÓN ESTRATIGRÁFICA DE DOS CAPAS PARALELAS.

II) LA PREDICCIÓN DE LA CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS Y ROCAS SE HACE COMPARANDO LAS VELOCIDADES DE PROPAGACIÓN DE ONDAS LONGITUDINALES CON LAS CORRESPONDIENTES A CASOS CONOCIDOS (VER TABLA 2.3).

III) EL MÓDULO ELÁSTICO DINÁMICO DEL MEDIO SE ESTIMA CONSIDERANDO UN VALOR PROBABLE DE LA RELACIÓN DE POISSON PARA APLICAR LA ECUACIÓN 2.1. EN EL CASO QUE ADEMÁS SE REALICEN DETERMINACIONES DE LA VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS TRANSVERSALES O DE CORTE, LAS ECUACIONES 2.1 Y 2.2 SE PUEDE DEDUCIR EL MÓDULO ELÁSTICO Y LA RELACIÓN DE POISSON CORRESPONDIENTE.



A) PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS SÍSMICAS  $V_2 > V_1$



B) REGISTRO TÍPICO DE UN OSCILÓGRAFO

FIG. 2.1 OPERACIÓN DEL MÉTODO DE REFRACCIÓN TOTAL (EXPLORACIÓN GEOFÍSICA).

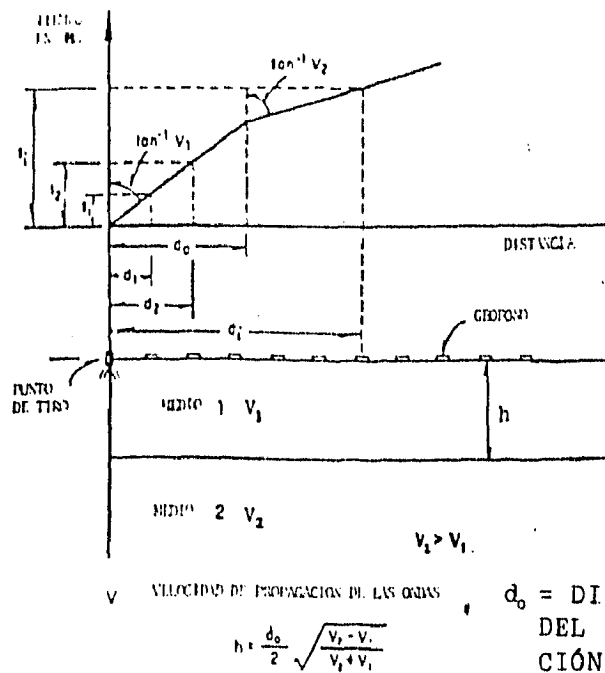


FIG. 2.2 INTERPRETACIÓN DE UNA PRUEBA DE REFRACCIÓN TOTAL (REF.7).

TABLA 2.3 INTERVALO APROXIMADO DE VELOCIDAD DE ONDA LONGITUDINAL PARA DIVERSOS MATERIALES REPRESENTATIVOS (REF 7)

MATERIAL	VELOCIDAD, EN M/S
SUELO	170 - 500
ARCILLA	1000 - 2800
ARCILLA ARENOSA	975 - 1100
ARCILLA ARENOSA CEMENTADA	1160 - 1280
LIMO	760
ARENA SECA	300
ARENA HÚMEDA	610 - 1830
ALUVIÓN	550 - 1000
ALUVIÓN (TERCIARIO)	800 - 1500
ALUVIÓN PROFUNDO	1000 - 2360
DEPÓSITO GLACIAR	490 - 1700
DUNAS	500
LOESS	375 - 400
LÚTITA	1800 - 3800
ARENISCA	2400 - 4000
MARGA	3000 - 4700
CRETA	1830 - 3970
CALIZA	3000 - 5700
DOLOMITA	5000 - 6200
EVAPÓRITA	3500 - 5500
GRÁNITO	4000 - 5600
GNEIS	5100 - 7500
ESQUISTO O PIZARRA	2290 - 4700
ROCA ÍGNEA DEL BASAMENTO	5500 - 6600
AGUA (DEPENDIENDO DE LA TEMPERATURA Y CONTENIDO DE SALES)	1430 - 1680

TABLA 2.4 RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE DIFERENTES TIPOS DE ROCAS Y SUELOS (REF. 7).

MATERIAL	RESISTIVIDAD, EN OHM-MT
GRÁNITO	$1 \times 10^5$
DIÓRITA	$1 \times 10^4$
GABRO	$1 \times 10^7 - 1.4 \times 10^7$
GNEIS	$2 \times 10^5 - 6 \times 10^8$
PIZARRA	$6.4 \times 10^2 - 6.5 \times 10^4$
CONGLOMERADO	$2 \times 10^3 - 1.3 \times 10^4$
ARENISCA	$7 \times 10^7 - 7 \times 10^3$
CALIZA	$1.8 \times 10^7$
MARGA	$7 \times 10^7$
ARENA	$4 - 2.2 \times 10^2$
SUELO	$10 - 1 \times 10^4$



$$\text{EC. 2.1} \quad V_L = \left[ \frac{E_{dm}}{\rho} \times \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \right]^{1/2}$$

$$\text{EC. 2.2} \quad V_T = \left[ \frac{E_{dm}}{\rho} \times \frac{1}{2(1+\mu)} \right]^{1/2}$$

DONDE:

$V_L$  = VELOCIDAD DE LAS ONDAS LONGITUDINALES, (MTS/SEG.).

$V_T$  = VELOCIDAD DE LAS ONDAS TRANSVERSALES, EN (MTS/SEG.).

$\mu$  = RELACIÓN DE POISSON.

$E_{dm}$  = MÓDULO DE ELASTICIDAD DINÁMICO DEL MEDIO (TON/M<sup>2</sup>).

$\rho$  = INTENSIDAD DE MATERIAL, EN (TON-S/M<sup>4</sup>).

LA PRINCIPAL APLICACIÓN DE ESTE MÉTODO PUEDE SER LA DE DETERMINAR LA PROFUNDIDAD DE LA ROCA BAJO UN DEPÓSITO ALUVIAL DE DIFÍCIL EXPLORACIÓN DIRECTA.

LA INTERPRETACIÓN DE ESTA PRUEBA SIEMPRE DEBE CORRELACIONARSE CON LA INFORMACIÓN DE SONDEOS CONVENCIONALES CON EXTRACCIÓN DE MUESTRAS, PORQUE TIENE LA ALIMENTACIÓN BÁSICA DE NO DETECTAR LA PRESENCIA DE ESTRATOS BLANDOS QUE ANTECEDEN OTROS DUROS, DEBIDO A LAS CONDICIONES DE REFRACCIÓN QUE SE DESARROLLAN. ES NECESARIO EFECTUAR PARA CADA LÍNEA DE REGISTRO DOS PRUEBAS, UNA CON UN IMPULSO EN UN EXTREMO DE LA LÍNEA Y LA OTRA CON UN IMPULSO EN EL OTRO EXTREMO (REF. 2 Y 7).

B) MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA CONSISTE EN DETERMINAR LA VARIACIÓN CON LA PROFUNDIDAD DE LAS RESISTIVIDADES APARENTES DE UN MEDIO EN QUE SE HA INDUCIDO UN CAMPO ELÉCTRICO; EL EQUIPO CONSISTE EN UNA FUENTE DE PODER, VOLTÍMETRO, AMPERÍMETRO Y CUATRO ELECTRODOS.

SE HAN DESARROLLADO VARIAS TÉCNICAS DE OPERACIÓN; DENTRO DE ELLAS LAS MÁS UTILIZADAS DEBIDO A SU SENCILLEZ ES EL DENOMINADO MÉTODO WENNER, EN EL CUAL SE USA UN ARREGLO QUE SE MUESTRA EN LA FIG. 2.3 A TRAVÉS DE LÍNEAS DE OBSERVACIÓN SOBRE EL TERRENO DE ESTUDIO.

LOS RESULTADOS QUE SE OBTIENEN CON ESTE MÉTODO PERMITEN:

- I) DEFINIR LA ESTRATIGRAFÍA.
- II) POR CORRELACIÓN, CLASIFICAR LOS SUELOS Y ROCAS DEL SITIO
- III) DEFINIR LA POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO.

I) LA ESTRATIGRAFÍA SE DEFINE DE LA OBSERVACIÓN DEL DIAGRAMA DE ISORRESISTIVIDADES (FIG. 2.4) QUE SE OBTIENE DE CADA SECCIÓN DE OBSERVACIÓN, UTILIZANDO LA EC. 2.3.

$$\text{EC. 2.3} \quad Pa = 2\pi h \frac{V}{I}$$

DONDE:

- $Pa$  = RESISTIVIDAD APARENTE A LA PROFUNDIDAD "H" (OHM-M).  
 $h$  = DISTANCIA ENTRE ELECTRODOS (M).  
 $I$  = INTENSIDAD DE LA CORRIENTE (AMP).  
 $V$  = DIFERENCIA DE POTENCIA (VOLT).

II) LA CLASIFICACIÓN TENTATIVA DE LOS MATERIALES SE REALIZA POR COMPARACIONES ENTRE LA RESISTIVIDAD ELÉCTRICA Y LOS VALORES PRESENTADOS EN LA TABLA 2.4.

III) LA POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO SE DETECTA FÁCILMENTE EN LA SECCIÓN DE ISORRESISTIVIDADES.

LA PRECISIÓN DE ESTE MÉTODO PARA PREDECIR LA ESTRATIGRAFÍA DE UN SITIO ES GENERALMENTE MENOR QUE LA DE REFRACCIÓN SÍSMICA Y POR ELLO SE UTILIZA MENOS; SIN EMBARGO, ES MÁS CONFIABLE PARA DETERMINAR LA POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO (REF. 2 Y 7).

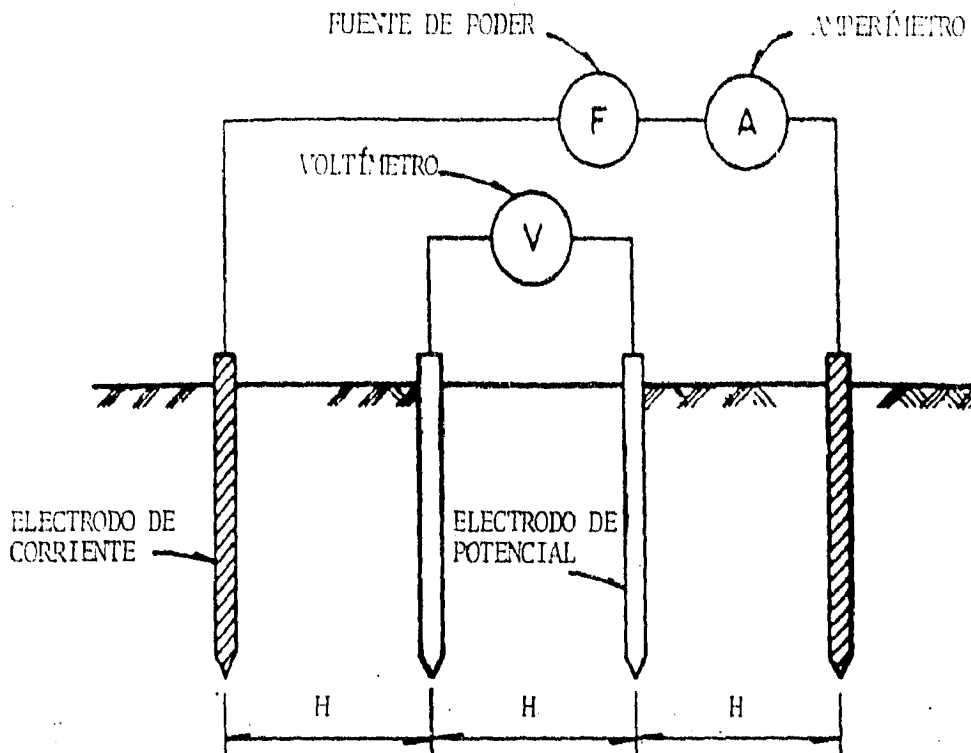


FIG. 2.3 EQUIPO PARA DESARROLLAR LA PRUEBA DEL MÉTODO DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA (ARREGLO WENNER REF.7).

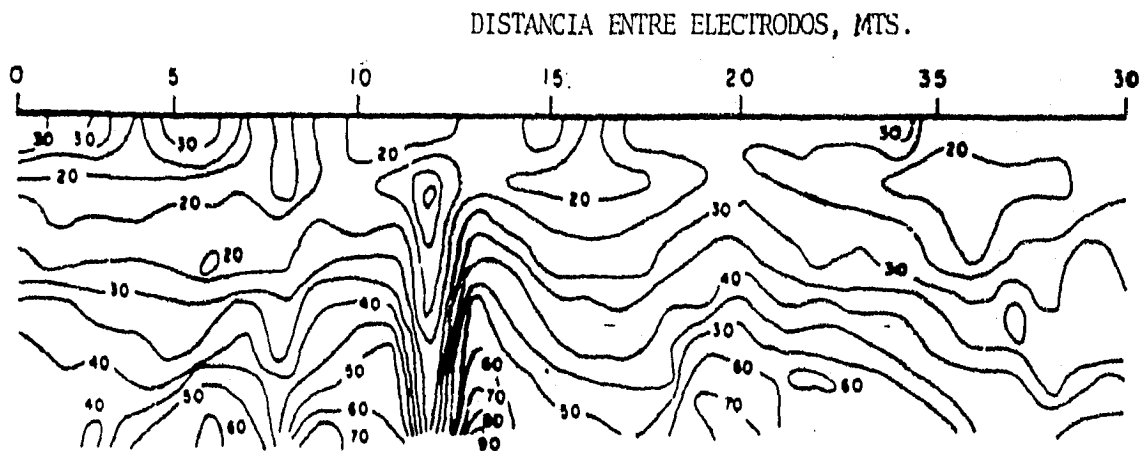


FIG. 2.4 SECCIÓN DE ISORRESISTIVIDADES, OBTENIDAS POR MEDIO DE LA PRUEBA DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA (EXP. GEOFÍSICA).

### 2.2.3 PRUEBAS DE PENETRACIÓN

LOS PENETRÓMETROS SON CONOS O TUBOS DE ACERO QUE SE HINCAN A PRESIÓN (ESTÁTICOS) O CON EL IMPACTO DE UNA MASA (DINÁMICOS), PERMITEN DEFINIR INDIRECTAMENTE LA ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO Y LA VARIACIÓN CON LA PROFUNDIDAD DE LA COMPACIDAD RELATIVA Y LA RESISTENCIA AL CORTE (DRENADAS) DE LAS ARENAS, ASÍ COMO LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA DE LAS ARCILLAS. CON EL PENETRÓMETRO ESTÁNDAR SE RECUPERAN ADEMÁS MUESTRAS ALTERADAS QUE PERMITEN DEFINIR LA ESTRATIGRAFÍA DE MANERA CONFIABLE.

EN LA EXPLORACIÓN DE UN SITIO, LOS PENETRÓMETROS SE EMPLEAN DE ACUERDO A TRES CRITERIOS DE APLICACIÓN:

- COMO INSTRUMENTO DE EXPLORACIÓN, PARA DEFINIR LA ESTRATIGRAFÍA Y FACILITAR CON ELLO LA SELECCIÓN DE LOS MUESTRADORES DEL SUELO QUE DEBEN EMPLEARSE
- PARA DISMINUIR EL COSTO Y TRABAJOS EN LA REALIZACIÓN DE SONDEOS COMPLEMENTARIO PARA CUBRIR UNA ÁREA GRANDE.
- COMO TÉCNICA ÚNICA DE EXPLORACIÓN, EN PROYECTOS DE BAJO COSTO QUE NO PUEDAN JUSTIFICAR SONDEOS DE MUESTREO O EN CASOS EN QUE LA INFORMACIÓN OBTENIDA SEA INSUFICIENTE.

EN ESTE TRABAJO SOLO SE VERÁN DOS TIPOS DE PENETRÓMETROS: EL DE CONO HOLANDÉS TIPO ELÉCTRICO Y EL PENETRÓMETRO ESTÁNDAR DE TUBO PARTIDO. ESTOS DOS PENETRÓMETROS SON LOS DE MAYOR UTILIDAD EN RELACIÓN DE LAS CORRELACIONES QUE PUEDEN ESTABLECERSE CON LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS (VER EN LA TABLA 2.5 EL TIPO DE PENETRÓMETROS MÁS DIFUNDIDOS).

A) PENETRÓMETRO ESTÁTICO TIPO ELÉCTRICO (CONO HOLANDÉS O CPT). EL PENETRÓMETRO DE CONO TIPO ELÉCTRICO PARA HINCARSE A PRESIÓN (ESTÁTICO) TIENE INCORPORADAS INSTRUMENTADAS CON DEFORMÍMETROS ELÉCTRICOS QUE PERMITEN LA MEDICIÓN SIMULTÁNEA DE LAS FUERZAS NECESARIAS PARA EL HINCADO DE LA PUNTA CÓNICA DE 60 GRADOS DE ÁNGULO DE ATAQUE Y 3.6 CM. DE DIÁMETRO (10 CM<sup>2</sup> DE ÁREA) Y DE LA FUNDA CILÍNDRICA DE FRICCIÓN, TAMBIÉN DE 3.6 CM. DE DIÁMETRO Y 13.25 CM. DE LONGITUD 150 CM<sup>2</sup> DE ÁREA LATERAL (VER FIG. 2.5).

LA CAPACIDAD DE LAS CELDAS DEBE ELEGIRSE DE ACUERDO CON LA RESISTENCIA DEL SUELO EN QUE PENETRARÁ. ESTE PENETRÓMETRO SE HINCA EN EL SUELO CON AYUDA DE UN MECANISMO HIDRÁULICO CAPAZ DE APLICAR 2.5, 10 O 20 TONELADAS DE FUERZA AXIAL; CON UNA PERFORADORA USUAL EN GEOTECNIA SE PUEDE HINCAR EL CONO (VER FIG. 2.6) . COMO ESTAS MÁQUINAS TIENEN UNA CAPACIDAD MEDIA DE 3 TON. EL CONO SE PUEDE HINCAR SOLO UNOS SIETE METROS, DESPUÉS SE EXTRAEN Y SE RIMA LA PERFORACIÓN CON UNA BROCA TRICÓNICA, SE INTRODUCE EL CONO HASTA ALCANZAR NUEVAMENTE LA CAPACIDAD DEL SISTEMA HIDRÁULICO (DE LA PERFORADORA) Y ASÍ SE CONTINUA.

LA CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS SE REALIZA CON LA AYUDA DE LAS GRÁFICAS DE CORRELACIÓN DE LAS FIGURAS 2.7 Y 2.8 LAS PRUEBAS DE PENETRACIÓN ESTÁTICA (CPT) SE PUEDEN CORRELACIONAR CON LAS PRUEBAS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) MEDIANTE LOS VALORES DE LA TABLA 2.6, PROPUESTOS POR SHCMERTMANN (REF. 1 Y 7).

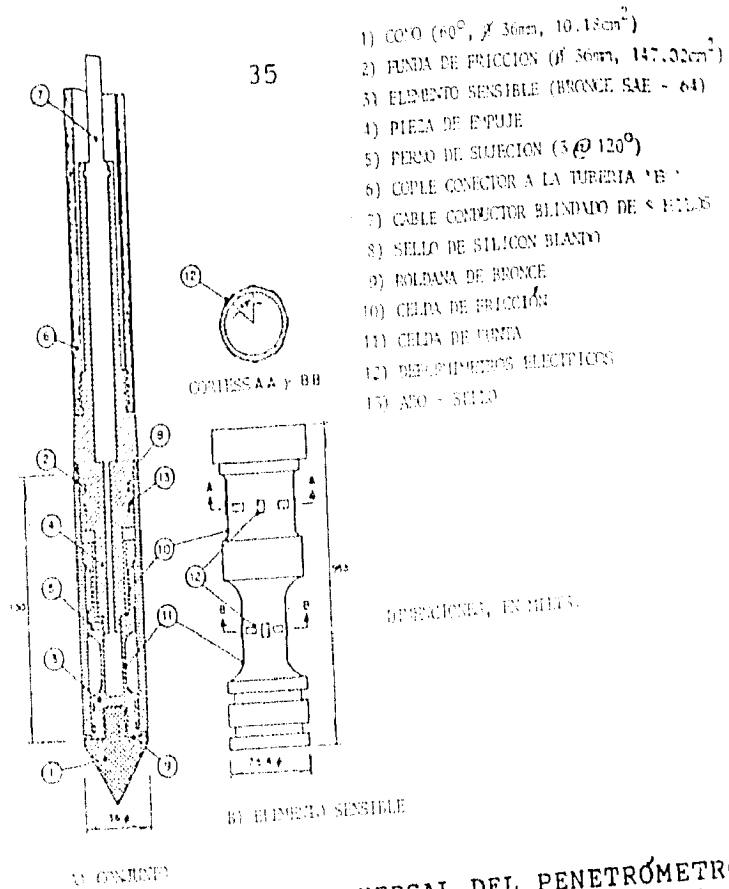


FIG. 2.5 CORTE TRANSVERSAL DEL PENETRÓMETRO ESTÁTICO TIPO ELÉCTRICO (REF. 7).

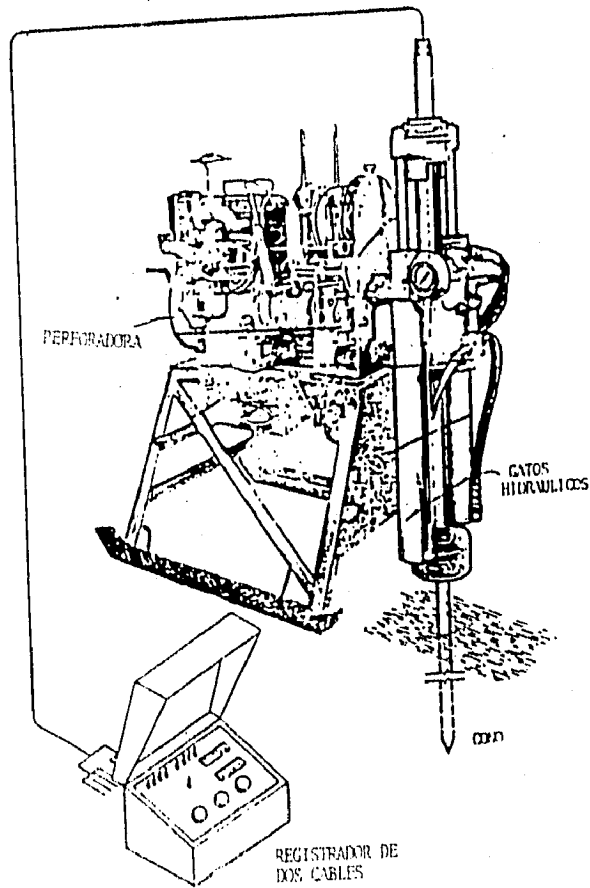


FIG. 2.6 EQUIPO PARA PRUEBAS DE PENETRACIÓN DE CONO ESTÁTICO.

TABLA 2.5 PENETRÓMETROS PARA LA EXPLORACIÓN DE SUELOS (REF 7)

		ESTÁTICOS		DINÁMICOS		
PENETRÓMETRO		CONO HOLANDÉS MECÁNICO DE 3.6 cm. DE Ø Y 60° DE ∟ DE ATAQUE	CONO HOLANDÉS ELÉCTRICO DE 3.6 cm. DE Ø Y 60° DE ∟ DE ATAQUE (CPT)	PENETRÓMETRO ESTÁNDAR DE 5.1cm. DE Ø EXTERIOR Y 3.6cm. DE Ø INTERIOR (SPT)	CONO SIMPLE HINCADO A PERCUSIÓN, DE 5.1cm. DE Ø Y 60° DE ∟ DE ATAQUE	PENETRÓMETRO SERMES DE 7cm. DE Ø Y 90° DE ∟ DE ATAQUE
APLICACIÓN EN EL SUELO	RECOMENDABLE	ARENAS Y LIMO	ARENA Y LIMO	ARENA Y ARCILLA DURA	GRAVA Y ARENA	ARENA CON POCA GRAVA
	ACEPTABLE	ARCILLA	ARCILLA	ARCILLA MEDIA	--	ARCILLA DURA
	INACEPTABLE	GRAVA	GRAVA	ARCILLA BLANDA	ARCILLA	ARCILLA BLANDA
SE OBTIENE		LA VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DE PUNTA (Qc) Y DE FRICCIÓN (fs) QUE SE GENERAN DURANTE SU HINCADO EN TRAMOS DE 20cm.	LA VARIACIÓN CONTINUA DE LA RESISTENCIA DE PUNTA (Qc) Y DE FRICCIÓN (fs) CON MAYOR PRECISIÓN QUE EL CONO MECÁNICO	MUESTRAS ALTERADAS DE CUALQUIER PROFUNDIDAD Y EL NÚMERO DE GOLPES NECESARIO PARA HINCARLO	LA VARIACIÓN CON LA PROFUNDIDAD DEL NÚMERO DE GOLPES NECESARIO PARA HINCARLO	EL NÚMERO DE GOLPES NECESARIO PARA HINCARLO 10cm.
OPERACIÓN		SE HINCA A PRESIÓN CON VELOCIDAD DE 1.2 m / min. (2 cm. / seg.) CON AYUDA DE UN SISTEMA DE CARGA HIDRÁULICO	IGUAL QUE EL ANTERIOR SE ELABORADO UNA NORMA TENTATIVA PARA SU OPERACIÓN. ES MAS EFICIENTE QUE EL CONO MECÁNICO	SE HINCA A PERCUSIÓN CON EL IMPACTO DE UNA MASA DE 64 Kg. DEJADA CAER DE 75cm. DE ALTURA, SE CUENTA EL NÚMERO DE GOLPES PARA HINCARLO 30cm. DESPUÉS DE HABER PENETRADO 15cm.	SEMEJANTE AL PENETRÓMETRO ESTÁNDAR, Y EN OCASIONES CON MARTILLOS DE 128 Kg.	SE HINCA A PERCUSIÓN CON UNA MASA DE 30, 60 O 90 Kgs. QUE LA LEVANTA AUTOMÁTICAMENTE UN CILINDRO NEUMÁTICO Y LA DEJA CAER 40cm. DE ALTURA
COMENTARIOS		ES UNA PRUEBA PRECISA PERO DEBE CORRELACIONAR SE CON PRUEBAS DE LABORATORIO. EN ARCILLAS CONVIENE CORRELACIONAR LA CON PRUEBAS DE VELETA	ES UNA PRUEBA PRECISA PERO DEBE CORRELACIONAR SE CON PRUEBAS DE LABORATORIO. EN ARCILLAS CONVIENE CORRELACIONAR LA CON PRUEBAS DE VELETA	ES UNA PRUEBA DE POCA PRECISIÓN, PERO ES PROBABLEMENTE LA MAS UTILIZADA POR QUE SE TIENEN NUMEROSAS CORRELACIONES CON LAS PROPIEDADES Y COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS	ES UNA PRUEBA BURDA, PERO ES LA ÚNICA QUE HASTA AHORA PUEDE PROPORCIONAR INFORMACIÓN EN LOS SUELOS DE ALTO CONTENIDO DE GRAVAS	ES UN SISTEMA MUY EFICIENTE, PERO DE USO POCO EXTENDIDO Y POR ELLO NO SE HA ACUMULADO EXPERIENCIA EN SU EMPLEO

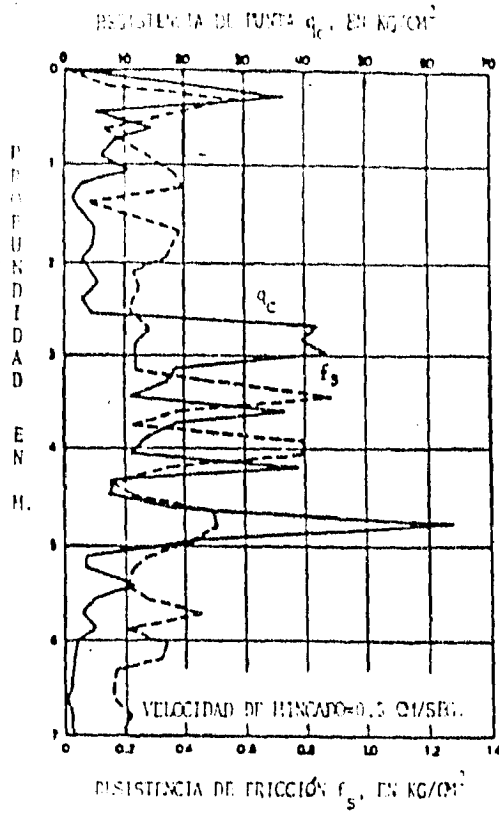


FIG. 2.7 GRÁFICA DE PENETRACIÓN ESÁTICA

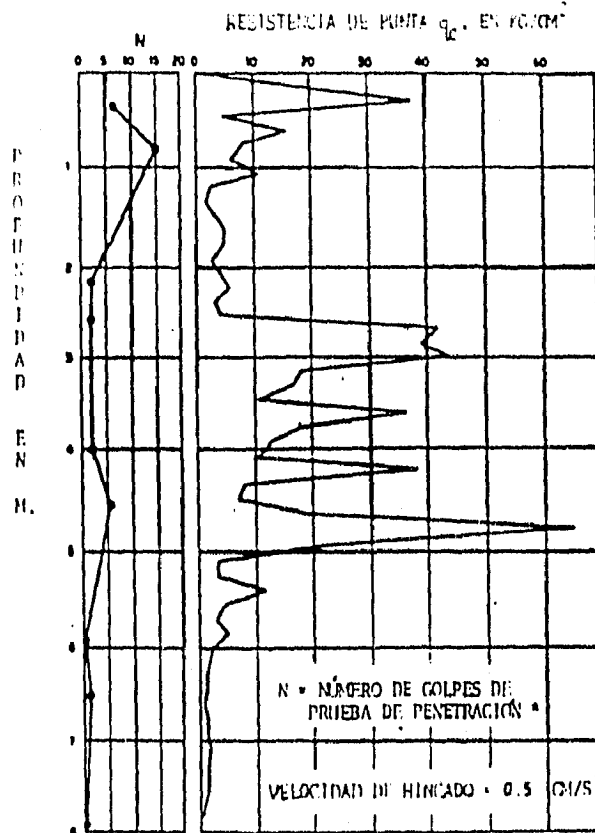


FIG. 2.8 COMPARACIÓN CON LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

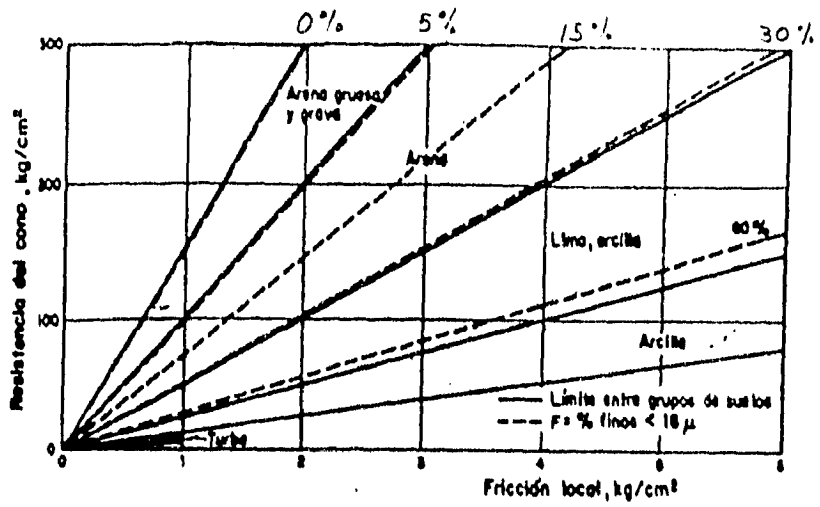


FIG 2.9 CLASIFICACIÓN DE SUELOS CON PENETRÓMETRO ESTÁTICO (CLASIFICACIÓN SEGÚN SANGERAT).

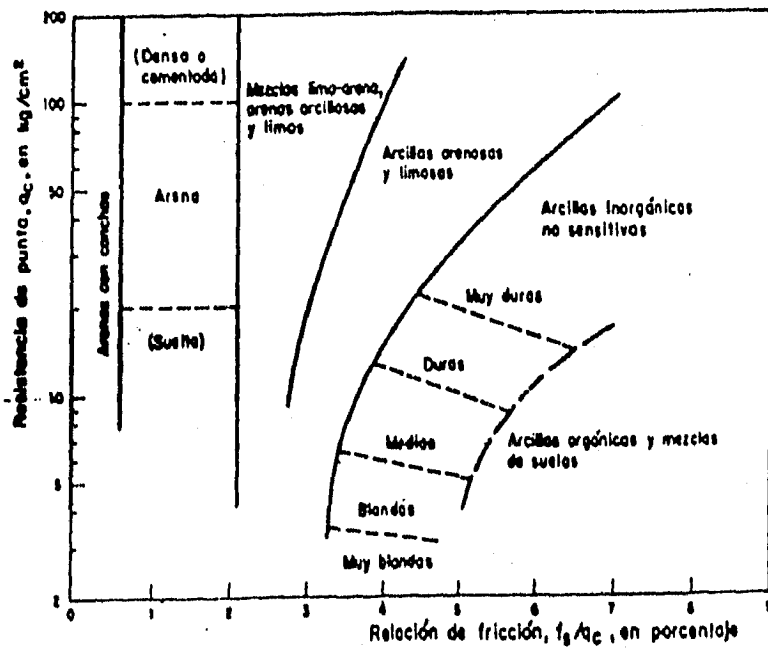


FIG. 2.10 CLASIFICACIÓN DE SUELOS CON PENETRÓMETRO ESTÁTICO (CLASIFICACIÓN SEGÚN SCHMERTMANN).



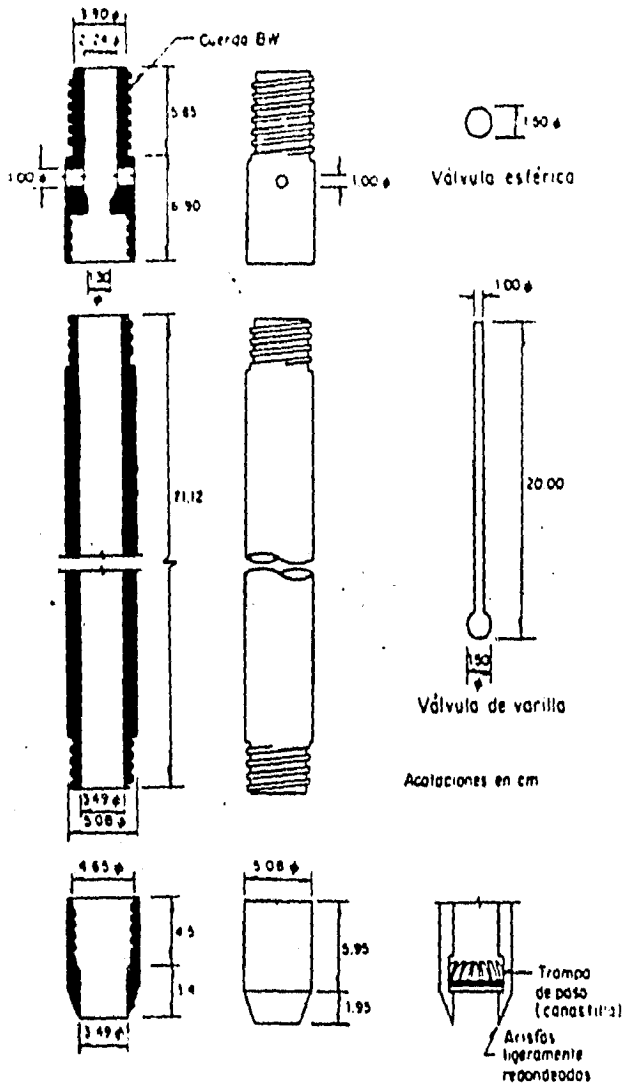


FIG. 2.11 CORTE TRANSVERSAL DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO TIPO ESTÁNDAR (REF.1,2,7)

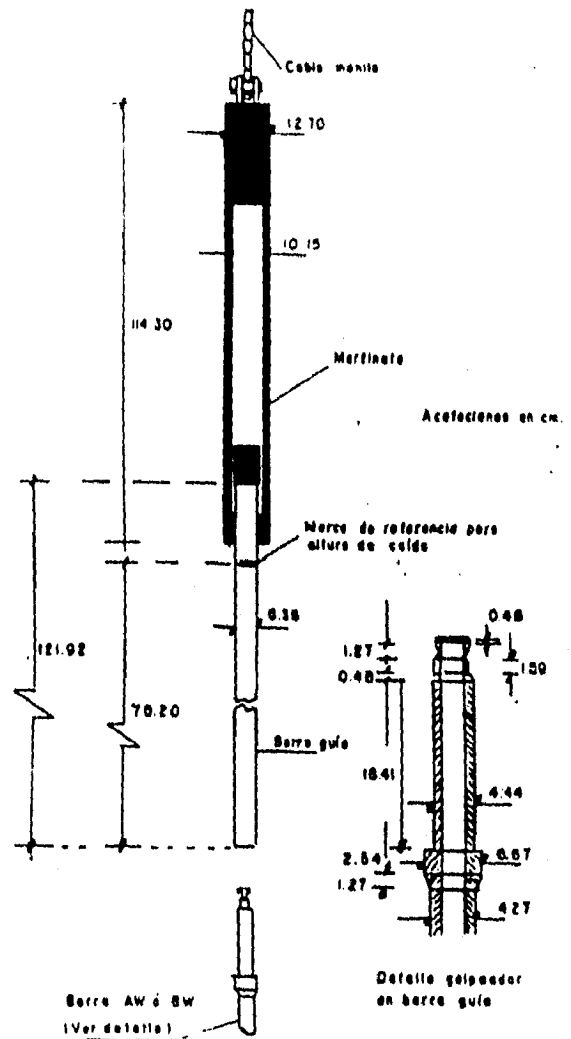


FIG. 2.12 CORTE TRANSVERSAL DEL MARTINETE PARA PRUEBA DINÁMICA.

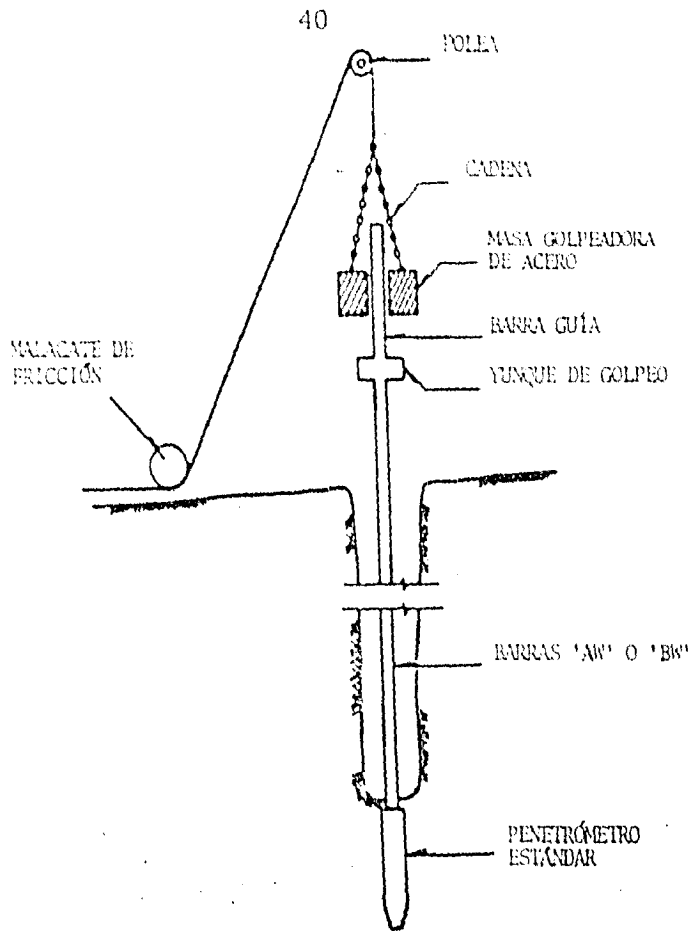


FIG. 2.13 PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

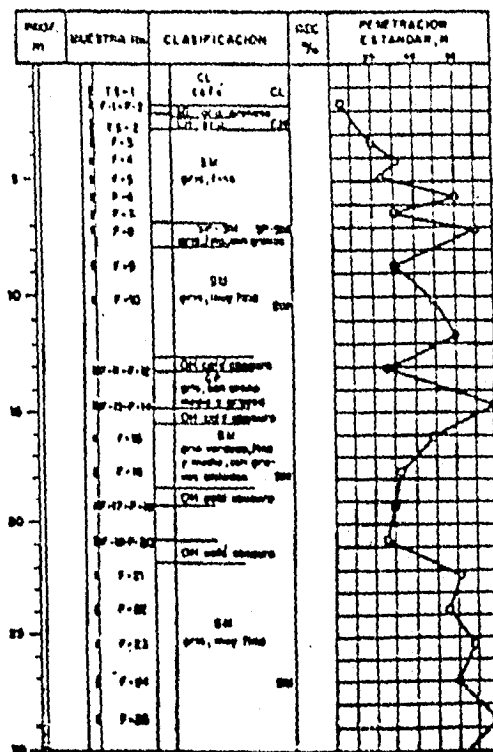
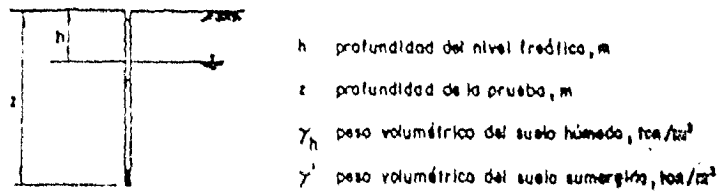
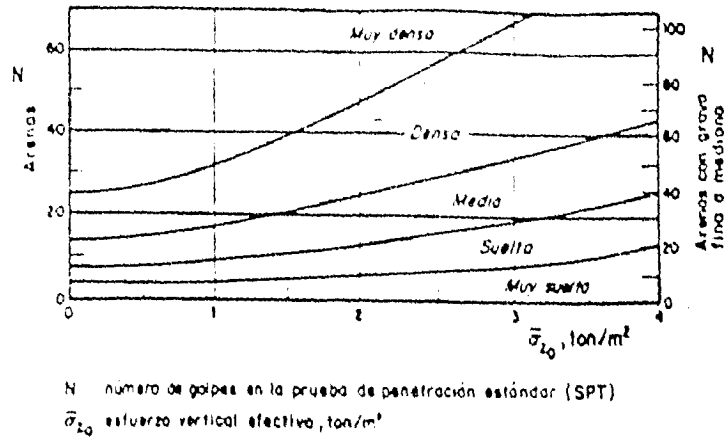


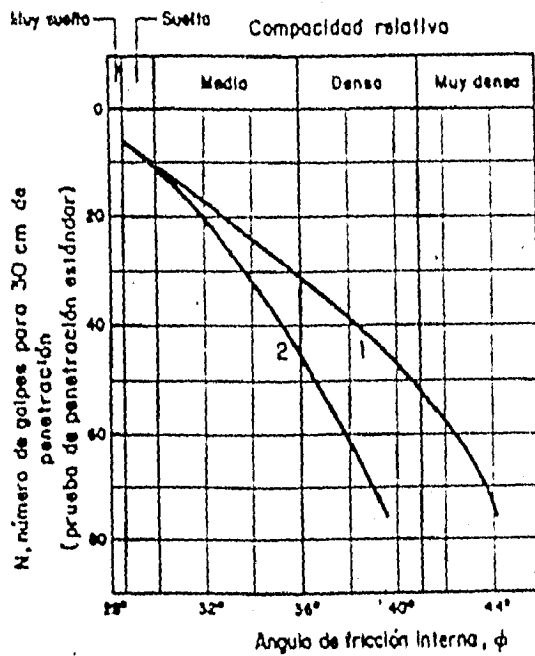
FIG. 2.14 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE UN SITIO.



$$\bar{\sigma}'_{10} = \gamma_h h + \gamma' (z-h)$$

$$\bar{\sigma}'_{10} = 1.8h + 0.9(z-h) \text{ (valor aproximado)}$$

FIG. 2.15 CORRELACIÓN NÚMERO DE GOLPES VS. COMPACIDAD RELATIVA.



- 1 Relación para arenas medianas a gruesas de grano anguloso a redondeado
- 2 Relación para arenas finas y para arenas limosas

FIG. 2.16 CORRELACIÓN NÚMERO DE GOLPES VS. ÁNGULO  $\phi$

B) PENETRÓMETRO ESTÁNDAR (DINÁMICO O SPT). EL PENETRÓMETRO ESTÁNDAR ES UN TUBO DE DIMENSIONES NORMALIZADAS QUE SE HINCAN A PERSECUCIÓN (FIG. 2.11). CONSISTE EN UN TUBO DE PARED GRUESA PARTIDO LONGITUDINALMENTE, CON UNA ZAPATA DE ACERO ENDURECIDO Y UNA CABEZA QUE LO UNE AL EXTREMO INFERIOR DE LA COLUMNA DE BARRAS DE PERFORACIÓN CON QUE SE HINCA; LA CABEZA TIENE UN CONDUCTO PARA LA SALIDA DE AZOLVES A TRAVÉS DE UNA VÁLVULA ESFÉRICA O UNA VÁLVULA DE VARILLA. OPCIONALMENTE SE UTILIZA UNA TRAMPA DE PASO PARA RETENER LAS MUESTRAS (REF. 7).

EL EQUIPO AUXILIAR PARA EL HINCADO ES UNA MASA GOLPEADORA DE ACERO DE 64 KG. (VER FIG. 2.12) CON GUÍA DE CAÍDA LIBRE DE 75 CM Y BARRAS DE PERFORACIÓN "AW" O "BW" (4.44 Y 5.40 CM DE DIÁMETRO Y 6.53 Y 6.23 KG/M DE PESO, RESPECTIVAMENTE) CON UN YUNQUE DE GOLPEO INCORPORADO A LA COLUMNA DE BARRAS. LA MASA GOLPEADORA SE LEVANTA CON UN MALACATE DE FRICCIÓN (CABEZA DE GATO).

EL PENETRÓMETRO ESTÁNDAR SE HINCA 45 CM. EN EL FONDO DE UNA PERFORACIÓN DE 7.5 CM DE DIÁMETRO MÍNIMO CON LOS IMPACTOS DE LA MASA DE 64 KG. Y CAÍDA LIBRE DE 75± 1 CM (FIG. 2.13). SE CUENTA EL NÚMERO DE GOLPES PARA HINCAR 15 CM.

SE DEFINE COMO RESISTENCIA LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR, AL NÚMERO "N" DE GOLPES NECESARIOS PARA HINCAR EL PENETRÓMETRO LOS DOS ÚLTIMOS DE 15 CM. CUANDO DEBIDO A LA DUREZA DEL SUELO NO SE PUEDE PENETRAR A LOS 45 CM., SE DEFINE "N" POR EXTRAPOLACIÓN.

DESPUÉS DE HINCADO SE SACA EL PENETRÓMETRO A LA SUPERFICIE PARA RECUPERAR LA MUESTRA ALTERADA, QUE SE COLOCA EN UN FRASCO HERMÉTICO, Y SE REGISTRA LA INFORMACIÓN DEL HINCADO Y CLASIFICACIÓN DEL SUELO.

AL INTERPRETAR LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON ESTE PENETRÓMETRO SE PUEDE LOGRAR:

I) DEFINIR LA ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO.

II) DETERMINAR POR CORRELACIÓN LA COMPACIDAD RELATIVA DE SUELOS GRANULARES Y LA CONSISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS.

I) LA ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO SE DEFINE A PARTIR DEL NÚMERO DE GOLPES QUE SON NECESARIOS (N) PARA HINCAR EL PENETRÓMETRO LOS 30 CM., O EL OBTENIDO POR EXTRAPOLACIÓN EN LOS CASOS EN QUE NO PENETRE LOS 45 CM. ESPECIFICADOS, Y DE LA CLASIFICACIÓN DE CAMPO DE SUELOS DE ACUERDO AL S.U.C.S., COMO SE MUESTRA EN LA FIG. 2.14. LA CORRELACIÓN ENTRE EL NÚMERO DE GOLPES Y LA COMPACIDAD FUE EXPUESTA POR TERZAGHI-PECK, Y ES VALIDA PARA ARENAS LOCALIZADAS ARRIBA DEL NIVEL FREÁTICO (TABLA 2.7).

PARA TOMAR EN CUENTA LA PROFUNDIDAD A LA QUE SE REALIZA LA PRUEBA Y LA POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO SE DEBE DE UTILIZAR LA FIG. 2.15.

LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR SE PUEDE CORRELACIONAR CON EL ÁNGULO DE FRICCIÓN EXTERNA MEDIANTE LA GRÁFICA EMPÍRICA DE LA FIG. 2.16.

TERZAGHI Y PECK TAMBIÉN ESTABLECIERON LA CORRELACIÓN EMPÍRICA ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR, LA CONSISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIN CONFINAR ( $q_u$ ) SEGÚN SE MUESTRA EN LA TABLA 2.9 (REF. 1,2,3 Y 7).

TABLA 2.6 CORRELACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DE PRUEBAS C.P.T. Y S.P.T.

SUELO	qc / N
LIMOS, LIMOS ARENOSO, MEZCLAS DE LIMOS Y ARENAS LIGERAMENTE COHESIVOS	2
ARENAS LIMPIAS FINAS A MEDIAS Y ARENAS LIGERAMENTE LIMOSAS	35
ARENAS GRUESAS Y ARENAS CON ALGO DE GRAVA	5
GRAVAS ARENOSAS Y GRAVAS	8

TABLA 2.7 CORRELACIÓN NÚMERO DE GOLPES - COMPACIDAD RELATIVA.

NÚMERO DE GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA
0-4	MUY SUELTA
4-10	SUELTA
10-30	MEDIA
30-50	DENSA
> 50	MUY DENSA

TABLA 2.8 CORRELACIÓN ENTRE N, q<sub>u</sub> Y LA CONSISTENCIA

CONSISTENCIA	MUY BLANDA	BLANDA	MEDIA	DURA	MUY DURA	DURISIMA
N	2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	30
q <sub>u</sub>	0.25	0.25 - 50	0.50 - 1.	1 - 2	2 - 4	4

#### 2.2.4 OBTENCIÓN DE MUESTRAS

A) OBTENCIÓN DE MUESTRAS ALTERADAS. SON AQUÉLLAS EN LAS QUE EL ACOMODO ESTRUCTURAL DE SUS PARTÍCULAS SE HA MODIFICADO (O ALTERADO) EN FORMA SIGNIFICATIVA DEBIDO AL MÉTODO DE MUESTREO EMPLEADO PARA SU OBTENCIÓN. ESTE TIPO DE MUESTRAS SE EMPLEAN EN EL LABORATORIO PARA IDENTIFICAR LOS SUELOS. DETERMINAR ALGUNAS PROPIEDADES ÍNDICE, DEFINIR LA ESTRATIGRAFÍA Y PREPARAR ESPECÍMENES COMPACTADOS O RECONSTRUIDOS, LAS TÉCNICAS MAS USUALES PARA OBTENER MUESTRAS ALTERADAS SON:

I) MANUALES. SON EXCAVACIONES DE POZOS A CIELO ABIERTO, POZOS SOMEROS, CORTES Y ZANJAS.

II) UTILIZANDO EL PENETRÓMETRO ESTÁNDAR. ESTE SE UTILIZA CUANDO SE REQUIEREN MUESTRAS A MAYOR PROFUNDIDAD.

III) EL MÉTODO MANUAL CONSISTE EN OBTENER A MANO NUESTRAS QUE SE CONSERVAN EN RECIPIENTES HERMÉTICOS, QUE PUEDEN SER BOLSAS DE POLIETILENO O UN FRASCO DE VIDRIO PREVIAMENTE IDENTIFICADO. LA CANTIDAD DE MATERIAL QUE SE REQUIERA DEPENDE DEL TIPO Y NÚMERO DE PRUEBAS A REALIZARSE EN EL LABORATORIO.

I) LAS HERRAMIENTAS COMÚNMENTE UTILIZADAS SON DE TIPO MANUAL (DE AQUÍ SU NOMBRE), COMO LA PALA POSTEADORA Y BARRENAS HELICOIDALES (FIG. 2.17) Y PARA POZOS A CIELO ABIERTO, ZANJAS Y CORTES SE EMPLEARAN; HERRAMIENTA MANUAL O MAQUINARIA DE EXCAVACIÓN.

II) LA OBTENCIÓN DE MUESTRAS POR MEDIO DEL PENETRÓMETRO ESTÁNDAR SE HA DESCRITO EN EL SUBCAPÍTULO 2.2.3 DE PRUEBAS DE PENETRACIÓN.

B) OBTENCIÓN DE MUESTRAS INALTERADAS. LAS MUESTRAS OBTENIDAS POR ESTE MÉTODO CONSERVAN PRÁCTICAMENTE INALTERADO EL ACOMODO ESTRUCTURAL DE SUS PARTÍCULAS SÓLIDAS, SIN EMBARGO LA RELAJACIÓN DE ESFUERZOS INDUCE MODIFICACIONES DE SUS CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO MECÁNICO, ESTO SE DA EN FUNCIÓN DEL CUIDADO Y LA TÉCNICA CON QUE SE OBTENGAN. LAS PRUEBAS INALTERADAS SE UTILIZAN EN EL LABORATORIO PARA IDENTIFICAR EL TIPO DE SUELO (SUS PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS), ESTE TIPO DE MUESTRAS SE PUEDEN OBTENER POR MEDIOS MANUALES O MECÁNICOS.

I) MÉTODO MANUAL. CONSISTE EN LABRAR EN EL SITIO CUBOS DE 20 A 30 CM. DE LADO QUE SE PROTEGEN CON UNA MANTA IMPERMEABILIZADA; SE PUEDEN OBTENER EN SUELOS COHESIVOS Y EN MATERIALES GRANULARES CON ALGO DE FINOS QUE LE DEN CIERTA COHESIÓN (FIG. 2.18).

POR ESTE MÉTODO SE OBTIENEN MUESTRAS DE MUY BUENA CALIDAD PERO EL PROCESO ES LENTO, YA QUE, EL MATERIAL SE TIENE QUE LABRAR EN EL LUGAR Y DEMASIADO DIFÍCIL DE OBTENER ABAJO DEL NIVEL FREÁTICO Y LIMITADO A PROFUNDIDADES NO MAYORES A 10 MTS.

II) UTILIZANDO TUBOS DE PARED DELGADA, EN ESTE MÉTODO SE OBTIENEN MUESTRAS CON EL MÍNIMO DE CAMBIOS EN LA ESTRUCTURA DEL SUELO EN ESTUDIO QUE, POR LO MENOS EN SUELOS COHESIVOS SE SIGUE UTILIZANDO ACTUALMENTE DE MANERA PRÁCTICA. EL GRADO DE PERTURBACIÓN QUE PRODUCE EL MUESTREADOR DEPENDE PRINCIPALMENTE (REF. BIBLIO. No. 1) DEL PROCEDIMIENTO USADO PARA EL HINCADO DEL TUBO; DE MANERA EXPERIMENTAL SE HA COMPROBADO QUE SI SE DESEA UN GRADO DE ALTERACIÓN MÍNIMO ACEPTABLE, EL HINCADO DEBE DE REALIZARSE EJERCIENDO PRESIÓN CONTINUADA Y NUNCA A GOLPES NI CON OTRO MÉTODO DINÁMICO. HINCANDO EN EL TUBO A VELOCIDAD Y PRESIÓN CONSTANTE, PARA UN CIERTO DIÁMETRO DE TUBO, EL GRADO DE ALTERACIÓN DEPENDE DE LA RELACIÓN DE ÁREA, QUE SE EXPRESA POR LA SIGUIENTE FÓRMULA. 2.4.

$$\text{EC. 2.4} \quad A_r (\%) = \frac{D_e - D_i}{D_e}$$

DONDE:

$A_r$  = GRADO DE ALTERACIÓN.

$D_e$  = DIÁMETRO EXTERIOR DEL TUBO.

$D_i$  = DIÁMETRO INTERIOR DEL TUBO.

ADEMÁS DE ESTA FÓRMULA EXISTE UN CRITERIO PARA JUZGAR EN EL CAMPO LA CALIDAD DEL MUESTREO, SEGÚN SE MUESTRA EN LA TABLA 2.9. EN EL LABORATORIO LA CALIDAD DE LAS MUESTRAS SE DEFINE OBSERVANDO CORTES LONGITUDINALES PARA IDENTIFICAR LA ALTERACIÓN QUE PUDIERAN MOSTRAR LENTES DELGADOS DE ALGÚN MATERIAL O BIEN, OBSERVANDO EL PROCESO DE SECADO LENTO DE PLACAS DELGADAS DE SUELO CORTADAS LONGITUDINALMENTE. EN LA FIG. 2.19 SE MUESTRAN LOS MUESTREADORES DE PARED DELGADA DE USO MÁS COMÚN (REF. 2 Y 7)

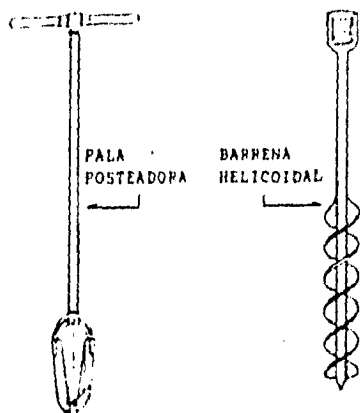


FIG. 2.17 HERRAMIENTAS MANUALES DE PERFORACIÓN PARA MUESTRAS.

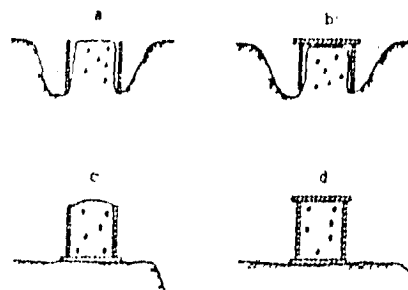


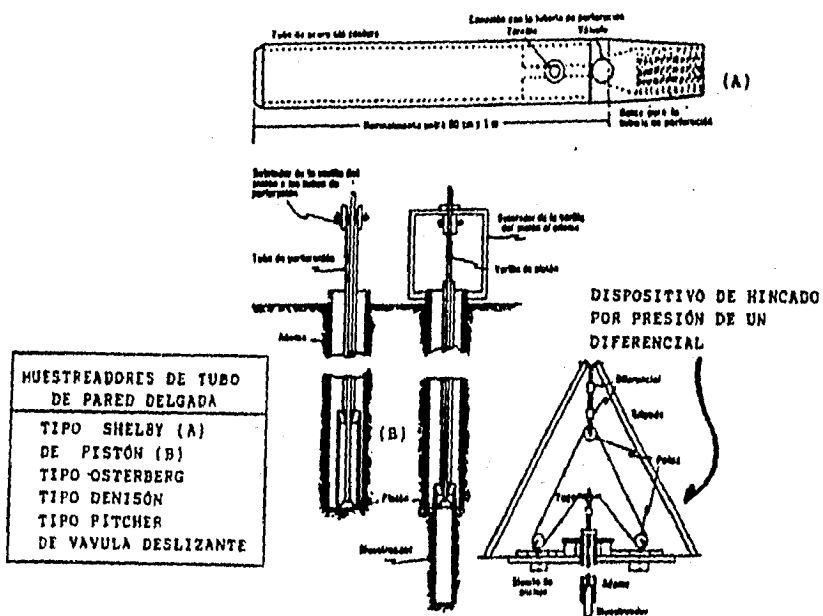
FIG. 2.18 LABRADO PARA OBTENER MUESTRAS CUBICAS.

TABLA 2.9 RECUPERACIÓN DE MUESTRAS.

RECUPERACIÓN, A	CALIDAD
REC = 100	EXELENTE
REC = 80	BUENA
50 < REC < 80	HALA
REC < 50	INACEPTABLE

$$REC = \frac{L}{H} \times 100$$

REC = RECUPERACION  
 L = LONGITUD RECUPERADA  
 H = LONGITUD MUESTREADA



MUESTREADORES DE TUBO DE PARED DELGADA  
 TIPO SHELBY (A)  
 DE PISTÓN (B)  
 TIPO OSTERBERG  
 TIPO DENISON  
 TIPO PITCHER  
 DE VAVULA DESLIZANTE

FIG. 2.19 OBTENCIÓN DE MUESTRAS UTILIZANDO MUESTREADORES DE PARED DELGADA (REF. 1-1).



## 2.3 ESTUDIOS Y ENSAYES DE LABORATORIO

ESTUDIOS DE LABORATORIO	PRUEBAS ÍNDICE	GRANULOMETRÍA CONTENIDO DE AGUA LÍMITES DE CONSISTENCIA DENSIDAD DE SÓLIDOS PESO VOLUMÉTRICO	
	PRUEBAS MECÁNICAS	RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE	COMPRESIÓN TRIAXIAL COMPRESIÓN NO CONFINADA CORTE DIRECTO TORCÓMETRO
		DEFORMABILIDAD	COMPRESIBILIDAD EXPANSIVIDAD

CUADRO. 2.3 OBJETIVOS PRINCIPALES DE LOS ESTUDIOS DE LABORATORIO (REF. 7).

## 2.3.1 EN SUELOS COHESIVOS.

A) RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE. LA OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS COHESIVOS, DEPENDERÁ DEL CRITERIO DE DISEÑO A UTILIZAR YA SEA PARTIENDO DE ESFUERZOS TOTALES O ESFUERZOS EFECTIVOS.

I) ESFUERZOS TOTALES. EN ESTE CASO SE ESTIMA LA ADHERENCIA SUELO CIMENTACIÓN  $c_a$  COMO UNA FRACCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA DEL SUELO  $c_u$ ; LA PRUEBA DEBE REALIZARSE EN UN ESPÉCIMEN LABRADO A PARTIR DE UNA MUESTRA INALTERADA.

PARA EVALUAR  $c_u$ , SE RECOMIENDA REALIZAR UNA PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA, NO DRENADA (UU), QUE PRESENTA LAS SIGUIENTES VENTAJAS:

- SE REDUCE LA INFLUENCIA DE FISURAS PRESENTES EN EL ESPÉCIMEN, YA QUE SI SE UTILIZA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA, SE TIENDE A SUBESTIMAR LA RESISTENCIA.

- SE INDUCE EN EL ESPÉCIMEN UN ESTADO DE ESFUERZOS MAS UNIFORME QUE EN LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO, LO CUAL FACILITA SU INTERPRETACIÓN.

- SE DISMINUYE LA INFLUENCIA DE PEQUEÑAS HETEROGENIDADES DE LA MUESTRA, QUE SON SIGNIFICATIVAS EN LOS RESULTADOS DE UNA PRUEBA CON TORCÓMETRO; LA PRUEBA CON TORCÓMETRO NO ES RECOMENDABLE EN SUELOS QUE CONTIENEN ARENA.

II) ESFUERZOS EFECTIVOS. PARA ESFUERZOS DE DISEÑO DEBEN DETERMINARSE LA COHESIÓN  $c'$  Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA  $\phi'$  DEL SUELO EN ESTUDIO, TODO EN FUNCIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS; EN LA PRUEBA DEBEN DE UTILIZARSE ESPECÍMENES LABRADOS DE UNA MUESTRA INALTERADA, CUIDANDO NO MODIFICAR SU CONTENIDO DE AGUA.

LA DETERMINACIÓN DE  $c'$  Y  $\phi'$  SE HACE A PARTIR DE RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES CONSOLIDADAS DRENADAS (CD) Y CONSOLIDADAS NO DRENADAS CON MEDICIÓN DE PRESIÓN.

B) COMPRESIBILIDAD. LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES QUE SUFRE UNA ESTRUCTURA EN UN DETERMINADO TIEMPO, PUEDE ESTIMARSE PARTIENDO DE LOS RESULTADOS DE PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL EN ESPECÍMENES OBTENIDOS DE UNA MUESTRA INALTERADA; EL NÚMERO DE PRUEBAS DEBE DE DETERMINARSE DE ACUERDO A LA ESTRATIGRAFÍA Y A LA PROFUNDIDAD DE INFLUENCIA EN LA QUE EL GRUPO DE PILAS DE CIMENTACIÓN MODIFICARÁ SIGNIFICATIVAMENTE EL ESTADO DE ESFUERZOS EN EL SUELO (REF. 7).

### 2.3.2 EN SUELOS GRANULARES.

EN SUELOS GRANULARES GRAVAS Y ARENAS LA CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA Y FRICCIÓN LATERAL DEPENDEN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN  $\phi'$

DEL SUELO EN FUNCIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS, OBTENIDO POR PRUEBAS TRIAXIALES CONSOLIDADAS DRENADAS. EN ARENAS MEDIANAMENTE O MUY COMPACTADAS, EL VALOR DEL ÁNGULO  $\phi'$  PUEDE DISMINUIR APRECIABLEMENTE AL AUMENTAR LOS ESFUERZOS APLICADOS; POR LO QUE SE PUEDE CONSIDERAR VALORES DIFERENTES DE ÁNGULOS DE FRICCIÓN DE UN MISMO SUELO SEGÚN EL NIVEL DE ESFUERZOS PARA CALCULAR LA CAPACIDAD POR PUNTA Y POR FRICCIÓN.

PARA CALCULAR LA CAPACIDAD POR PUNTA SE REQUIERE DETERMINAR EL FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA  $Nq'$  QUE ES FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN  $\phi'$ , DEL ÍNDICE DE RIGIDEZ  $I_r$ , DEL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD  $E$  DEL SUELO, Y DE LA RELACIÓN DE POISSON  $\nu$  DEL MATERIAL. PARA DETERMINAR  $E$  SE REALIZAN PRUEBAS DE COMPRESIÓN CONFINADA EN ODÓMETROS APLICANDO ESFUERZOS VERTICALES  $\sigma_v$  EN ESPECÍMENES ELABORADOS CON UNA COMPACTAD SEMEJANTE A LA QUE TENDRÁ EL SUELO DESPUÉS DE LA INSTALACIÓN DEL CIMENTO.

## 2.4 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SUELOS PARA CIMENTACIONES.

### 2.4.1 LECHOS ROCOSOS.

EN EL CONSENSO GENERAL SE CONSIDERA A LOS MANTOS ROCOSOS LOS MAS DUROS Y RESISTENTES, ASÍ COMO LA IDEA DE QUE SOLO CON LA AYUDA DE EXPLOSIVOS PUEDEN SER ATACADOS, ESTA IDEA ES CORRECTA; YA QUE SOLO PARA EFECTOS DE SONDEOS Y ESTUDIOS O PARA LA CONSTRUCCIÓN DE POZOS PROFUNDOS (DE AGUA, PETRÓLEO, GAS, ETC.) SE PERFORA. PARA TRABAJOS DE CIMENTACIÓN NO ES NECESARIO PERFORAR DICHOS MANTOS ROCOSOS YA QUE ESTOS SIRVEN PARA APOYO DEL CIMENTO PERFORADO TERMINADO.

LAS ROCAS MAS DURAS SON LAS ÍGNEAS (INTRUSIVAS O ESTRUSIVAS) Y ESTAS PUEDEN SER EL GRÁNITO, BASALTO, DIÓRITA, VOLCÁNICAS U OTROS MATERIALES SIMILARES. ESAS ROCAS SE FORMARON MEDIANTE EL ENFRIAMIENTO DEL MATERIAL FUNDIDO QUE SE ENCUENTRA BAJO EL MANTO DE LA TIERRA Y LAS ROCAS MAS BLANDAS QUE FORMAN LA SUPERFICIE DEL SUELO (REF. 3).

#### 2.4.2 ROCAS SEDIMENTARIAS.

EXISTEN MUCHAS ZONAS CUBIERTAS CON ROCAS SEDIMENTARIAS, ESTAS SE ENCUENTRAN DE DIFERENTES ESPESORES. COMO UNA PROPIEDAD REPRESENTATIVA DE ESTE TIPO DE ROCAS ESTÁN LAS BLANDAS, AUNQUE ALGUNAS PUEDEN SER MODERADAMENTE DURAS Y EN OCASIONES MUY DURAS. ESTAS FORMACIONES SE PRESENTAN EN CAPAS ALTERNADAS Y DE DIFERENTES ESPESORES, SE FORMARON CON PARTÍCULAS DE ARENA, LIMO O ARCILLA DEPOSITADAS EN LAMINAS Y BAJO LA PRESIÓN DE LAGOS O MARES. LAS CAPAS DEL SUELO CONFINADO Y TRAS LARGO TIEMPO DAN ORIGEN A LAS ROCAS SEDIMENTARIAS Y SE CLASIFICAN COMO: ROCA ARENISCA, PIZARRA, ESQUISTO O ARCILLA ESQUISTOSA.

BAJO ESTE MISMO PROCESO PERO CON MATERIALES MARINOS CALCÁREOS Y CONCHAS MARINAS SE FORMAN LAS ROCAS CALIZAS POCO RECOMENDABLE COMO MATERIAL DE APOYO PARA UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA DEBIDO A QUE ES SOLUBLE.

#### 2.4.3 ROCAS METAMÓRFICAS.

ESTAS ROCAS ORIGINALMENTE FUERON ÍGNEAS O SEDIMENTARIAS, PERO SOMETIDAS A PRESIÓN DE CONFINAMIENTO, CALOR ELEVADO Y AGENTES QUÍMICOS A GRANDES PROFUNDIDADES EN EL INTERIOR DE LA TIERRA, PERO SIN SUFRIR FUSIÓN; DE ESTA MANERA LAS ROCAS ÍGNEAS Y SEDIMENTARIAS TRANSFORMAN SU ASPECTO Y MINERALOGÍA GENERÁNDOSE LAS ROCAS METAMÓRFICAS.

LAS ROCAS COMUNES DE ESTE TIPO SON GNEIS, LA PIZARRA Y EL ESQUISTO. LA MAYORÍA SON ROCAS DURAS Y PRESENTAN PLANOS DE CLIVAJE BIEN DEFINIDO, ESTE TIPO DE ROCA NO ES RECOMENDABLE COMO APOYO DE CIMENTACIÓN YA QUE CON EL TIEMPO TIENDEN A FRACCIONARSE EN PEDAZOS PEQUEÑOS.

#### 2.4.4 ARENAS GRANO ANGULOSO, SEMIANGULOSO Y REDONDEADO.

LAS ARENAS COMO LA MAYORÍA DE LOS SUELOS, SON EL PRODUCTO DE LA DEGRADACIÓN DE LAS ROCAS, POR MEDIO DE AGENTES EROSIONANTES: EXPOSICIÓN SOLAR, NEVADAS, LLUVIAS, VIENTOS Y AGENTES QUÍMICOS.

SEGÚN EL SUGS UNA ARENA DEBE PASAR LA MALLA No. 4 Y SER RETENIDA POR LA MALLA No. 200 MAS DEL 50% DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA. ES BUEN MATERIAL COMO CAPA DE APOYO PARA UNA CIMENTACIÓN, SOLO CON LA EXCEPCIÓN DE QUE NO EXISTA FLUJO DE AGUA, YA QUE PODRÍA PROVOCARSE EL FENÓMENO DE SOCAVACIÓN Y LICUEFACCIÓN; ES UN MATERIAL SIN COHESIÓN Y SI ESTE EXISTIERA SERÁ POR LA PRESENCIA DE OTROS TIPOS DE MATERIALES QUE LE SIRVEN DE AGLUTINANTE O CEMENTANTE (REF. 3).

#### 2.4.5 LIMOS.

LOS LIMOS SE ENCUENTRAN EN LAS LLANURAS O VALLES DONDE SON TRANSPORTADOS POR LAS LLUVIAS O VIENTOS Y DEPOSITADOS EN LOS FONDOS DE LOS VALLES O BIEN EN LAGOS.

EL LIMO COMO LA ARCILLA RETIENEN EN SU FORMACIÓN MOLECULAR EL AGUA Y POR ESTO NO ES BUEN MATERIAL DE APOYO PARA UNA CIMENTACIÓN Y SOLO EN SU ESTADO COMPACTO ALCANZA UNA DUREZA DE ROCA LLAMADA ROCA LIMOSA O CUANDO SE HA DISECADO POR COMPLETO; PERO DEBIDO A LA FACILIDAD QUE TIENE PARA RETENER EL AGUA, ES FÁCIL DE COMPRIMIR BAJO CARGAS PEQUEÑAS DE CIMENTACIÓN, PROVOCANDO CON ESTO ASENTAMIENTOS EN EDIFICACIONES. EXISTEN LIMOS QUE SE-

COMPORTAN COMO ARCILLAS Y OTROS COMO ARENA FINA, ESTA IRREGULARIDAD ES UN PROBLEMA PARA PREDECIR SU COMPORTAMIENTO, DE AQUÍ QUE NO SE UTILICE COMO MATERIAL DE APOYO EN CIMENTACIONES (REF. 3).

#### 3.4.6 ARCILLA.

LAS ARCILLAS SE COMPONEN DE PARTÍCULAS ROCOSAS EXTREMADAMENTE FINAS, QUE PUEDEN SER REDONDAS, PLANAS, EN FORMA DE AGUJAS O DE OTROS TIPOS. LA ARCILLA SECA ES DURA Y SOPORTA CARGAS CONSIDERABLES. LA ARCILLA MOJADA ES BLANDA Y MOLDEABLE.

LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS ARCILLAS SE PUEDEN DETERMINAR EN FUNCIÓN DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS, POR LO REGULAR EL DIÁMETRO PROMEDIO DE UNA PARTÍCULA DE ARCILLA ES UNA MILLONÉSIMA DE PULGADA.

POR LO REGULAR, LOS SUELOS ARCILLOSOS CONTIENEN CIERTA CANTIDAD DE AGUA; QUE VA DEL 10 AL 50 % DEL PESO VOLUMÉTRICO. EL AGUA TIENDE A MANTENER UNIDADES, LAS PARTÍCULAS DE MATERIAL Y, POR OTRA PARTE POSEE TENSIÓN SUPERFICIAL, POR LO QUE SIRVE COMO UNA ESPECIE DE PEGAMENTO LIGERO.

CUANDO LA CAPA DE AGUA SE HACE MUY DELGADA, AUMENTA LA TENSIÓN SUPERFICIAL Y AUMENTA EL EFECTO DE ADHERENCIA. LA ARCILLA CON POCAS AGUAS PRESENTA UNA CONSISTENCIA DURA Y CUANDO EL AGUA SE EXTRAER LA ARCILLA SE CONTRAE, SE RESQUEBRAJA Y SE HACE DURA.

LAS ARCILLAS PODRÍAN SER UN BUEN MATERIAL DE APOYO PARA LA CIMENTACIÓN, PERO EXISTE EL INCONVENIENTE DE QUE POR ABSORBER FÁCILMENTE AGUA AUMENTAN DE VOLUMEN PROVOCANDO MOVIMIENTOS EN LOS CIMENTOS Y MAYOR PRESIÓN. ES UN MATERIAL ESTABLE EN EXCAVACIONES DEBIDO A LA COHESIÓN NATURAL QUE PRESENTAN (REF.3).

#### 2.4.7 SUELOS EXPANSIVOS.

ESTE TIPO DE SUELO SON ARCILLAS QUE AL PERDER AGUA SE CONTRAE Y AL RECUPERARLA SE DILATA, ESTE TIPO DE ARCILLA RECIBE EL NOMBRE DE MONTMORILLONITA. LA ARCILLA MONTMORILLONITA QUE MAS SE CONOCE EN MÉXICO ES LA BENTÓNITA, POR SUS USOS QUE TIENE EN EL CAMPO DE LAS PERFORACIONES, COMO LODO ESTABILIZADOR, LUBRICANTE Y ENFRIADOR PARA BROCAS.

COMO MATERIAL DE CIMENTACIÓN ES UNO DE LOS MAS MALOS Y MENOS RECOMENDABLES POR LA FACILIDAD QUE TIENEN PARA CAMBIAR VOLUMÉTRICAMENTE (REF. 3).

#### 2.4.8 TEPETATE.

EL TEPETATE ES UNA TOBA VOLCÁNICA O CENIZA VOLCÁNICA, QUE EN ESTADO NATURAL SE ENCUENTRA MUY COMPACTO Y CON UNA DUREZA MUY CERCANA A LA ROCA BASÁLTICA, DEBIDO A LA CONSOLIDACIÓN BAJO CARGAS MUY GRANDES O POR CONSOLIDACIÓN NATURAL (NORMALMENTE CONSOLIDADAS). ÉSAS CARGAS PUDIERON DEBERSE A UN GLACIAR ANTIGUO Y COMO ESTRATO DE APOYO ES BUEN MATERIAL; DE AQUÍ QUE SU USO SEA EXPANDIDO A OTROS CAMPOS DE LA INGENIERÍA, COMO LA CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES PARA CARRETERAS.

### CAPITULO 3 GENERALIDADES SOBRE DISEÑO DE CIMENTACIONES COLADAS EN SITIO,

CUANDO LOS ESFUERZOS INDUCIDOS POR UNA ESTRUCTURA SON SUPERIORES A LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN SUELO, SE RECOMIENDA LA UTILIZACIÓN DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA; QUE PUEDA TRANSMITIR ESFUERZOS CONSIDERABLES, DEBIDO A LAS SOLICITACIONES A QUE QUEDARA SOMETIDA DICHA ESTRUCTURA. A ESTRATOS PROFUNDOS CON MAYOR CAPACIDAD DE CARGA Y CAPACES DE CUBRIR LOS REQUISITOS QUE EXIGEN LAS SOLICITACIONES DE DISEÑO. LOS ELEMENTOS MAS COMUNES QUE PUEDEN ADOPTARSE COMO CIMENTACIÓN PROFUNDA SON: PILOTES, PILAS Y MUROS COLADOS EN EL LUGAR; LOS MÉTODOS DE CÁLCULO DISPONIBLES SE APLICAN INDISTINTAMENTE A PILOTES Y PILAS. ASÍ DE ESTA MANERA. LOS MUROS COLADOS EN EL LUGAR SE CALCULAN COMO PILAS CORRIDAS. (REF. 7).

EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN COLADA EN EL SITIO DEBE SER COMPATIBLE CON LAS NECESIDADES QUE REQUIERA LA SUPERESTRUCTURA Y LA DISPOSICIÓN DE EQUIPO CON EL QUE SE CUENTE. SE DEBEN DE SELECCIONAR AQUELLOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS QUE SEAN COMPATIBLES CON LA ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS O ROCAS DEL SITIO. A PARTIR DE LA CUAL SE DEFINE LA PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN; SE DIMENSIONAN LOS ELEMENTOS ELEGIDOS; SE DETERMINA EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MAS ADECUADO Y SE HACE UNA PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN. (REF. 7).

ES EN ESTE PUNTO DONDE LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS TOMAN SU RELEVANCIA, YA QUE SON DETERMINANTES EN EL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN. PERÒ SIEMPRE SERÁ RECOMENDABLE EFECTUAR PRUEBAS DE CARGA PARA VERIFICAR Y COMPROBAR LA VALIDEZ DEL DISEÑO, YA QUE EL MEJOR DISEÑO O MÉTODO DE CALCULO TODAVÍA NO ESTAN CONFIABLE COMO UNA PRUEBA EN EL SITIO (REF. 5).

EN LA REF. 2 Y 7 SE MENCIONAN LOS ERRORES MAS COMUNES EN EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN SIENDO ESTOS LOS MAS COMUNES:

- LA CARGA SUPUESTA ES ERRÓNEA.
- LAS CONDICIONES DEL SUELO SON DIFERENTES DE LAS PREVISTAS EN EL DISEÑO.
- LA TEORÍA UTILIZADA PARA LOS CÁLCULOS ES IMPRECISA E INADECUADA.
- SE DEFINE INCORRECTAMENTE LA SUSCEPTIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA A MOVIMIENTOS DIFERENCIALES.
- LOS DEFECTOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN PUEDEN INVALIDAR EL DISEÑO, AUN CUANDO EL CONOCIMIENTO DE CARGAS, CONDICIONES DEL SUELO Y TEORÍAS SEAN VIRTUALMENTE PERFECTOS.

EN TÉRMINOS GENERALES TODA CIMENTACIÓN DEBE DISEÑARSE PARA SATISFACER LOS SIGUIENTES REQUISITOS ESENCIALES: (REF. 2, 7 Y 12).

- TENER UN FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA FALLA ULTIMA.
- LOS ASENTAMIENTOS NO HAN DE SOBREPASAR LOS LIMITES PERMISIBLES PARA LA SUPERESTRUCTURA.
- TENER CONOCIMIENTO DE LOS DIFERENTES MÉTODOS CONSTRUCTIVOS.
- CONSIDERAR LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA, PERMISIBLE Y BAJO SOLICITACIONES VERTICALES Y SÍSMICAS.

INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO	INFORMACION ARQUITECTÓNICA	NUMERO, DIMENSIONES EN PLANTA Y DISPOSICIÓN DE EDIFICIOS.	
		NÚMERO DE NIVELES Y SOTANOS DE CADA EDIFICIO INDIVIDUAL O CUERPOS.	
	INFORMACION ESTRUCTURAL	CARACTERÍSTICAS	MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN
			SOLUCION ESTRUCTURAL
			CLAROS Y ALTURAS DE ENTREPISOS
		DIBUJO EN PLANTA DEL EDIFICIO INDICADO	EJES DE COLUMNAS
			CARGAS A NIVEL DE CIMENTACIÓN POR COLUMNA EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y COMPONENTES SISMICAS ORTOGONALES
			CENTRO GEOMETRICO DE LA CIMENTACIÓN
			CENTRO DE CARGAS ESTÁTICAS
			ACOTACIONES DE EXCENTRICIDADES
		SOLICITACIONES DE DISEÑO (SIN FACTOR DE CARGA)	SUMA DE CARGAS PERMANENTES Y CARGA VIVA CON INTENSIDAD MÁXIMA
			SUMA DE CARGAS PERMANENTES Y CARGA VIVA INSTANTÁNEA
	MOMENTO DE VOLTEO Y CORTANTE SISMICO BASAL		
	INFORMACIÓN GEOTÉCNICA	ESTRATIGRAFÍA	RESULTADOS DE LOS SONDEOS DE EXPLORACIÓN
			CLASIFICACIÓN DE LAS MUESTRAS OBTENIDAS
		CONDICIÓN HIDRÁULICA	POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO
INFORMACIÓN PIEZOMÉTRICA DE LOS ESTRATOS PERMEABLES			
PROPIEDADES MECÁNICAS		PARÁMETROS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD OBTENIDOS EN PRUEBAS TRIAXIALES	
		RESULTADO DE ENSAYES DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL	
INTERPRETACIÓN - GEOTÉCNICA		FIG. MOSTRANDO UN CORTE ESTRATIGRÁFICO Y LA ESTRUCTURA PROYECTADA	
		FIG. DE RESUMEN MOSTRANDO ESTRATIGRAFIA, CONDICIONES HIDRÁULICAS, PROPIEDADES MECÁNICAS Y DIAGRAMAS DE ESFUERZOS	

CUADRO 3.1 INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO (REF. 12).

### 3.1 DISEÑO GEOTÉCNICO.

EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA, DEBE COMPRENDER LAS SIGUIENTES ETAPAS DE TRABAJO, PARTIENDO DE LA INFORMACIÓN BÁSICA REQUERIDA QUE SE MUESTRA EN EL CUADRO 3.1.

- 1.- INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA (CAP. II).
- 2.- SELECCIÓN DEL TIPO DE ELEMENTO (PILOTE, PILA O MURO) Y DEL EQUIPO DISPONIBLE (O EXISTENTE) DE CONSTRUCCIÓN. (CAP. III Y IV).
- 3.- DETERMINACIÓN PRELIMINAR DE LA LONGITUD Y CAPACIDAD DE CARGA. (CAP. III).
- 4.- REALIZACIÓN DE PRUEBAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE CARGA.
- 5.- CON LOS DATOS DEL PUNTO 4 VERIFICAR LOS PUNTOS 2 Y 3.

CABE MENCIONAR QUE LA CAPACIDAD DE CARGA, YA SEA ÚLTIMA O PERMISIBLE, DEPENDEN TANTO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO O ROCA EN QUE SE APOYA LA CIMENTACIÓN, COMO DEL TAMAÑO Y FORMA DEL ÁREA CARGADA Y DEL TIPO DE SUPERESTRUCTURA (REF. 7).

#### 3.1.1 CIMENTACIONES PROFUNDAS EN ROCA.

LA ROCA COMO MATERIAL DE APOYO DE UNA CIMENTACIÓN ES MAS FUERTE Y MENOS COMPRESIBLE QUE EL CONCRETO, POR LO QUE EL CÁLCULO DE LAS ÁREAS DE APOYO ES CUESTIÓN (O REQUISITO) DE RUTINA; YA QUE LA MAYORÍA DE LAS ROCAS (SIN METEORIZAR) SON CAPACES DE SOPORTAR GRANDES CARGAS, LAS CUALES SON TRANSMITIDAS POR LA CIMENTACIÓN EN CUESTIÓN. PARA EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA IMPORTANTE EN ROCA, SE REQUIERE DE UNA EXPLORACIÓN DETALLADA DEL SUBSUELO Y ESTA DEBE DE CONTENER(REF. 1, 2, 3 Y 7):

-CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES, COMO ESTRATIFICACIÓN, FOLIACIÓN, RUMBO Y ECHADO DE LOS ESTRATOS, Y ESTO ES AUN MAS IMPORTANTE SI EXISTEN PROBLEMAS DE ESTABILIDAD.

-PRESENCIA DE DISCONTINUIDADES, TALES COMO JUNTAS, FALLAS O CANALES DE DISOLUCIÓN EN ROCAS SEDIMENTARIAS Y QUEDADES EN ROCAS ÍGNEAS EXTRUSIVAS (REF. 7).

CUANDO LA CIMENTACIÓN ES A BASE DE PILAS COLADAS 'IN SITU' EL ÁREA DE CONTACTO CON LA ROCA SE PUEDE CONOCER POR OBSERVACIÓN DIRECTA (UNA DE SUS VENTAJAS) Y LA CAPACIDAD DE CARGA SE PUEDE EVALUAR POR LOS MÉTODOS DE DISEÑO QUE SE MENCIONAN A CONTINUACIÓN: (REF. 7)

A) LA PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO EN ROCA SE RECOMIENDA QUE SEA ENTRE 1 Y 3 VECES EL DIÁMETRO DEL CIMIENTO, DEPENDIENDO DE LAS CONDICIONES DE LA ROCA Y EL EQUIPO DE PERFORACIÓN DISPONIBLE.

B) CÁLCULO DE LA CAPACIDAD POR PUNTA. CUANDO LA CAPACIDAD DE CARGA SE GENERA EN LA PUNTA DE LA PILA, SE PUEDE CALCULAR COMO FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE LA ROCA CON LA SIGUIENTE ECUACIÓN.

EC. 3.1

$$q_a = (q_u)_c \cdot k_{sp} \cdot d$$

DONDE:

TABLA 3.1 PROPIEDADES DE DISTINTAS ROCAS COMO MATERIALES DE CIMENTACIÓN (REF.7).

Tipo	Roca	Peso volumétrico seco típico kg/m <sup>3</sup>	Intervalo de variación del módulo de elasticidad 10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup>	Intervalo de variación de la resistencia a la compresión kg/cm <sup>2</sup>	Características estructurales				
IGNEA:	Intrusiva (de grano grueso)	Predomina el feldespato, color claro: Granito (abunda el cuarzo)	2691	281 a 492	703 a 1758	Generalmente se encuentran como intrusiones dentro de una gran masa. Pueden presentar un sistema de fracturamiento cerrado, excepto donde el intemperismo ha atacado de la superficie hacia abajo. Puede haber intemperismo localizado profundo en la intersección de sistemas principales de fracturamiento.			
		Diorita (poco cuarzo)	2820	351 a 562					
	Extrusiva (de grano fino)	Predomina hierro y magnesio: gabro	2884	492 a 844	1055 a 2109				
		Predomina el feldespato, color claro: Riolita (abunda el cuarzo)	2595	351 a 562	703 a 1758				
		Andesita (poco cuarzo)	2659	422 a 633					
		Predomina hierro y magnesio: basalto	2852	492 a 914	1758 a 2812				
		Obsidiana	2243	70 a 281	141 a 562				
		Toba	1602	14 a 70	14 a 70				
		METAMORFICA:	Foliada (lamina da)	Esquistos micáceos (de grano medio)	2675		141 a 351	351 a 1055	A menudo muy plegada y distorsionada. Se presenta fracturamiento, reblandecimiento, intemperismo o erosión profunda en zonas de intenso movimiento. El intemperismo produce residuos micáceos arcillosos.
				Pizarra oscura (de grano fino)	2691		351 a 562	703 a 1406	
Bandeada (foliación incompleta)	Gneis de grano grueso con abundante cuarzo		2707	281 a 562	703 a 1406				
	Masiva		Cuarcita (predomina el cuarzo)	2659	422 a 562	1055 a 2461			
Mármol (predomina la calcita)			2691	492 a 703	844 a 2109				
Serpentina relativamente blanda	2531		70 a 351	70 a 703					
SEDIMENTARIA:	Arcillosa (predominan los minerales de arcilla)	De grano fino, laminada: lutita (tamaños de arcilla)	1602 a 2243	35 a 141	0.7 a 351	Gran variación en las propiedades mecánicas de materiales formados por compactación únicamente o por cementación. Las lutitas de compactación pueden reblandecerse, desmoronarse y expandirse al aire. Los tipos de cementación (argilita) no son susceptibles al intemperismo.			
		Limolita	1762 a 2403	35 a 141	0.7 a 353				
	Silíceas (predomina el sílice)	Conglomerado (grano grueso)	2483	70 a 351	351 a 1055				
		Brecha (grano grueso)	2531	70 a 351	351 a 1055				
		Arenisca de grano medio	2355	70 a 211	281 a 844				
	Caliza (predomina el carbonato de calcio)	De grano fino o cristalino fino: Caliza (algo estratificada)	2643	141 a 422	351 a 1055				
		Uolomía (cierta recristalización)	2675	281 a 562	492 a 1406				

NOTA: Los valores de propiedades indicados corresponden a especímenes sanos y no intemperizados, sin huecos ni fracturas (roca intacta) ensayados en seco en el laboratorio. La elasticidad y resistencia dependen de la porosidad y de la textura. La elasticidad y resistencia de especímenes saturados ensayados son generalmente del 80 al 90 por ciento de los valores anotados. Los valores para lutita y limolita no incluyen materiales que son esencialmente arcillas duras que se pueden muestrear con equipo ordinario de muestreo para suelos.



$$\text{EC. 3.2} \quad d = 0.8 + 0.2 H_s / B \leq 2$$

$q_a$  = CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE, TON/M<sup>2</sup>.

$(q_u)_c$  = RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN NO CONFINADA PROMEDIO.

$K_{sp}$  = COEFICIENTE EMPÍRICO QUE DEPENDE DEL ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES DE LA ROCA (TABLA 3.2).

TABLA 3.2 COEFICIENTES  $K_{sp}$

ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES	$K_{sp}$
MUY GRANDE (> 3 Mts. EN PROMEDIO)	0.40
GRANDE (ES ENTRE 1 Y 3 M. EN PROMEDIO)	0.250
MODERADAMENTE CERRADA (ENTRE 0.3 Y 1 M. EN PROMEDIO)	0.10

$d$  = FACTOR DE PROFUNDIDAD.

$H_s$  = PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO EN LA ROCA RESISTENTE, ML.

$B$  = DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN, ML.

LOS RESULTADOS OBTENIDOS POR LAS FÓRMULAS ANTERIORES NO SE DEBEN UTILIZAR CUANDO LAS PILAS SE APOYAN EN ROCAS BLANDAS COMO ES EL CASO DE ALGUNAS LÚTITAS. ASÍ TAMBIÉN, LOS RESULTADOS OBTENIDOS SE DEBEN COMPARAR CON EL INTERVALO DE VALORES PROMEDIO DE LA TABLA 3.3.

C) CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR ADHERENCIA ENTRE CONCRETO Y ROCA. CUANDO LA CARGA SE TRANSMITE LATERALMENTE A LO LARGO DEL EMPOTRAMIENTO ENTRE LA ROCA, LA CAPACIDAD DE CARGA SE CALCULA POR MEDIO DE LA SIGUIENTE ECUACIÓN:

$$\text{EC. 3.3} \quad Q_a = \pi B H_s \tau_a \quad \text{DONDE:}$$

$Q_a$  = CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE, TON.

$B$  = DIÁMETRO DE LA PILA, ML.

$H_s$  = PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO EN LA ROCA SANA, ML.

$\tau_a$  = RESISTENCIA PERMISIBLE POR ADHERENCIA ENTRE CONCRETO Y ROCA, TON/M<sup>2</sup> (VARIA ENTRE 70 Y 210 TON/M<sup>2</sup>).

D) CIMENTACIONES SOBRE ROCA NO METEORIZADA. EL D C R ES UN MÉTODO DE MUESTREO, PARA EXTRAER CORAZONES DE ROCAS Y ES LA RELACIÓN EN PORCENTAJE DE:

DCR (%)	EC 3.4 Long. CORAZÓN EXTRAÍDO	CORAZONES DE ROCA:
DESIGNACIÓN	$DCR (\%) = \frac{\text{Long. CORAZÓN EXTRAÍDO}}{\text{Long. DEL MUESTREADOR POR OPERACIÓN DE EXTRACCIÓN}}$	LONGITUD $\geq$ 10 Cm
CUANTITATIVA		SANOS Y DUROS
DE LA ROCA		CORAZÓN $\geq$ 54 mm
		(TUBOS NWX O NWN)

TABLA 3.3 VALORES ESTIMADOS DE CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE (REF.7). ESTOS VALORES APROXIMADOS DE LA CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE PUEDEN NECESITAR AUMENTARSE O DISMINUIRSE. NO SE HA CONSIDERADO EL INCREMENTO DEBIDO A LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA CIMENTACIÓN.

Grupo	Tipos y condiciones de rocas y suelos	Resistencia de la roca ( $q_c$ ) o penetración estándar (N)	Capacidad de carga permisible teórica ton/m <sup>2</sup>	Observaciones
ROCAS	Rocas masivas ígneas y metamórficas (granito, diorita, basalto, gneis) sanas (2)	$q_c > 1400$ (F50 = 300)	$> 1000$	Estos valores se basan en la hipótesis de que la cimentación se desplanta en la roca no interperitizada
	Rocas foliadas metamórficas (gizarras, esquistos) sanas (1), (2)	$q_c = 800-1400$ (F50 = 300)	100-100	
	Rocas sedimentarias: lutita cementada, limolita, arenisca, caliza sin cavidades, congo herado muy cementado, tobas sanas (1), (2)	$q_c = 175-500$	100-100	
	Lutitas blancas y otras rocas arcillosas (lucalutas) sanas (2), (4)	$q_c = 70-115$	60-100	
	Rocas fracturadas de cualquier tipo con un espaciamiento moderado entre discontinuidades (10 cm o mayor), excepto rocas arcillosas (lutitas)	$q_c < 70$	50-120	
	Caliza finamente estratificada, arenisca, lutita	--	Ver nota (3)	
	Rocas muy fragmentadas o interperitizadas	--	Ver nota (3)	
SUELOS GRANULARES	Grava o grava y arena compactas (5)	N > 50	> 60	-----
	Grava o arena y grava de compactación media (5)	-	20-60	
	Grava suelta o arena suelta y grava (5)	-	< 20	
	Arena densa: arriba del nivel freático abajo del nivel freático	N=30-50	40-60 25	
	Arena media: arriba del nivel freático abajo del nivel freático	10-30	10-30 8-18	
	Arena suelta: arriba del nivel freático abajo del nivel freático	N < 5-10	7.5-15 4-8	
SUELOS COHESIVOS	Arcillas durísimas o mezclas heterogéneas tales como lutitas	N = 30	60	Los suelos cohesivos son susceptibles de asentamientos por consolidación a largo plazo debidos a las cargas aplicadas y generalmente son susceptibles a expansiones fuertes o a contracciones debido a la variación de humedad. Si el índice de plasticidad es mayor de 30 y el contenido de arcilla (>0.002) excede de 25%, el comportamiento a largo plazo de la cimentación puede verse afectado grandemente por la expansión o contracción del subsuelo y es necesaria una estimación completa de estas posibilidades.
	Arcillas muy duras	N = 15-30	30-60	
	Arcillas duras	N = 8-15	13-30	
	Arcillas medianamente duras	N = 4-8	7.5-15	
	Arcillas y limos blandas	N = 2-4	3-7.5	
	Arcillas y limos muy blandas	N < 2	No procede	
SUELOS ORGANICOS	Turba y suelos orgánicos	--	No procede	-----
RELLENOS	Rellenos	--	No procede	-----

- NOTAS: (1) Los valores dados para rocas sedimentarias o foliadas se aplican donde los estratos o la foliación estén horizontales o casi a nivel, siempre y cuando el área esté confinada lateralmente. Los estratos inclinados y su relación con los taludes cercanos o excavaciones deberán ser estudiados por especialistas en este campo.
- (2) Las condiciones de roca sana permiten grietas mínimas espaciadas no menos de 1 m entre sí.
- (3) Deberá estimarse en el sitio, incluyendo pruebas de carga si es necesario, por un especialista en este campo.
- (4) Estas rocas tienden a expandirse al relajarse los esfuerzos y al contacto con el agua pueden reblandecerse y expandirse apreciablemente.
- (5) El nivel freático debe estar por lo menos a una profundidad igual o mayor que el ancho de la cimentación medido a partir de la base del cimiento.
- $q_c$  Resistencia a la compresión sin confinamiento, kg/cm<sup>2</sup>
- N Número de golpes para penetrar 30 cm
- RQD Porcentaje de recuperación de núcleos de roca (Rock Quality Designator)

TABLA 3.4 RELACIÓN ENTRE LA DCR Y LA CALIDAD DE LA ROCA IN SITU. (REF. 2)		TABLA 3.5 PRESIÓN DE CONTACTO ADMISIBLE $q_a$ SOBRE ROCA FRAGMENTADA (REF. 2)	
DCR	CALIDAD DE LA ROCA	DCR %	$q_a$ (Kg / Cm <sup>2</sup> )
%		100	293
50-75	REGULAR	90	196
25-50	MALA	75	117
0-25	MUY MALA	50	68
75-90	BUENA	25	29
90-100	EXCELENTE	0	10

SI EL VALOR  $q_a > q_u$  DE LA MUESTRA INTACTA DE ROCA, ENTONCES TÓMESE  $q_a = q_u$  (REF. 2)

EL DIÁMETRO QUE ES NECESARIO DAR A UNA PILA DISMINUYE CON LA PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO EN LA ROCA, YA QUE A MAYOR PROFUNDIDAD LA CALIDAD DE LA ROCA MEJORA (REF. 2).

AQUÍ ES DONDE SE DEBE EVALUAR EL COSTO DE LA EXCAVACIÓN ADICIONAL EN LA ROCA, QUE PROBABLEMENTE SEA MAYOR A LO QUE SE PUEDA AHORRAR EN EL COSTO DEL CONCRETO Y ACERO. DE ESTA MANERA Y POR LO REGULAR SE ELIGE UN DIÁMETRO MAYOR PARA LA PILA A UNA MAYOR ELEVACIÓN EN EL ESTRATO ROCOSO Y DE SER POSIBLE APOYADO SOBRE LA ROCA Y AMPLIADA EN SU BASE (CON CAMPANA) COMO EL MEJOR PROYECTO.

TABLA 3.6 PRESIONES PERMISIBLES SOBRE ROCA (Km/ m<sup>2</sup>) FRAGMENTOS DE VARIOS CÓDIGOS DE EDIFICACIÓN (REF. 2).

MATERIAL	CÓDIGO			
	A	B	C	D
LECHO DE ROCA CRISTALINO MACIZO, QUE INCLUYE GRANITO, DIÓRITA, ROCA TRAPEANA, PIEDRA CALIZA DURA, GNEIS Y DOLÓMITA.	98	98	0.2 $q_u$	9
ROCAS FOLIADAS TALES COMO EL ESQUISTO Y LA PIZARRA EN BUENAS CONDICIONES.	39	39	0.2 $q_u$	4
PIEDRA CALIZA ESTRATIFICADA EN BUENAS CONDICIONES.	39	14	0.2 $q_u$	4
ROCA SEDIMENTARIA, INCLUYENDO ESQUISTOS DUROS Y PIEDRAS ARENOSAS.	24	14	0.2 $q_u$	3
LECHO DE ROCA SUAVE O QUEBRADO (EXCLUYENDO ESQUISTO) Y PIEDRA CALIZA SUAVE.	9	--	0.2 $q_u$	--
ESQUISTO SUAVE.	4	--	0.2 $q_u$	--

## 3.1.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS GRANULARES.

SE CONSIDERAN SUELOS GRANULARES A LAS GRAVAS, ARENAS Y LIMOS NO COHESIVOS (O NO PLÁSTICOS). LOS MÉTODOS DE CÁLCULO SOLO SE CONSIDERAN PARA DEPÓSITOS HOMOGÉNEOS EN LOS QUE LOS SUELOS GRANULARES FORMAN UN ESTRATO CONSIDERABLE Y MUY POR DEBAJO DE LA CIMENTACIÓN, SUBYACIDOS POR SUELOS MAS COMPETENTES.

PARA EFECTOS DE DISEÑO SE DEBEN DE CALCULAR LA CAPACIDAD POR PUNTA Y LA CAPACIDAD POR FRICCIÓN QUE SE GENERA A LO LARGO DEL FUSTE. LA CAPACIDAD TOTAL SE DA POR MEDIO DE ESTOS DOS CÁLCULOS Y QUEDA EN FUNCIÓN DE LA COMPACIDAD, EL NIVEL DE ESFUERZOS, LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE Y LAS CARACTERÍSTICAS DE LA PILA; PARA ESTE TIPO DE SUELO EL CÁLCULO SE EFECTÚA IGUAL TANTO PARA PILOTES COMO PARA PILAS.

A) CAPACIDAD DE CARGA, SEGÚN LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR. ESTA SE CÁLCULA POR MEDIO DE LA SIGUIENTE ECUACIÓN:

$$\text{EC. 3.5} \quad Q_u = 40 N A_p + 0.2 \bar{N} A_s \quad \text{DONDE:}$$

$Q_u$  = CARGA ÚLTIMA DEL PILOTE, TON.

$N$  = NÚMERO DE GOLPES PROMEDIO A LA ELEVACIÓN DE LA PUNTA DEL PILOTE, NÚMERO. DE GOLPES/30 CM.

$A_p$  = ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PILOTE, M<sup>2</sup>.

$\bar{N}$  = NÚMERO DE GÓLPES PROMEDIO A LO LARGO DEL FUSTE DEL PILOTE, NO. DE GOLPES/30 CM.

$A_s$  = ÁREA DE LA SECCIÓN LATERAL DEL FUSTE DEL PILOTE, M<sup>2</sup>.

PARA ESTE TIPO DE PRUEBAS SE EMPLEA UN FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO DE 4 Y LA CARGA PERMISIBLE DEL CIMENTO SE DEFINE COMO:

$$\text{EC. 3.6} \quad Q_a \leq Q_f / 4$$

B) CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN LA TEORÍA DE LA PLASTICIDAD. LA CAPACIDAD DE CARGA SE PUEDE DEFINIR POR MEDIO DEL PARÁMETRO DE RESISTENCIA AL  $\phi$ : (ÁNGULO DE FRICCIÓN EFECTIVO DEL SUELO) Y ADMITIENDO LA TEORÍA DE LA POSIBLE FALLA DE LA CIMENTACIÓN EN SU CONJUNTO PILOTE-SUELO.

$$\text{EC. 3.7} \quad Q = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s \quad \text{DONDE:}$$

$Q_p$  = CAPACIDAD POR PUNTA, TON.

$Q_s$  = CAPACIDAD POR FRICCIÓN, TON.

$A_p$  = ÁREA DE CONTACTO DE LA PUNTA, M<sup>2</sup>.

$A_s$  = ÁREA LATERAL DEL FUSTE, M<sup>2</sup>.

$q_p$  = RESISTENCIA ÚLTIMA POR PUNTA, TON/M<sup>2</sup>.

$f_s$  = RESISTENCIA ÚLTIMA POR FRICCIÓN, TON/M<sup>2</sup>.

I) LA RESISTENCIA POR PUNTA  $q_p$  EN ARENA HOMOGÉNEA EN PILAS (Y PILOTES) ES PROPORCIONAL A LA PRESIÓN VERTICAL INICIAL EFECTIVA,  $P_0$  AL NIVEL DE PUNTA DEL ELEMENTO (REF. 7).

$$\text{EC. 3.8} \quad q_p = P_0 N'_q$$

$N'_q$  ES EL FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA, PARA CIMIENTOS CIRCULARES O CUADRADOS (PILOTES), PERO ESTE FACTOR DEBE REDUCIRSE EN UN 30% CUANDO SE TRATA DE PILAS OBLONGAS Y CON UNA RELACIÓN DE LARGO A ANCHO SUPERIOR A 5 (REF. 1, 2 Y 7).

DONDE:

$P_0$  = PRESIÓN INICIAL EFECTIVA, TON/M<sup>2</sup>.

$N'_q$  = FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA (VER FIG. 3.1 Y 3.2).

EL FACTOR  $N'_q$  SE REDUCE EN 30% PARA PILAS OBLONGAS Y CON UNA RELACIÓN DE LARGO Y ANCHO SUPERIOR A 5.

II) CÁLCULO DE LA FRICCIÓN LATERAL. LA FRICCIÓN LATERAL SE DEBE DE CONSIDERAR PROPORCIONAL A LA PRESIÓN DE SOBRECARGA EFECTIVA A LO LARGO DE LA SUPERFICIE LATERAL.

$$\text{EC. 3.9} \quad f_s = K_s P_s \text{ Tan } \delta \quad \text{DONDE:}$$

$f_s$  = FRICCIÓN LATERAL, TON/M<sup>2</sup>.

$K_s$  = COEFICIENTE DE FRICCIÓN LATERAL.

$P_s$  = PRESIÓN DE SOBRECARGA PROMEDIO, TON/M<sup>2</sup>.

$\text{Tan } \delta$  = COEFICIENTE DE FRICCIÓN ENTRE EL MATERIAL DEL CIMIENTO Y LA ARENA (TABLA 3.7).

TABLA 3.7 VALORES DE LOS COEFICIENTES  $K_s$  Y  $\delta$

MATERIAL DEL CIMIENTO	$K_s$		$\delta$
	ARENA SUELTA	ARENA DENSA	
CONCRETO	1.0	2.0	3/4
ACERO	0.5	1.0	20

LA TABLA 3.4 FUE OBTENIDA CON DATOS DE PILOTES HINCADOS POR PERCUSIÓN.

SE PUEDEN UTILIZAR PARA PILAS PERO CON SUS RESPECTIVAS MODIFICACIONES QUE DEPENDERÁN DE LAS CARACTERÍSTICAS Y EL CONTROL DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO . ES SIEMPRE RECOMENDABLE VERIFICAR EL VALOR DE  $K_s \text{ TAN } \delta$  CON PRUEBAS DE CARGA EFECTUADAS EN SITIO (REF. 7).

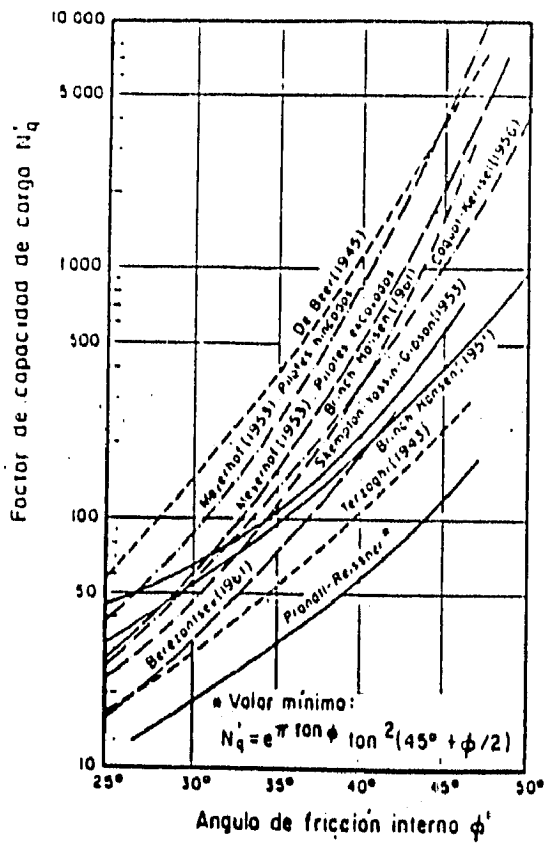


FIG. 3.1 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS CIRCULARES (REF.7).

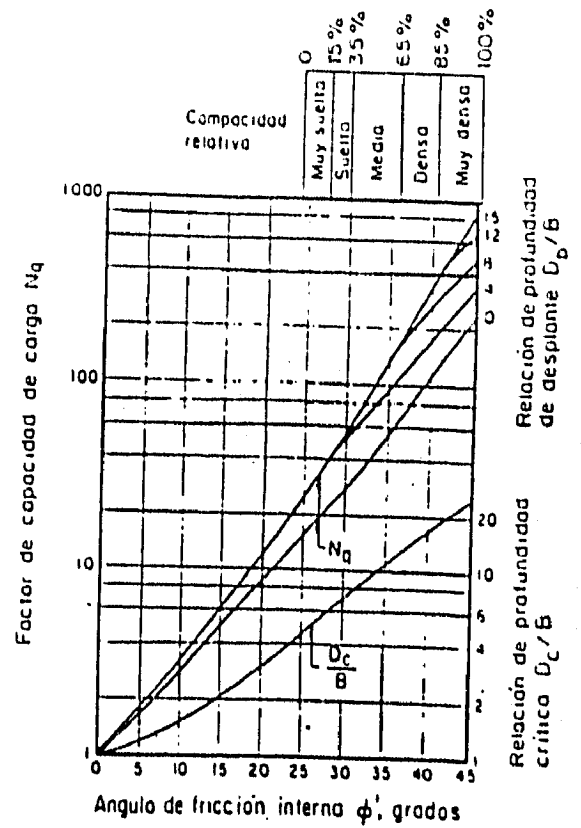


FIG. 3.2 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA Y RELACIONES DE PROFUNDIDAD CRÍTICA (REF.7).

III) LA CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE POR PUNTA DE UNA PILA INDIVIDUAL DE DIÁMETRO  $D$ , LONGITUD  $L_p$  Y UTILIZANDO UN FACTOR DE SEGURIDAD DE TRES, SE CÁLCULA COMO SIGUE (REF. 7).

$$\text{EC. 3.10 } L_p < D_c \text{ ENTONCES } Q_a = 1/3 (q_p (\pi B^2 / 4) + f_s / 2 \pi B L_p)$$

DONDE  $q_p$  y  $f_s$  SE CALCULAN A PROFUNDIDAD  $L_p$

$$\text{EC. 3.11 } L_p > D_c \text{ ENTONCES } Q_a = 1/3 (q_p \pi B^2 / 4 + f_s / 2 \pi B D_c + f_s \pi B (L_p - D_c))$$

DONDE  $q_p$  y  $f_c$  SE CALCULAN A LA PROFUNDIDAD CRÍTICA  $D_c$  VER FIG. 3.1

EL FACTOR DE SEGURIDAD ESTA EN FUNCIÓN DE DOS PARÁMETROS: LA CARGA QUE SE VA A SUPONER COMO BASE DEL DISEÑO Y LA RESISTENCIA DEL SUELO DE APOYO, PARA QUE EL FACTOR DE SEGURIDAD SEA CONFIABLE DEBE DE CUMPLIRSE LA SIGUIENTE DESIGUALDAD. ( REF. 7,12,13 Y 15)

$$\text{Ec. 3.12 } \Sigma (Q F_c) \leq R \quad \text{DONDE:}$$

$(Q F_c)$  = SUMA DE LAS ACCIONES VERTICALES A TOMAR EN CUENTA PARA LA COMBINACIÓN DE CARGAS MAS DESFAVORABLES AFECTADAS INDIVIDUALMENTE POR SUS RESPECTIVOS FACTORES DE CARGA  $F_c$ .

$R$  = DEBE SER MENOR DE LOS SIGUIENTES VALORES:

- SUMA DE LAS CAPACIDADES DE CARGA DE LAS PILAS INDIVIDUALES.
- CAPACIDAD DE CARGA DE UNA PILA EQUIVALENTE A LA ENVOLVENTE DEL CONJUNTO DE PILAS.
- SUMA DE LAS CAPACIDADES DE CARGA DE LOS DIVERSOS GRUPOS DE PILAS EN QUE SE PUEDE SUBDIVIDIRSE LA CIMENTACIÓN.

$F_c \leq 0.35$  PARA LA COMPONENTE DE RESISTENCIA POR PUNTA.

$F_c \leq 0.45$  PARA LA COMPONENTE DE RESISTENCIA POR FRICCIÓN LATERAL.

C) CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN LA PENETRACIÓN ESTÁTICA CON CONO. LA PRUEBA DE CONO DA LOS MEJORES RESULTADOS EN LIMOS Y ARENAS DE COMPACIDAD ENTRE SUELTA Y DENSA; NO SE PUEDE REALIZAR EN GRAVAS GRUESAS NI EN ARENAS MUY DENSAS. EL PENETRÓMETRO ESTÁTICO SE ASEMEJA A UN PILOTE A ESCALA REDUCIDA Y CUANDO SE HINCA EN UN SUELO HOMOGÉNEO SIN COHESIÓN, LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN SE PUEDE CORRELACIONAR CON LA DE UN PILOTE DE TAMAÑO NATURAL INSTALADO.

$$\text{EC. 3.13 } Q_u = q_c A_p + 2 f_s A_s \quad \text{DONDE:}$$

$Q_u$  = CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA, TON.

$q_c$  = RESISTENCIA PROMEDIO POR PUNTA DE PRUEBAS DE CONO, TON/M<sup>2</sup>

$A_p$  = ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA PUNTA DEL PILOTE, M<sup>2</sup> ( PARA PILOTES DE DIÁMETRO MAYOR DE 50 CM ES RECOMENDABLE UTILIZAR EL VALOR MÍNIMO DE  $q_c$  EN VEZ DEL VALOR PROMEDIO).

$f_s$  = FRICCIÓN LATERAL PROMEDIO MEDIDA EN PRUEBA DE CONO, TON / M<sup>2</sup>

$A_s$  = ÁREA LATERAL DEL FUSTE DEL PILOTE, M<sup>2</sup>

I) EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE SE APLICA A  $Q_u$  ESTÁ COMPENDIDO ENTRE EL NÚMERO DE PRUEBAS DE CONO REALIZADAS Y DE LA VARIACIÓN OBSERVADA EN LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYES, CORRESPONDIENDO EL VALOR MÍNIMO DEL FACTOR DE SEGURIDAD A UN GRAN NÚMERO DE RESULTADOS CON UNA VARIACIÓN MENOR DE  $\pm 10\%$  DEL PROMEDIO.

D) ASENTAMIENTO DE PILAS COLADAS IN SITU, EN ARENA LOS ASENTAMIENTOS SE DEBEN PRINCIPALMENTE A LA COMPRESIÓN DE AZOLVEZ EN EL FONDO DE LA PERFORACIÓN Y LA DEFORMACIÓN DEL SUELO QUE CONFINA LA PUNTA DE DICHA CIMENTACIÓN, LA PRIMERA SE PUEDE EVITAR LIMPIANDO LA PERFORACIÓN DE AZOLVES ANTES DE INICIAR EL COLADO Y LA SEGUNDA SE PUEDE CALCULAR CON LA SIGUIENTE FÓRMULA (REF. 7.9 Y 10).

$$\text{EC. 3.14} \quad \delta = \frac{\sum Q L}{E_c A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_p}} (1 - \nu^2) \quad \text{DONDE:}$$

$\delta$  = ASENTAMIENTO INMEDIATO

$\sum Q$  = COMBINACIÓN MAS DESFAVORABLE DE CARGAS POR PILA.

$L$  = LONGITUD DE LA PILA.

$E_c$  = MÓDULO DE ELASTICIDAD REPRESENTATIVO DEL PILOTE A LARGO PLAZO (DEL CONCRETO).

$A_p$  = ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA PILA

$E_s$  = MÓDULO DE DEFORMABILIDAD REPRESENTATIVO DEL ESTRATO DE APOYO.

$\nu$  = RELACIÓN DE POISSON DEL ESTRATO DE APOYO (0.25 EN SUELOS LIMO ARENOSOS).

EXISTEN OTROS MÉTODOS PARA CALCULAR LA CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS GRANULARES, COMO:

- CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN LAS PRUEBAS DE CAMPO.
- RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN DEL PILOTE.
- CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES.

TODOS LOS MÉTODOS ANTES MENCIONADOS SON UTILIZADOS DEPENDIENDO CON QUE TIPO DE INFORMACIÓN SE DISPONGA Y EL TIPO DE PRUEBAS QUE SE HAYAN REALIZADO. (PARA CIMENTOS PROFUNDOS).

### 3.1.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS COHESIVOS

LOS SUELOS COHESIVOS O FINOS SON PRINCIPALMENTE ARCILLAS Y LIMOS, Y AMBOS CUENTAN CON UNA SERIE DE CARACTERÍSTICAS EN COMÚN (DESCRITAS GENERALMENTE EN EL SUBCAPÍTULO 2.4).

LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS LIMOS PUEDE DEBERSE A UN ALTO PORCENTAJE DE PARTÍCULAS EN FORMA DE LAMINA O A MATERIA ORGÁNICA, CUANDO LOS MANTOS DE LIMO SE ENCUENTRAN ABAJO DEL NIVEL FREÁTICO Y NUNCA HAN SUFRIDO DRENADO (O SECADO), SON TAN BLANDOS Y COMPRESIBLES-



COMO LAS ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS CERCA DEL LIMITE LÍQUIDO, ES POR ÉSTO Y PARA EFECTOS DE DISEÑO QUE SE CONSIDEREN IGUALES. ( REF. 1,2, Y 7).

LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COLADAS "IN SITU" A TRAVÉS DE ARCILLAS, PRODUCE REMOLDEO Y REBLANDECIMIENTO CONSIDERABLE EN EL ÁREA PERIMETRAL A LA CIMENTACIÓN (PILA O PILOTE), EN UN PROMEDIO DE 25 Cm (VER FIG. 3.3).

LA CAPACIDAD DE CARGA NO AUMENTA, DEBIDO A QUE LA CONSOLIDACIÓN EN LA ARCILLA ADYACENTE AL FUSTE ES MUY LENTA ( POR MEDIO DE PRUEBAS DE CARGA SE HA COMPROBADO LO ANTES DICHO ), EN LA FIG 3.3 SE MUESTRAN LAS ZONAS DE INFLUENCIA QUE PROVOCA LA PERFORACIÓN (REF. 5 Y 7).

A) CÁLCULO DE LA FRICCIÓN LATERAL EN FUNCIÓN DE LOS ESFUERZOS TOTALES. EL CÁLCULO DE LA CARGA ÚLTIMA (BASADA EN LA ADHERENCIA ENTRE ARCILLA Y FUSTE) SE CÁLCULA POR MEDIO DE LA SIGUIENTE FÓRMULA ( REF. 7 ).

$$\text{EC.3.15} \quad Q_f = C_{ua} A_s \quad \text{DONDE:}$$

$Q_f$  = FRICCIÓN LATERAL ULTIMA

$A_s$  = ÁREA LATERAL DEL FUSTE DE LA PILA O PILOTE

$C_{ua}$  = ADHERENCIA ULTIMA (  $0.3C_u$  A  $0.4C_u$  ) ESTA SE OBTIENE DEL VALOR MÍNIMO, OBTENIDO POR LA PRUEBA DE LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA DE LA ARCILLA AL NIVEL DE DESPLANTE DE LA PUNTA DE LA PILA. PARA ESTE VALOR ( $C_{ua}$ ) SE RECOMIENDA UTILIZAR EL VALOR OBTENIDO MÍNIMO DE LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO ( $C_u$ ) Y QUE NO SEA MAYOR A 10 TON / M<sup>2</sup>.

B) CÁLCULO DE LA FRICCIÓN LATERAL EN FUNCIÓN DE LOS ESFUERZOS EFECTIVOS. ESTA SE CALCULA IGUAL A LA DE UN PILOTE, PERO SIEMPRE QUE SE TENGA CALCULADO EL COEFICIENTE  $C_u$  CON MÉTODOS APROPIADOS DE PRUEBAS DE CARGA ( PARA ARCILLAS DURAS  $C_u > 10 \text{ TN/M}^2$  Y PARA CUALQUIER OTRO TIPO DE ARCILLAS  $C_u < 10 \text{ TN/M}^2$  ). ( REF. 7 Y 12 ).

$$\text{EC. 3.16} \quad Q_u = A_s (\tau_s)_p \quad \text{DONDE:}$$

$A_s$  = ÁREA LATERAL DEL FUSTE, M<sup>2</sup>-

$(\tau_s)_p$  = FRICCIÓN LATERAL EFECTIVA PROMEDIO A LO LARGO DEL FUSTE, TON/M<sup>2</sup>.

$$\tau_s = P'0 K'0 \text{Ton } \phi'$$

$P'0$  = PRESIÓN EFECTIVA

$K'0$  = COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS

$\phi'$  = ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO

PARA EFECTOS DE DISEÑO SE TOMA COMO VALOR :

$$\tau_s = 0.3 P'0$$

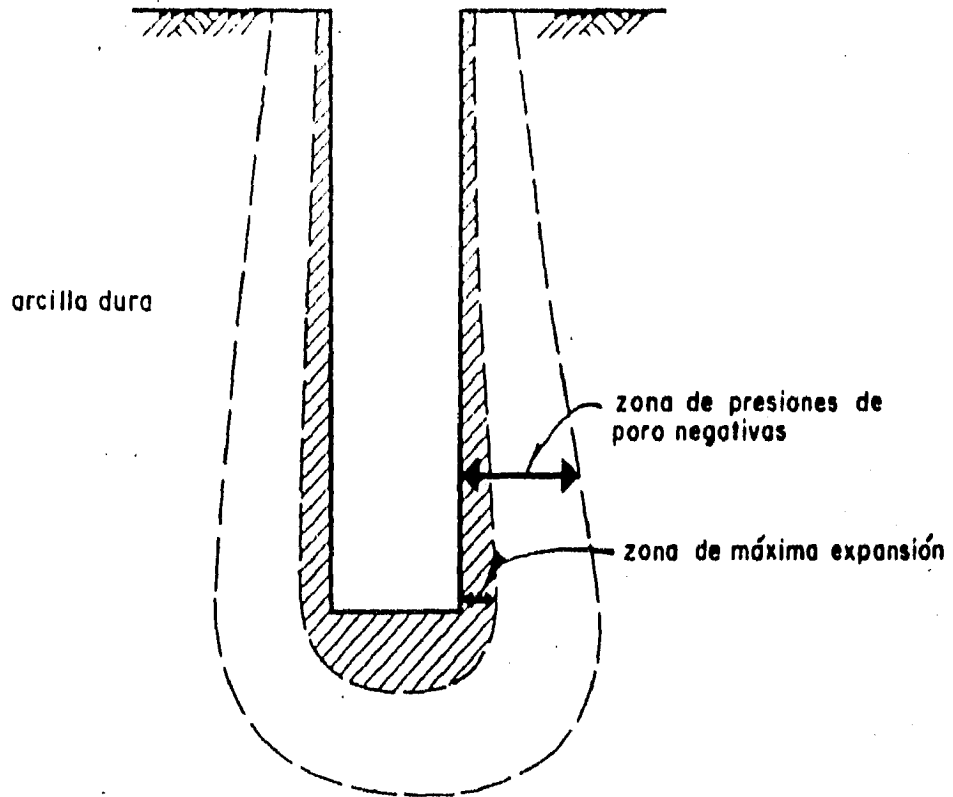
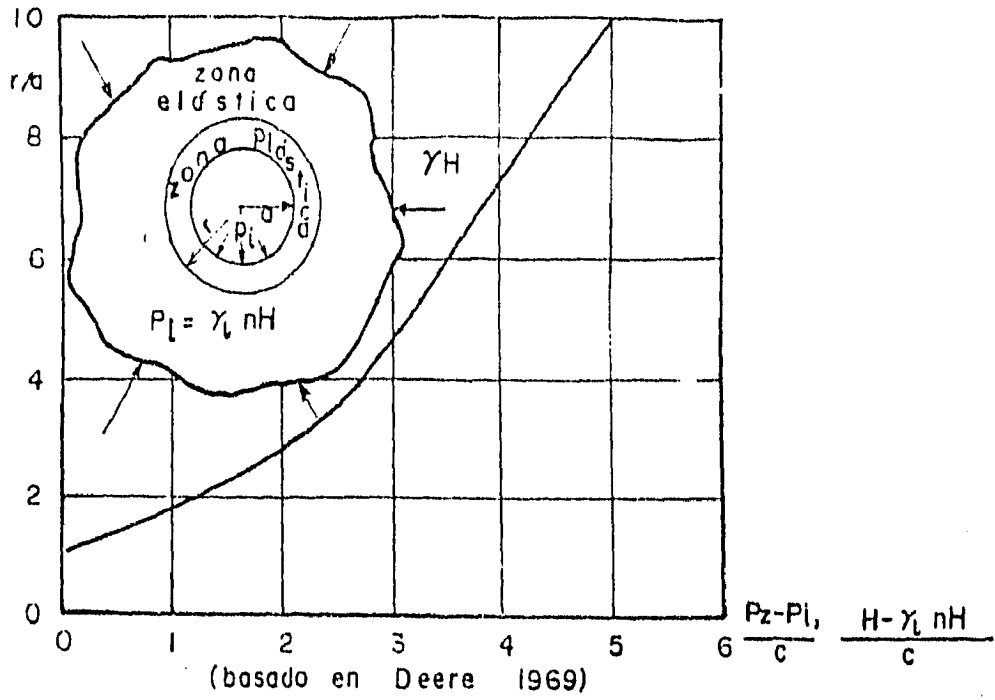


FIG. 3.3 ZONAS DE INFLUENCIA DE UNA PERFORACIÓN.  
( AREAS DE REMOLDEO Y EXPANSIÓN REF. 5)

C) CÁLCULO DE RESISTENCIA POR PUNTA. LA CARGA ÚLTIMA POR PUNTA SE OBTIENE POR LA SIGUIENTE FÓRMULA:

$$\text{EC. 3.17} \quad Q_p = N'_c \cdot C_u \cdot A_p \quad \text{DONDE:}$$

$A_p$  = ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA PUNTA DE LA PILA O PILOTE.

$C_u$  = VALOR MÍNIMO DE LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA DE LA ARCILLA AL NIVEL DE DESPLANTE DE LA PUNTA DE LA PILA O PILOTE.

$N'_c$  = COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA QUE ES FUNCIÓN DEL DIÁMETRO DE LA PUNTA DEL CIMENTO (TABLA 3.8).

TABLA 3.8 COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA  $N'_c$  PARA CIMENTOS COLADOS EN EL LUGAR (REF. 7).

DIÁMETRO DE LA PUNTA	$N'_c$
< 0.5 M	9
0.5 A 1.0 M	7
> 1.0 M	6

D) CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA. LA CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE EN CIMENTACIONES COLADAS 'IN SITU' ES LA SUMA DE LA CAPACIDAD POR PUNTA Y LA CAPACIDAD POR FRICCIÓN LATERAL, APLICANDO UN FACTOR DE SEGURIDAD ADECUADO. EL COMPORTAMIENTO DE ESTAS DOS FUERZAS QUEDARÁ EN FUNCIÓN DE LA RIGIDEZ DE LA PILA O PILOTE, ASÍ COMO, DE LA COMPRESIBILIDAD DE LA ARCILLA ALREDEDOR DEL FUSTE Y POR DEBAJO DE LA BASE DEL CIMENTO. (REF. 7)

$$\text{EC. 3.18} \quad Q_a = 1/2.5 [ Q_f + Q_p ] \quad \text{DONDE:}$$

$Q_a$  = CAPACIDAD DE CARGA A LA COMPRESIÓN

$Q_p$  = CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA POR PUNTA

$Q_f$  = CAPACIDAD POR FRICCIÓN EN EL FUSTE DE LA PILA.

I) CUANDO EL SUELO BAJO LA BASE ES MENOS COMPRESIBLE QUE EL DE ALREDEDOR DEL FUSTE SE TOMA LA SIGUIENTE FÓRMULA:

$$\text{EC. 3.19} \quad Q_a = \frac{1}{2} Q_p$$

PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO TAMBIÉN DEBE DE CONSIDERARSE LAS FUERZAS DE ARRASTRE Y PRINCIPALMENTE DOS: FRICCIÓN NEGATIVA Y FUERZAS LATERALES SÍSMICAS.

ESTAS FUERZAS SE COMENTARON BREVEMENTE EN EL INCISO DE DISEÑO SÍSMICO, Y POR SER UN TEMA MUY AMPLIO SE PUEDEN CONSULTAR EN LAS REF. BIBLIOGRÁFICAS No. 4,5,6,7,13 y 14.

E) CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA APLICABLE AL DISTRITO FEDERAL. ESTAS FÓRMULAS SON APLICABLES CUANDO EL ESTRATO DE APOYO ES HOMOGÉNEO Y ÉSTE SE EXTIENDA AL MENOS UNA VEZ EL ANCHO DE LA PLANTA DE CIMENTACIÓN (REF. 12).

$$\text{EC. 3.20} \quad Q_a = \frac{Q_{pu}}{F_{Db}} + \frac{Q_{fu}}{F_{Df}} \quad \text{DONDE:}$$

$Q_a$  = CAPACIDAD DE CARGA A LA COMPRESIÓN

$Q_{pu}$  = CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA POR PUNTO.

$Q_{fu}$  = CAPACIDAD POR FRICCIÓN EN EL FUSTE DE LA PILA.

$F_{Db}$ ,  $F_{Df}$  = FACTORES DE DIMENSIONAMIENTO RESPECTO A LA CAPACIDAD DE CARGA EN LA BASE Y POR FRICCIÓN RESPECTIVAMENTE (VER FIG. 3.4).

I) EN LA CIUDAD DE MÉXICO SE UTILIZAN COMÚNMENTE LA PRUEBA O SONDEO DE CONO (ESTÁTICO O ELÉCTRICO) DE DONDE SE OBTIENE INFORMACIÓN PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA POR PUNTA. (REF 7,10 Y 12).

$$\text{EC. 3.21} \quad Q_{pu} = q_{cp} A_p \quad \text{DONDE:}$$

$q_{cp}$  = RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO REPRESENTATIVA DEL ESTRATO DE APOYO DE LA PILA.

$A_p$  = ÁREA TRANSVERSAL DE LA PUNTA DE LA PILA.

$$\text{EC. 3.22} \quad Q_{fu} = 0.3 \omega \int \sigma_0 dz \quad \text{DONDE:}$$

$\omega$  = PERÍMETRO DE LA PILA

$\int \sigma_0 dz$  = ÁREA DEL DIAGRAMA DE ESF. EFECTIVOS VERTICALES INICIALES EN LA LONG. DE LA PILA.

II) TOMANDO LOS FACTORES DE DIMENSIONAMIENTO (APLICABLES EN LA EC.3.22) MÍNIMOS DE  $F_{Db} = 3$  Y  $F_{Df} = 2$  SE OBTIENE LA CAPACIDAD ASOCIADA A, DIFERENTES SECCIONES DE PILAS BAJO SOLICITACIONES ESTÁTICAS DE COMPRESIÓN. BAJO SOLICITACIONES SÍSMICAS SE USA  $F_{Db} = 2$ .

III) PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA A LA TENSIÓN DEBIDA A LA APLICACIÓN CÍCLICA DE CARGA DURANTE UN SISMO SE UTILIZA LA SIGUIENTE FÓRMULA, QUE ES LA RELACIÓN DE LA FRICCIÓN POSITIVA ENTRE UN FACTOR DE DIMENSIONAMIENTO MÍNIMO DE 1.5 (REF. 12)

$$\text{EC. 3.23} \quad Q_{ta} \leq Q_{fu} / 1.5$$

IV) PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA DEBIDO AL PROCESO DE CONSOLIDACIÓN POR HUNDIMIENTO REGIONAL O COMPACTACIÓN, ESTA SE CÁLCULA CON LA SIGUIENTE ECUACIÓN.

$$\text{EC. 3.24} \quad Q_a = \frac{Q_{pu} - FN}{F_D} \quad \text{DONDE:}$$

FN = FRICCIÓN NEGATIVA EN EL FUSTE DE LA PILA IGUAL A  $Q_{fu}$  (EC.3.22)

F<sub>D</sub> = FACTOR DE DIMENSIONAMIENTO MÍNIMO DE 2

PARA LA FRICCIÓN NEGATIVA DEBE VERIFICARSE QUE ESTA SEA MENOR O IGUAL AL PESO PROPIO DEL SUELO COMPRENDIDO EN EL ÁREA TRIBUTARIA ALREDEDOR DE LA PILA O DEL GRUPO DE PILAS. EL MÁXIMO ESFUERZO CORTANTE QUE SE PUEDE DESARROLLAR POR FRICCIÓN NEGATIVA ES IGUAL A LA COHESIÓN DEL SUELO DETERMINADA POR LA PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA BAJO PRESIÓN DE CONFINAMIENTO REPRESENTATIVA DE LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO EN ESTUDIO (REF.5,6,12 Y 13).

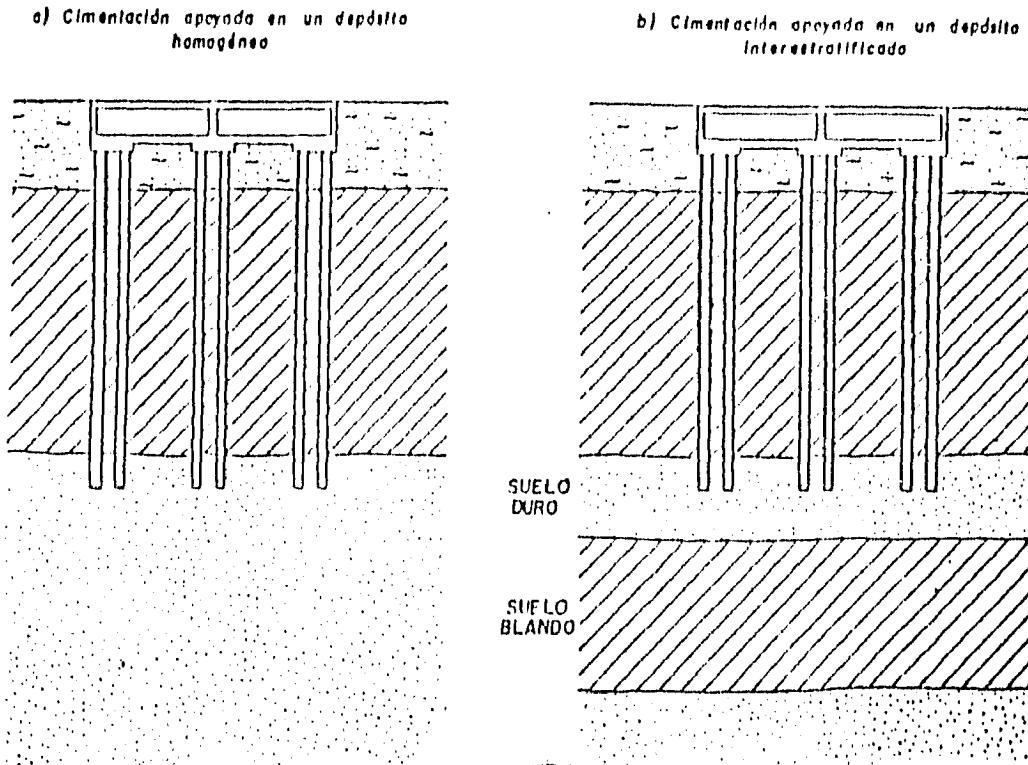


FIG. 3.4-A CIMENTACIONES PROFUNDAS CON PILAS Y PILOTES DE PUNTA

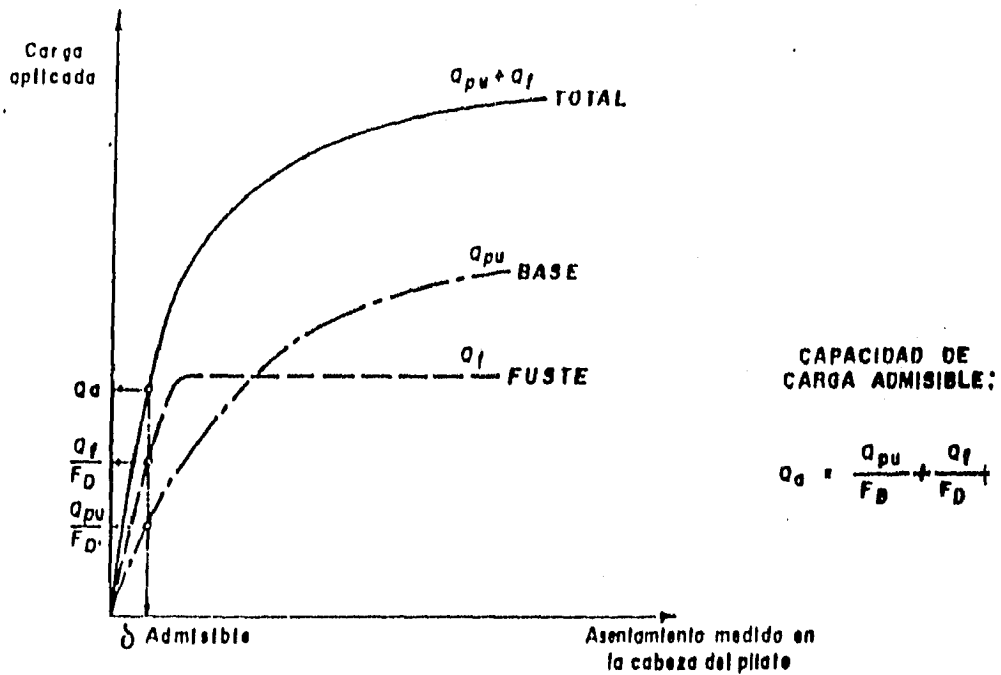


FIG. 3.4-B EFECTO DE LA COMPATIBILIDAD DE DESPLAZAMIENTOS EN LOS FACTORES DE DIMENSIONAMIENTO.

INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL	SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN	MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS			
		CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA			
		RESISTENCIA DEL SUELO			
		DEFORMABILIDAD DEL SUELO			
	ANÁLISIS	DEFINICIÓN DE ACCIONES SOBRE LA CIMENTACIÓN (CARGAS Y MOMENTOS)			
		CÁLCULO DEL ÁREA DE CONTACTO REQUERIDA (NÚMERO DE PILAS O PILOTES)			
		PROPOSICIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN INCLUYENDO AL SUELO			
		OBTENCIÓN DE ACCIONES INTE- RIORES (MOMENTOS CORTANTES Y DEFORMACIONES)	IGNORANDO LA DEFORMACIÓN DEL SUELO Y PROPONIENDO LA DISTRIBUCIÓN DE LAS REACCIONES		MÉTODOS APROXIMADOS
			CONSIDERANDO LA DEFORMACIÓN DEL SUELO (INTERACCIÓN)	MÉTODOS DIRECTOS	
	DIMENSIONA- MIENTO	ZAPATAS	POR PENETRACIÓN		
			POR CORTANTE		
			POR FLEXIÓN		
		LOSAS	POR FLEXIÓN		
			POR CORTANTE		
		TRABES	POR FLEXIÓN		
			POR CORTANTE		
			POR DEFORMACIÓN		
		PILAS Y PILOTES	POR FUERZA AXIAL		
			POR FUERZA AXIAL Y FLEXIÓN (INTERACCIÓN)		
		MUROS DE CONTENCIÓN	POR FLEXIÓN		
			POR CORTANTE		
		DETALLADO	ELABORACIÓN DE PLANOS		
ESPECIFICACIONES					
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO					

CUADRO 3.2 INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL (REF. 6).

## 3.2 DISEÑO ESTRUCTURAL.

A) CÁLCULO DE TRANSFERENCIA DE CARGA PILA-SUELO. SE DIJO YA ANTERIORMENTE QUE LA FRICCIÓN PUEDE PROVOCARLE UNA SOBRECARGA A LA CIMENTACIÓN (FRICCIÓN NEGATIVA) O UNA DISMINUCIÓN DE CARGA (FRICCIÓN POSITIVA), DE ESTA MANERA EL SUELO CIRCUNDANTE AL CIMIENTO SUFRE UN AUMENTO Y DISMINUCIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS; QUE DE ACUERDO CON EL DISEÑO GEOTÉCNICO DEBE SER CAPAZ DE SOPORTAR. ADEMÁS DE LO ANTERIOR LA PILA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL DEBE DE SOPORTAR CARGAS ESTÁTICAS (A COMPRESIÓN) Y SÍSMICAS (A COMPRESIÓN Y TENSIÓN), QUE A SU VEZ TRANSFIERE A LA MASA DE SUELO CIRCUNDANTE A UNA DETERMINADA PROFUNDIDAD Y PUEDE SER CALCULADA DE MANERA APROXIMADA POR LA SIGUIENTE FÓRMULA (REF. 12).

$$\text{EC. 3.25} \quad [Q_f]_z = \frac{C_1}{1 \pm C_2 z} z'$$

DONDE:

$$C_1 = C_0 \frac{\int \sigma_0 dz}{Df_2}$$

$$C_2 = C_0 / 3a$$

$$C_0 = \omega K\phi$$

$$\omega = 2 \pi r_0 \text{ (PERÍMETRO DE LA PILA CON RADIO DE INFLUENCIA)}$$

$$a = \pi (12f_0) z$$

$$r_0 = 1.05 d/2 \text{ (RADIO DE INFLUENCIA, } d = \text{DIÁMETRO DE LA PILA)}$$

$$\int \sigma_0 dz = \text{ÁREA DEL DIAGRAMA DE ESFUERZOS EFECTIVOS VERTICALES INICIALES A LO LARGO DE LA PILA (VER FÓRMULA 3.25).}$$

B) CIMENTACIÓN SOBRE SUELOS ESTRATIFICADO. EL DISEÑO DE CIMENTACIONES SOBRE SUELOS ESTRATIFICADOS ES EL DE USO MÁS COMÚN Y EL MAS USADO EN LA CD. DE MÉXICO (APLICANDO EL REGLAMENTO DEL D.F.).

CUANDO EL ESTRATO DE APOYO ESTE SUBYACIDO POR UN ESTRATO BLANDO O COMPRESIBLE SE DEBERÁ DE COMPLEMENTAR CON LA REVISIÓN DE ESTABILIDAD GENERAL O FALLA GENERAL, ASÍ COMO DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN LOS ESTRATOS BLANDOS QUE SUBYACEN AL ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN.

$$\text{EC. 3.26} \quad F_{sg} = \frac{Q_{gu}}{\Sigma Q} \Rightarrow F_{sg} > 3 \text{ (ESTABILIDAD O FALLA GENERAL)}$$

SI NO SE CUMPLE ESTO SE TIENEN QUE APOYAR LAS PILAS A MAYOR PROFUNDIDAD, SOBRE UN ESTRATO MÁS RESISTENTE.



### 3.2.1. CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES COLADAS EN 'SITU'

TODO TIPO DE CIMENTACIÓN SE DISEÑA CON LOS PROCEDIMIENTOS Y FACTORES DE SEGURIDAD INCLUIDOS EN LAS NORMAS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO (REF. 7).

EL TIPO DE CIMENTACIÓN QUE SE SELECCIONE, DEBE TENER EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES:

- 1) LONGITUD NECESARIA DEL ELEMENTO.
- 2) TIPO DE SUPERESTRUCTURA.
- 3) DISPONIBILIDAD DE LOS MATERIALES.
- 4) CARGAS ESTRUCTURALES.
- 6) FACTORES QUE ORIGINAN EL DETERIORO.
- 7) ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE CIMENTACIONES (Y SU PROCESO CONSTRUCTIVO), TOMANDO EN CUENTA SU COSTO INICIAL, ESPERANZA DE VIDA Y COSTO DE MANTENIMIENTO.
- 8) PRESUPUESTO DISPONIBLE.

GENERALMENTE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA DEPENDE MÁS DE LA RESISTENCIA O CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO, QUE DE LA ESTRUCTURA MISMA EN CONJUNTO (CIMENTACIÓN-SUPERESTRUCTURA).

LA COLOCACIÓN, INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA ES MENOS CONTROLABLE QUE LA DE UN ELEMENTO SIMILAR DE LA SUPERESTRUCTURA, DE ESTO SE DEDUCE QUE LAS CONDICIONES DEL MEDIO AMBIENTE DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA SON MÁS DAÑINAS, QUE EN LA SUPERESTRUCTURA. POR ESTE MOTIVO SE RECOMIENDA AFECTAR A LA CIMENTACIÓN EN UN 80% MÁS DE LO QUE CORRESPONDE A UN ELEMENTO SIMILAR DE LA SUPERESTRUCTURA. (REF. 5 Y 7)

SI EN LA CIMENTACIÓN, LAS FUERZAS LATERALES ACTUANTES DE DISEÑO NO SUPERAN DEL 5% AL 10% DE LA CARGA AXIAL DE DISEÑO, DEBE SER CALCULADA Y DISEÑADA COMO ÚNICAMENTE SUJETA A CARGA VERTICAL; CONSIDERÁNDOSE UNA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL DE ELEMENTO AISLADO IGUAL A  $0.5 h > 2.0 \text{ CM.}$ , DONDE  $h$  ES LA DIMENSIÓN DE LA PILA EN QUE SE CONSIDERA LA FLEXIÓN. ADEMÁS SE DEBEN DE CONSIDERAR LOS EFECTOS DE LAS SIGUIENTES ACCIONES EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL.

A) FUERZAS TRANSMITIDAS POR LA SUPERESTRUCTURA, ADEMÁS DE LA CARGA AXIAL (SIEMPRE Y CUANDO SEAN SIGNIFICATIVOS), MOMENTOS FLEXIONANTES Y FUERZAS LATERALES.

B) LOS EFECTOS DEL PESO PROPIO DE LA PILA O PILOTE Y DE LA FRICCIÓN, NEGATIVA O POSITIVA, DESARROLLADA A LO LARGO DEL FUSTE.

LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE CENTROS (DE PILAS O PILOTES) NO DEBERÁ SER MENOR A DOS VECES EL DIÁMETRO DEL ELEMENTO O 1.75 VECES SU DIMENSIÓN DIAGONAL Y NO MENOS DE 60 CM. PARA CIMENTACIONES APOYADAS EN ROCA O 79 CM PARA CIMENTACIONES APOYADAS EN SUELOS GRANULARES Y COHESIVOS. LA SEPARACIÓN CUANDO LA CIMENTACIÓN TRABAJA POR PUNTA DEBE SER COMO MÍNIMO TRES VECES EL DIÁMETRO DEL ELEMENTO (CENTRO A CENTRO) DE TRES A CINCO CUANDO TRABAJA POR FRICCIÓN. (REF. 7)

## 3.2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO

SE DEBE DE PARTIR LAS ACCIONES DE DISEÑO, LAS COMBINACIONES DE ACCIONES EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN SON (REF. 6,12,13 Y 14).

A) PRIMER TIPO DE COMBINACIÓN: ACCIONES PERMANENTES MAS ACCIONES VARIABLES (artículo 186 del Reglamento), INCLUYENDO LA CARGA VIVA. CON ESTE TIPO DE COMBINACIÓN SE REVISARÁN TANTO LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO COMO LOS DE LA FALLA. LAS ACCIONES VARIABLES SE CONSIDERAN CON SU INTENSIDAD MEDIA PARA FINES DE CÁLCULOS DE ASENTAMIENTOS Y OTROS MOVIMIENTOS A LARGO PLAZO. PARA LA REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA SE CONSIDERAN LA ACCIÓN VARIABLE MAS DESFAVORABLE CON SU INTENSIDAD MÁXIMA Y LAS ACCIONES RESTANTES CON INTENSIDAD INSTANTÁNEA.

B) SEGUNDO TIPO DE COMBINACIÓN: ACCIONES PERMANENTES MAS 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 DEBIDOS A SISMOS, SE INCLUIRÁ LA FUERZA DE INERCIA QUE OBRA EN LA MASA DE SUELO POTENCIALMENTE DESLIZANTE QUE SUBYACE AL CIMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN.

C) FRICCIÓN NEGATIVA: ESTA SOLICITACIÓN ES DEBIDO A QUE EN EL CUERPO DE LAS PILAS SE GENERAN UNA SOBRE CARGA POR ESTE FENÓMENO. DEBIDO A LA CONSOLIDACIÓN DE LOS SUELOS FINOS EL TERRENO CIRCUNDANTE PRACTICAMENTE DE "CUELGA" AL FUSTE DEL CIMIENTO GENERÁNDOLE UNA IMPORTANTE SOBRE CARGA.

PARA CONSIDERAR ESTA ACCIÓN SE TOMO COMO EL MÁXIMO ESFUERZO CORTANTE QUE PUEDE DESARROLLARSE EN EL CONTACTO SUELO-PILA ES IGUAL A LA COHESIÓN DEL SUELO, DETERMINADA EN PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA, NO DRENADA BAJO PRESIÓN CONFINANTE SIMILAR A LAS CONDICIONES "IN SITU". (REF. 12 Y 13)

D) EXCENTRICIDAD: SE CALCULARÁN Y SE TOMARÁN LAS EXCENTRICIDADES EN AMBAS DIRECCIONES QUE PRESENTE LA RESULTANTE DE LAS COMBINACIONES ANTERIORES, SIEMPRE RESPECTO AL CENTRO DEL ÁREA DE CIMENTACIÓN (VER LA FIG. No. 3.7 REF. 12 Y 13).

E) SOLICITACIONES SÍSMICAS: EL REGLAMENTO DEL D.D.F. UTILIZA LOS MOVIMIENTOS DE CAMBIO LIBRE RESPECTO A LAS BASES DE LA CIMENTACIÓN, PERO SE SABE QUE LA PRESENCIA DE LA ESTRUCTURA (SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA) MODIFICAN LOS MOVIMIENTOS DEL SUELO, QUE ESTÁN EN FUNCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO Y CIMENTACIÓN. ADEMÁS SE SABE QUE LOS MOVIMIENTOS DEL SUELO VARIA CON LA PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN (REF. 6 Y 12).

F) CÁLCULO DE LA RIGIDEZ: EL DISEÑO ESTRUCTURAL CONSIDERA LA DISTRIBUCIÓN FINAL DE LA CIMENTACIÓN, DOS (NO ES RECOMENDABLE UTILIZAR MAS DE DOS SOLO EN CASOS ESPECIALES DE SOLICITACIONES SÍSMICAS) BAJO CADA COLUMNA O EXTREMO DE MURO DE RIGIDEZ, PERO ÉSTAS CONDICIONES SON COMPATIBLES CON EL DISEÑO ESTRUCTURAL PERO SIN CONSIDERAR LA RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN. LA RIGIDEZ PUEDE SER CALCULADA DE FORMA APROXIMADA POR MEDIO DE LA FÓRMULA DE LA ESCUADRÍA, QUE NOS DEMUESTRE QUE ESTÉ CERCANA A LA RIGIDEZ DE ESTRUCTURA (REF. 6,7 Y 12)

$$EC. 3.27 \quad M_v = M - M_c$$

DONDE:

$M_v$  = MOMENTO DE VOLTEO

$M$  = MOMENTO DE VOLTEO ACTUANTE A NIVEL DE CIMENTACIÓN (NO A NIVEL DE BANQUETA)

$M_c$  = MOMENTO DE VOLTEO RESISTENTE POR EMPOTRAMIENTO DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

PARA UNA PRIMERA REVISIÓN, EL MOMENTO ACTUANTE  $M$  PUEDE EVALUARSE CON LA FÓRMULA:

$M = 0.8(2/3 H_i) (W_t C_s / Q_s)$ ;  $C_s$  = COEF. DE DISEÑO SÍSMICO;  $Q_s$  = FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

$H_i$  = ALTURA TOTAL MEDIDA DESDÉ EL DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA

$W_t$  = PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

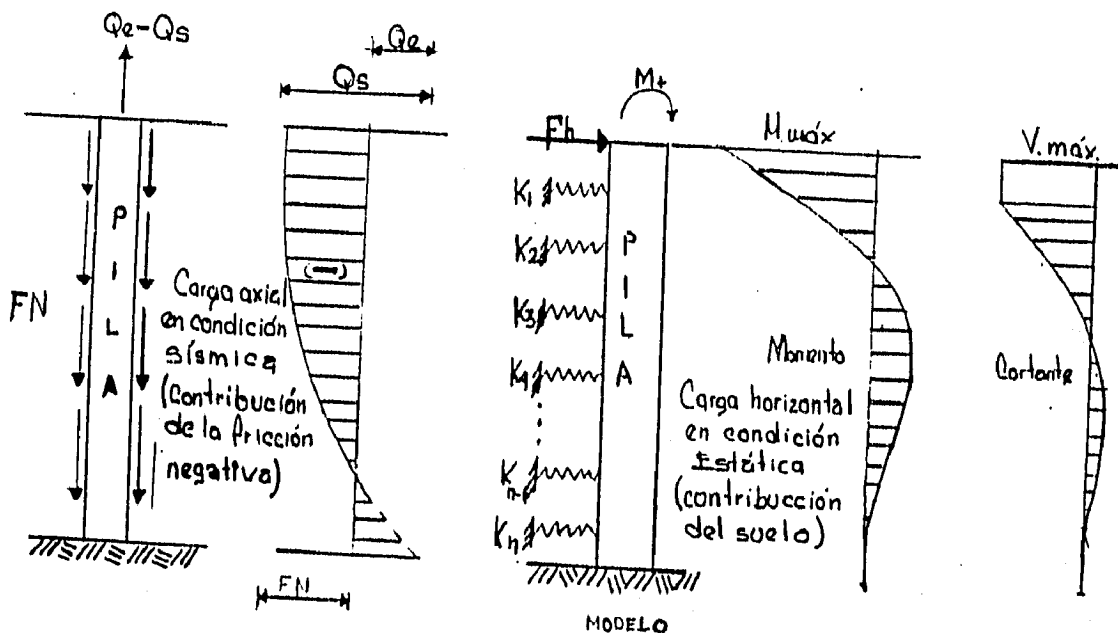
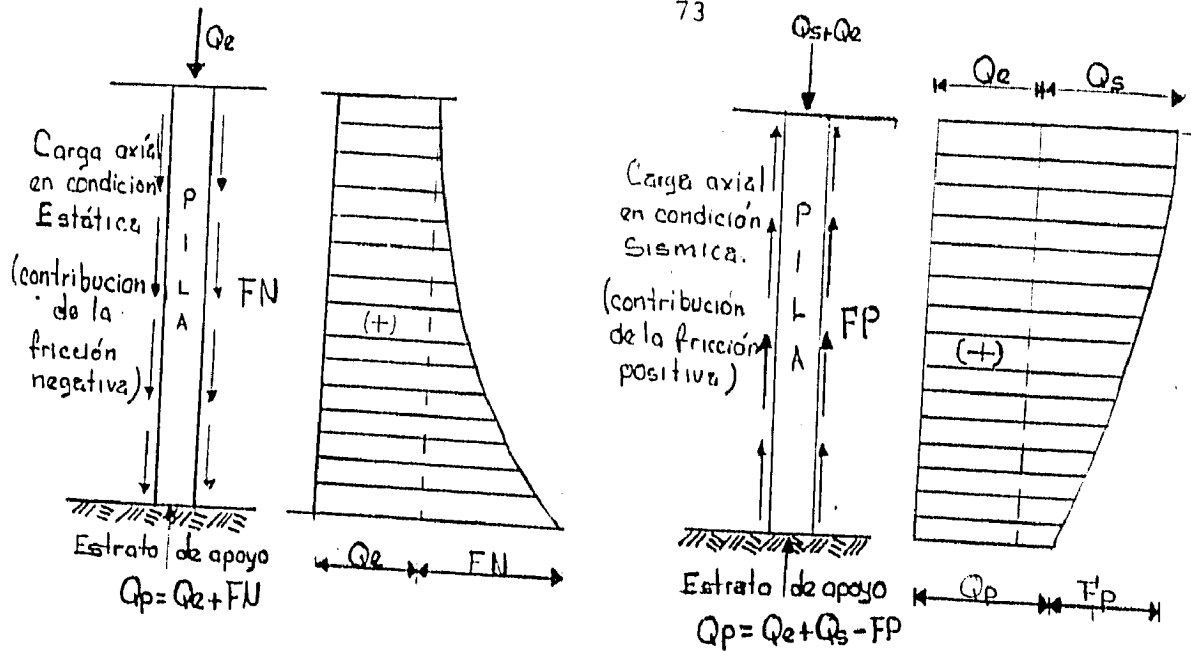


FIG. 3.5 DIAGRAMAS DE ESFUERZOS CON CONDICIÓN DE CARGA Y SU TRANSFERENCIA DE CARGA AL SUELO (REF. 4, 6, 7, 12 Y 16)

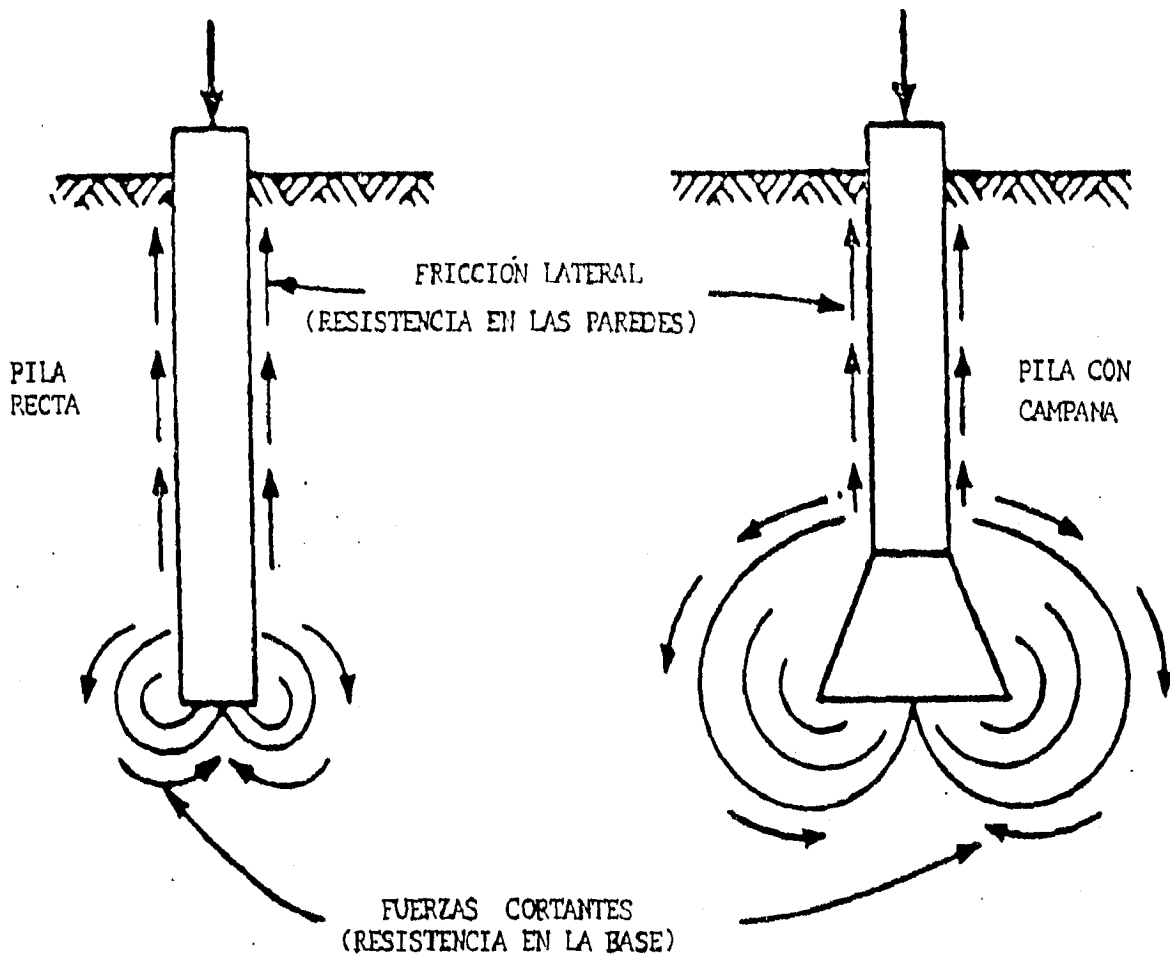
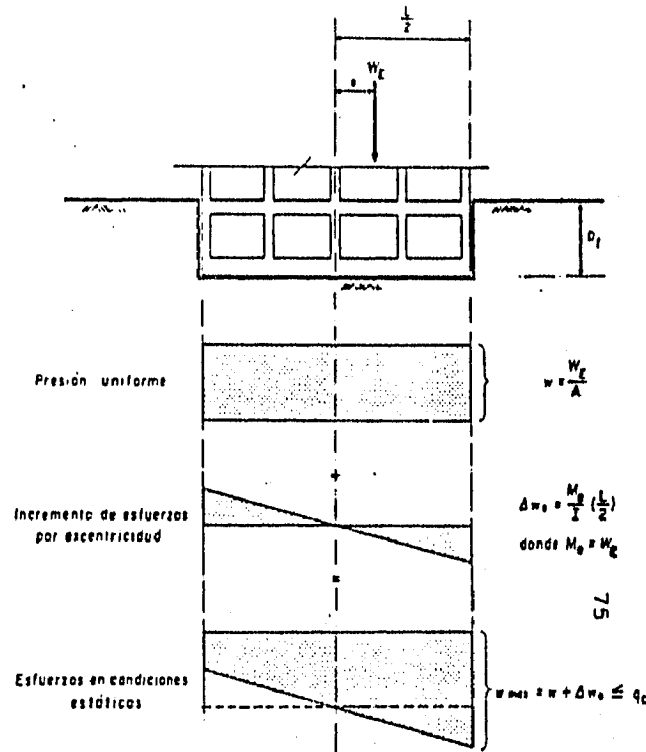
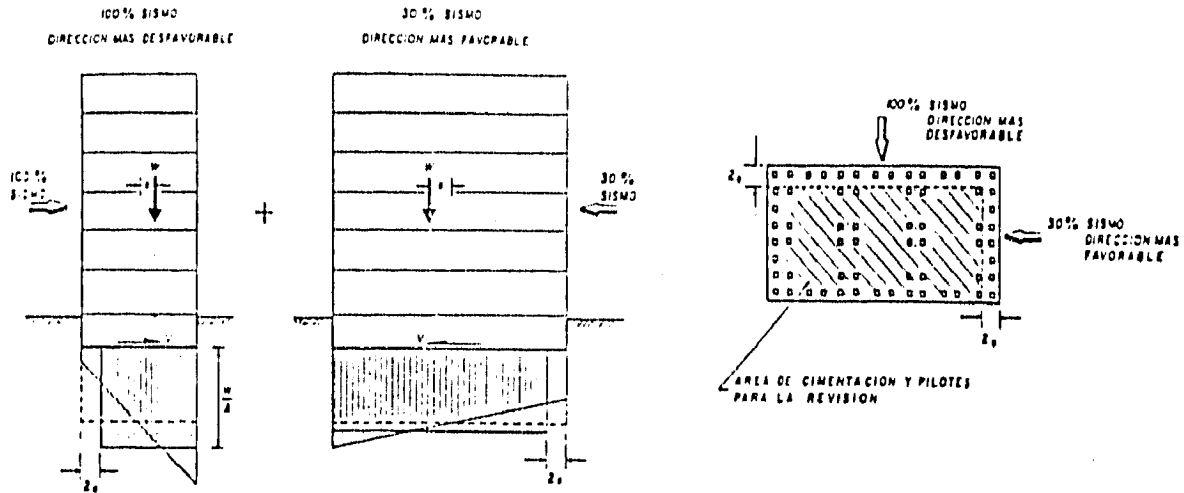
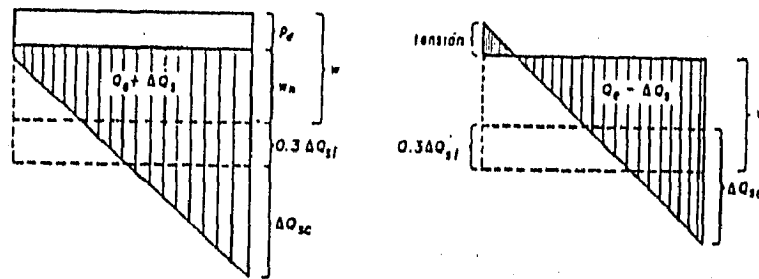
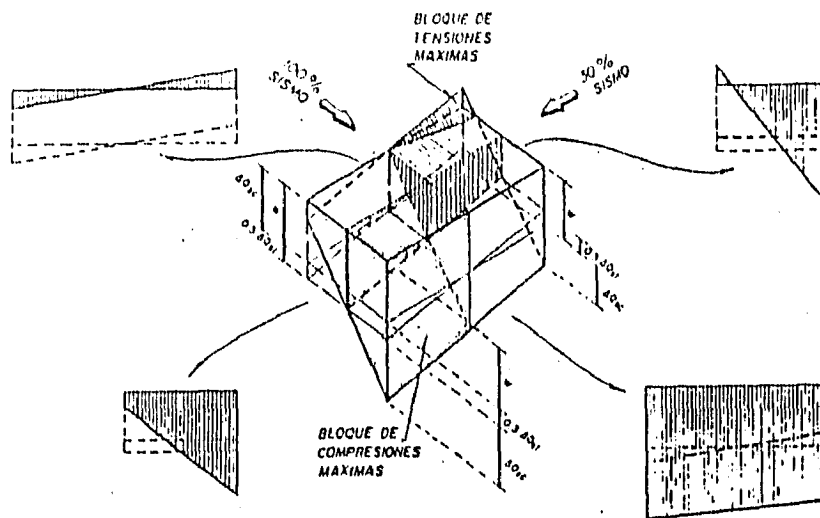
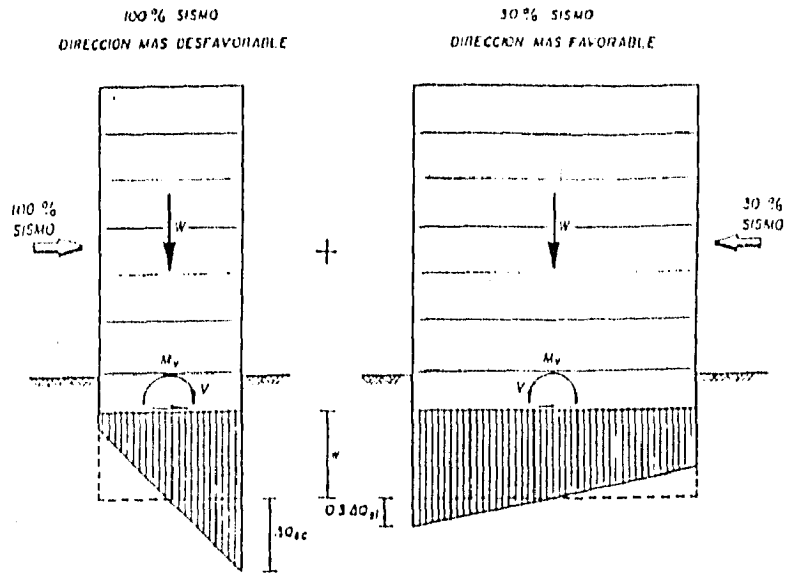


FIG. 3.6 FUERZAS ACTUANTES EN PILAS PROFUNDAS COLADAS EN SITIO (REF.7).



NOTA  
El significado de los literales se explica en el texto

FIG. 3.7 CONSIDERACIÓN DE LA EXCENRICIDAD Y COMO INTERVIENE EN EL MOMENTO DE VOLTEO (REF.12).



a) Orilla de compresión máxima      b) Orilla de tensión máxima

FIG. 3.8 POLÍGONOS DE TENSIONES Y COMPRESIONES BAJO SOLICITACIONES SÍSMICAS Y SUS COMPONENTES ORTOGONALES (REF.12).

G) PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO EN CONDICIONES ESTÁTICAS PARA EL ANÁLISIS SE PROPONE UN NÚMERO DE PILAS QUE ALCANCE UN FACTOR DE DIMENSIONAMIENTO MÍNIMO DE 2. APLICANDO LAS SIGUIENTES EXPRESIONES:

$$\text{EC. 3.28} \quad N = F_{De} (W_n / Q_f) \Rightarrow F_{De} \geq 2 \quad \text{DONDE:}$$

$$W_n = W - W_c$$

$F_{De}$  = FACTOR DE DIMENSIONAMIENTO DE LAS PILAS EN CONDICIÓN ESTÁTICA.

$N$  = NÚMERO TOTAL DE PILAS

$Q_f$  = CAPACIDAD DE CARGA DE LA PILA INDIVIDUAL

$W$  = CARGA TOTAL DEL EDIFICIO

$W_c$  = CARGA COMPENSADA TOTAL

$$W_c = P_d A_c$$

$P_d$  = ESFUERZO TOTAL DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL CAJÓN

$A_c$  = ÁREA DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

H) CONDICIONES SÍSMICAS. PARA EL DISEÑO SE CONSIDERA LA CARGA ESTÁTICA COMBINADA CON EL SISMO ACTUANDO CON UN 100% DE INTENSIDAD EN LA DIRECCIÓN MAS DESFAVORABLE Y DE UN 30% MAS FAVORABLE SIN FACTORES DE CARGA; ESTA CONDICIÓN SE MUESTRA ESQUEMÁTICAMENTE EN LA FIG. 3.7 DONDE PARA SIMPLIFICAR LA REPRESENTACIÓN SE HA OMITIDO DIBUJAR LOS PIOTES Y EL DIAGRAMA DE PRESIÓN DE COMPENSACIÓN  $P_d$ , EN LA FIGURA 3.8 SE DEFINEN LAS DOS ZONAS MAS ESFORZADAS DE LA CIMENTACIÓN, DONDE SE PRESENTAN LAS COMPRESIONES Y TENSIONES MÁXIMAS, QUE RIGEN EL DISEÑO.

CARGAS DE COMPRESIÓN INDUCIDAS POR SISMO. LA REVISIÓN SE EFECTÚA EN LA CUARTA PARTE MAS ESFORZADA DE LA CIMENTACIÓN, CON LA ECUACIÓN DE CÁLCULO EC. J.2 Y EC. J.3 (PAG.82).

FINALMENTE SE EVALÚA EL FACTOR DE DIMENSIONAMIENTO LOCAL EN SISMO PARA LAS ESQUINAS MAS ESFORZADAS, COMPROBÁNDOSE QUE ESTE SEA MAYOR DE 15, YA QUE LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA PERMITIRÁ UNA REDISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN ESTAS ZONAS, ALCANZÁNDOSE EL CONJUNTO NIVELES DE SEGURIDAD ADECUADOS.

I) SECUENCIA DE CÁLCULO DE UNA PILA DE CIMENTACIÓN COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL COLUMNAR (SE CONSIDERA COMO COLUMNA CORTA REF. 6.7 16,17 Y 18).

I) DATOS:

a) CARGAS DADAS A NIVEL DE SERVICIO.

PRIMER COMBINACIÓN C.V. + C.M. (P en tons, Mx Y My en tons- mts.)

SEGUNDA COMBINACIÓN C.V. + C.M. + SISMO (P en tons, Mx Y My en tons- mts.)

b) MATERIALES

CONCRETO ⇒	$f_c'$ = ENTRE 250 kg / cm <sup>2</sup> Y 350 kg / cm <sup>2</sup>
ACERO ⇒	$f_y$ = LÍMITE DE FLUENCIA ENTRE 4000 kg/cm <sup>2</sup> Y 42000 kg/cm <sup>2</sup>
TAMAÑO MAX. DE AGREGADO ⇒	T.M.A. = ENTRE 19 mm ( 3/4' ) Y 25 mm ( 1' )
RECUBRIMIENTO LIBRE ⇒	$r_f$ = ENTRE 2.5 cm ( 1" ) Y 7.5 cm ( 3" )

## c) DATOS PARA EL CÁLCULO

$f^*c = 0.80 f'c$ EN Kg / cm <sup>2</sup>	
$f^*c = (\text{EN Kg/cm}^2) \Rightarrow$	$f^*c = 0.85 F^*c$ SI $F^*c \leq 250$ Kg/cm <sup>2</sup>
	$f^*c = [1.05 - f^*c/1250]f^*c$ SI $f^*c > 250$ Kg/cm <sup>2</sup>
ESTIMACIÓN DEL RECUBRIMIENTO	$r = rl + \text{DIÁMETRO DEL ZUNCHO} + \frac{1}{2} \text{DIÁMETRO DE ACERO LONGITUDINAL}$

## II) FÓRMULAS UTILIZADAS PARA EL CÁLCULO

## a) RESISTENCIAS REQUERIDAS

## a.1) COMPOSICIÓN DE MOMENTOS

PRIMERA COMBINACIÓN C.V. + C.M. (EN TON).

$$M1 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)} \quad (\text{EN TON})$$

SEGUNDA COMBINACIÓN C.V. + C.M. + SISMO (EN TON).

$$M2 = \sqrt{(Mx^2 + My^2)} \quad (\text{EN TON})$$

## a2) RESISTENCIAS

PRIMERA COMBINACIÓN C.V. + C.M. (EN TON).	$Pu = Fc P = 1.4 P$ EN TON
	$Mv = Fc M = 1.4 M1$ EN TON (M1 1a COMBINACIÓN)
	$e = Mu/Pu$ EN M.

SEGUNDA COMBINACIÓN C.V. + C.M. + SISMO (TON)	$Pu = Fc P = 1.1P$ EN TON
	$Mv = Fc M = 1.1M2$ EN TON (M2 2a COMBINACIÓN)
	$e = Mu/Pu$ (EN M)

b) DIMENSIONAMIENTO DE SECCIÓN Y REFUERZO PRINCIPAL (LONG.), 6 VRS #5 COMO Ø MÍNIMO DIÁMETRO (DE LA PILA) PROPUESTO D EN CM (80, 100, 120, ETC.)

DIÁMETRO (CONFINADO) DEL NÚCLEO  $d = D - 2r$  EN CM

RELACIÓN DE DIÁMETROS  $d/D$  DIMENSIONAL, CON ESTE COEFICIENTE SE ENTRA A LAS GRÁFICAS C-9 Y C-12 (REF. 17).

b1) PRIMERA COMBINACIÓN C.V. + C.M. (EN TON).

POR MEDIO DE LA RELACIÓN  $e/D$  SE ENTRA A LAS LÍNEAS RECTAS DE LAS GRÁFICAS C.

$$K1 = Pu / FR D^3 f^*c = Pu / 0.80 D^3 f^*c \quad \left\{ \text{POR TABLAS O GRÁFICAS SE OBTIENE } q \right.$$

b2) SEGUNDA COMBINACIÓN C.V. + C.M. + SISMO (EN TON).

$e/D$



$$K_2 = P_u / FR D^1 f''c = P_u / 0.8 D^1 f''c \quad \{ \text{POR TABLAS GRÁFICAS SE OBTIENE } q_2 \}$$

$\rho = q (f_c' / f_y)$ ; SE USA  $q$  DE MAYOR VALOR DE AMBAS (DOS) COMBINACIONES

b3) ÁREA TOTAL DEL ACERO LONGITUDINAL (6 VARILLAS MÍNIMO # 5 = 2 cm<sup>2</sup>).

$A_s = \rho ( \pi D^1 / 4 )$  (EN cm<sup>2</sup>); SE APROXIMA AL VALOR INMEDIATO SUPERIOR DEL ÁREA TOTAL, PRODUCTO DE LA SUMA DE ÁREA DE CADA VARILLA LONGITUDINAL

c) DIMENSIONAMIENTO DEL ZUNCHO ( VRS # 3 COMO DIÁMETRO MÍNIMO )

$$\rho_s = 0.45(A_g/A_c - 1) f_c' / f_y \geq 0.12 f_c' / f_y$$

$A_g$  = ÁREA TOTAL DE LA SECCIÓN

$A_c$  = ÁREA DE NÚCLEO CONFINADO

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{\frac{1}{4} \pi D^2}{\frac{1}{4} \pi (D - 2r)^2} = \frac{D^2}{(D - 2r)^2}$$

EN CASO DE QUE  $\Rightarrow 0.45 (A_g/A_c - 1) f_c' / f_y \rightarrow$  SE UTILIZA EL VALOR DEL SEGUNDO TERMINO

$$\rho_s = 4A_e / S d_s \quad \rightarrow \quad \begin{array}{l} A_e = \text{ÁREA DEL ZUNCHO} \\ d_s = \text{DIÁMETRO DEL NÚCLEO CENTRO A CENTRO DE LA HÉLICE} \end{array}$$

DESPEJANDO  $S$  (PASO ENTRE VUELTA Y VUELTA)

$$S = 4A_e / \rho_s d_s: \quad S \leq 7 \quad \{ \text{ESPACIAMIENTO ESTÁNDAR A LO LARGO DE TODO EL ARMADO, Y SIN ZONA DE CONFINAMIENTO } l_0 \}$$

$d_s = D - (r/ + \varnothing \text{ ZUNCHO})$  Y COMO  $\varnothing \text{ ZUNCHO MÍNIMO} = 3/8" \cong 1 \text{ cm}$

$d_s = D - r/ - 1 \text{ cm}$  ESPACIO ENTRE VUELTA Y VUELTA DEL ZUNCHO).

SEPARACIÓN LIBRE MÁXIMA = $7 \text{ cm} > (S - 1 \text{ cm})$
SEPARACIÓN LIBRE MÍNIMA (2.5cm O 1.5 TMA) < SEPARACIÓN LIBRE MÁXIMA

d) DETALLADO DEL REFUERZO TRANSVERSAL ( ZUNCHO ). LONGITUD DE CONFINAMIENTO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A SISMO Y QUE PUEDA GARANTIZAR UN COMPORTAMIENTO DÚCTIL

d1) REVISIÓN DE LA CUANTÍA DEL REFUERZO LONGITUDINAL

$$A_s = [ \pi \varnothing^2 \text{ vrs.} / 4 ] \times \text{No. de vrs (MÍNIMO 6 vrs. \# 5)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{0.25 \times \pi \varnothing^2 \text{ vrs.} \times \text{No. de vrs}}{0.25 \times \pi \times D^2} = \frac{\varnothing^2 \text{ vrs.} \times \text{No. de vrs}}{D^2}$$

$\rho$  DEBE ESTAR EN EL RANGO  $0.01 < \rho < 0.06$

d2) CÁLCULO DE SECCIONES

$h_c = D - 2 (r_f + \frac{1}{2} \text{DIÁMETRO DEL ZUNCHO})$  EN cm

$A_{ch} = \frac{1}{4} \times \pi (D - 2 r_e)$  EN cm<sup>2</sup>

$A_g = \frac{1}{4} \times \pi D^2$  EN cm<sup>2</sup>

$h_c$  = DIÁMETRO DEL NÚCLEO DE LA COLUMNA MEDIDA CENTRO A CENTRO DEL REFUERZO CONFINANTE

$A_{ch}$  = ÁREA DEL NÚCLEO DEFINIDA POR LA PERIFERIA EXTERIOR DEL REFUERZO TRANSVERSAL

$A_g$  = ÁREA TOTAL DE LA SECCIÓN

d3) SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE HÉLICE EN CM

$S = [ \frac{1}{4} D \text{ ó } 10 \text{ cm} ]$  SE UTILIZA EL MENOR VALOR.

d4) SECCIÓN TOTAL DEL REFUERZO TRANSVERSAL REQUERIDA EN cm<sup>2</sup>

SE TOMA EL DE MAYOR VALOR Y SE REDONDEA	$A_{sh} = 0.3(S h_c f_c' / f_y) [ (A_g / A_{ch}) - 1 ]$
AL VALOR INMEDIATO SUPERIOR DE ÁREA	$A_{sh} = (0.09 S h_c f_c') / f_y$
SE RECOMIENDA USAR ZUNCHOS DE DIÁMETRO DEL No. 3 O No. 4	

d5) TRAMO  $l_0$  EN EL QUE SE DEBE CONSERVAR LA SEPARACIÓN DE CONFINAMIENTO.

$l_0$	$D$ (DIÁMETRO DE LA PILA) EN cm.
SE UTILIZA EL DE MAYOR VALOR	$h$ DE LA COLUMNA / 6, EN cm.

d6) REFUERZO EN LA PORCIÓN CENTRAL DE LA COLUMNA.

LOS ESTRIBOS SE COLOCAN @ DISTANCIA ESCOGIENDO EL DE MENOR VALOR	16 DIÁMETROS DEL REFUERZO LONGITUDINAL
	48 DIÁMETROS DEL ZUNCHO
	$d / 2 = \frac{1}{2} (D - 2r_f)$ ; (d=NUCLEO SIN CONFINAR)

SE RECOMIENDA UTILIZAR VARILLAS DEL No. 8 EN EL REFUERZO LONGITUDINAL PARA ARMADOS MAYORES A 12 MTS; PARA EVITAR DEFORMACIONES DEL MISMO EN LAS MANIOBRAS DE COLOCACIÓN PARA SU COLADO. REGULARMENTE CUANDO SE PRESENTAN ESTOS CASOS SE RECURRE A LA SOLDADURA PARA EVITAR PARA EVITAR DICHA DEFORMACIÓN, PERO EL PROCESO DE SOLDAR PUEDE ALTERAR LAS PROPIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS DEL ACERO DE MANERA PERJUDICIAL (SE PRESENTA EL FENÓMENO DE CRISTALIZACIÓN O 'ACERAMIENTO').

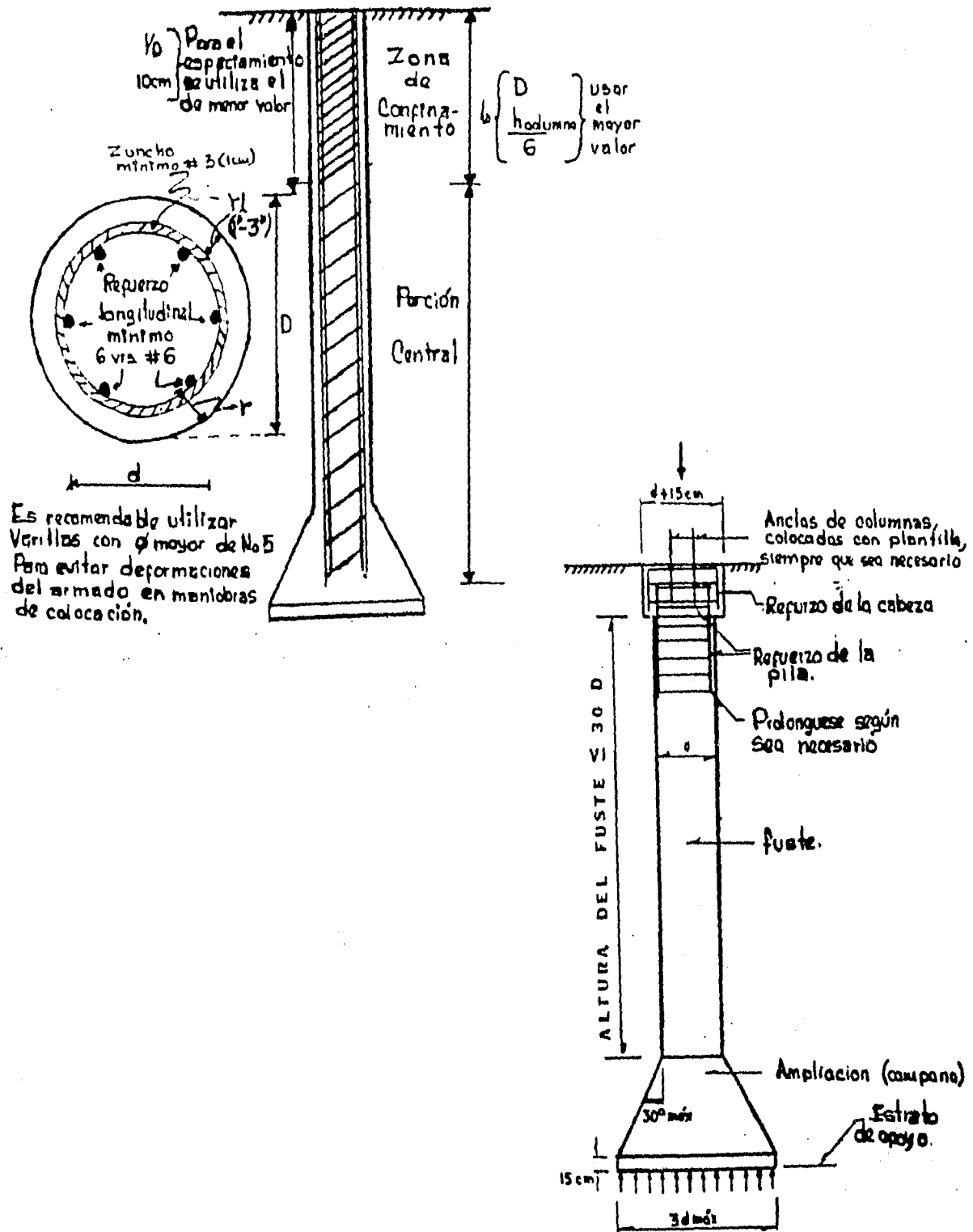


FIG. 3.9 ARMADO DE REFUERZO DE UNA PILA Y SU CONFIGURACIÓN (REF. 7).

J) REVISIÓN SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL D.D.F.

i) REVISIÓN EN CONDICIONES ESTÁTICAS. ESTA REVISIÓN DEBE CUMPLIR LA SIGUIENTE DESIGUALDAD

$$\text{EC. J.1} \quad \sum Q F_c < \sum R \quad \text{DONDE:}$$

$\sum Q F_c$  = SUMA DE LAS ACCIONES CONSIDERADAS EN LAS COMBINACIONES, AFECTADAS POR UN FACTOR DE CARGA  $F_c = 1.4$  MÁS EL EFECTO DE FRICCIÓN NEGATIVA  $F_c = 1.1$ .

$\sum R$  = SUMA DE LA RESISTENCIAS INDIVIDUALES DE LAS PILAS (O PILOTES) AFECTADAS POR UN FACTOR DE RESISTENCIA.

$\sum R = \sum(Q_p + Q_f)$ . LA CAPACIDAD POR PUNTA Y FRICCIÓN, SE CALCULA COMO SE DESCRIBIÓ EN EL SUBCAPÍTULO DE DISEÑO GEOTÉCNICO (SUBCAP. 3.1) Y MEDIANTE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE, YA SEA POR PRUEBAS DE RESISTENCIA POR PUNTA DE CONO (ESTÁTICO O DINÁMICO DESCRITOS EN EL SUBCAP 2.2.3) O PENETRACIÓN ESTÁNDAR. EN LA REF. 12 Y 13 SE DESCRIBEN LOS PROCEDIMIENTOS PARA CUMPLIR CON LA DESIGUALDAD (ANTES MENCIONADA).

ii) REVISIÓN EN CONDICIONES SÍSMICAS. DEBE CUMPLIR CON LA SIGUIENTE DESIGUALDAD, CONSIDERANDO ÚNICAMENTE LAS PILAS (O PILOTES) QUE SE ENCUENTRAN EN EL ÁREA REDUCIDA (REF. 12 Y 13).

$$\text{EC. J.2} \quad F_c W_t - W_c \leq F_R A_R q_l [1 - (0.12 F_c a_0 b \gamma) / F_R \cdot \text{SQR. } c] \quad \text{DONDE:}$$

$F_c = 1.1$  = FACTOR DE CARGA.

$F_R$  = FACTOR DE RESISTENCIA (ART. 268 DEL REGLAMENTO).

$W_t$  = CARGA GRAVITACIONAL TOTAL.

$W_c$  = PESO DEL SUELO DESPLAZADO POR EL CAJÓN.

$A_R$  = ÁREA REDUCIDA DE CONTACTO PARA TENER EN CUENTA EL MOMENTO DE VOLTEO

$q_l$  = PRESIÓN NETA DE CONTACTO A LA FALLA ANTE FUERZAS VERTICALES.

$a_0$  = ACELERACIÓN HORIZONTAL MÁXIMA DEL TERRENO SEGÚN EL REGLAMENTO.

$b$  = MÍNIMO (d, 1.2h, 2m).

$d$  = DIMENSIONES DEL ÁREA REDUCIDA DE CONTACTO EN LA DIRECCIÓN QUE SE ANALIZA.

$h$  = PROFUNDIDAD DESDE EL DESPLANTE DEL CAJÓN HASTA LA CAPA DURA MÁS PRÓXIMA.

$c$  = COHESIÓN MEDIA DEL SUELO DESDE EL DESPLANTE HASTA UNA PROFUNDIDAD  $b$  ABAJO DE ÉL.

$\gamma$  = PESO VOLUMÉTRICO MEDIO DEL SUELO DESDE EL NIVEL DE DESPLANTE HASTA UNA PROFUNDIDAD  $b$  ABAJO DE EL.

iii) EXCENTRICIDAD (VER FIG. 3.7 Y 3.8).

$$\text{EC. J.3} \quad e = M_v / W$$

iv) ÁREA REDUCIDA (VER FIG. 3.7 Y 3.8).

$B' = B - 2e$	$A' = (B') \times (L')$
$L' = L - 2e$	

ELEMENTOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DE CIMENTACIONES EN EL VALLE DE MÉXICO.	COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELOS BLANDOS DEL VALLE DE MÉXICO	PARÁMETROS DEL MODELO VISCOELÁSTICO LINEAL EQUIVALENTE	
		DEGRADACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LAS ARCILLAS POR CARGA CÍCLICA	
		DEFORMACIONES RESIDUALES INDUCIDAS POR CARGAS CÍCLICAS EN SUELOS BAJO CIMENTACIONES	
		EFECTO DE LA CARGA CÍCLICA SOBRE LA RESISTENCIA NO DRENADA	
		DEGRADACIÓN DE LA ADHERENCIA PILA-SUELO	
		RESISTENCIA DINÁMICA	
	ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SITIO SOBRE LA RESPUESTA DE CIMENTACIONES.	LOS DEPÓSITOS DE SUELO BLANDO AMPLIFICAN EN MUCHO LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS REGISTRADOS EN SUELOS FIRMES.	
		LOS TEMBLORES SE PUEDEN CORRELACIONAR CON LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO MEDIANTE MODELOS UNIDIMENSIONALES.	
	ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	MÉTODO DE ANÁLISIS	MÉTODOS DIRECTOS: ELEMENTO FINITO
			MÉTODOS DE SUBESTRUCTURA → ©
		ALGUNOS RESULTADOS DE LOS ESTUDIOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	PRINCIPALES EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
			INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE
	CONSIDERACIONES DE CONFIABILIDAD	ACCIONES ESTÁTICAS A LAS QUE ESTARÁ SOMETIDA LA ESTRUCTURA.	
ACCIONES DINÁMICAS A LAS QUE ESTARÁ SOMETIDA LA ESTRUCTURA.			
REVISAR QUE EL SUELO NO SUFRA DE SOBRE CARGA LOCAL O GENERAL			
REVISIÓN DE CONFIABILIDAD POR MÉTODOS PROBABILÍSTICOS.			

CUADRO 3.3 INFORMACIÓN BÁSICA Y REQUISITOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO (REF. 19)

→ ©  MÉTODOS DE SUBESTRUCTURA (CONTINUACIÓN)	PLANTEAMIENTO (ECUACIONES LINEALES DE MOVIMIENTO Y MASA)	
	IMPEDANCIA DE UNA CIMENTACIÓN RÍGIDA (SISTEMA DINÁMICO LINEAL)	
	VIBRACIÓN DE MACIZOS DE CIMENTACIÓN RÍGIDOS	
	DETERMINACIÓN DE LAS IMPEDANCIAS	SOLUCIONES CONTINUAS OBTENIDAS LLEVAN A SOLUCIONES ANALÍTICAS O SEMIANALÍTICAS
		PARTIENDO DE UNA SOLUCIÓN DISCRETIZADA; ELEMENTO FINITO O DIFERENCIAS FINITAS
	RESOLUCIÓN DEL PROBLEMA DE INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA	CÁLCULO DEL MOVIMIENTO DE LA CIMENTACIÓN
		CÁLCULO DE LA IMPEDANCIA DE LA CIMENTACIÓN
CÁLCULO DE RESPUESTA DEL EDIFICIO		

CUADRO 3.3 (CONTINUACIÓN) INFORMACIÓN BÁSICA Y REQUISITOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO.

## 3.3 DISEÑO SÍSMICO

EL DISEÑO SÍSMICO (Y POR CONSIGUIENTE EL ANÁLISIS) ES UN TEMA MUY COMPLEJO PARA SER ABORDADO EN UN SOLO SUBCAPÍTULO (PODRÍA SER EL TEMA DE UNA TESIS CON UNA SOLA APLICACIÓN DE SUS MODALIDADES O MÉTODOS), YA QUE EXISTEN GRAN VARIEDAD DE MÉTODOS; TODOS APLICABLES A CONDICIONES SÍSMICAS Y ALGUNOS APROBADOS POR EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL D.D.F. MUCHOS DE LOS MÉTODOS ANTES MENCIONADOS PUEDEN SER CONSULTADOS EN LAS REFERENCIAS 4, 6, 12, 18 Y 19.

EN LA REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA NÚMERO 14 (EDITADA POR EL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA U.N.A.M.) SE RECOMIENDA REALIZAR UN ANÁLISIS DE SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA ESTÁTICO EN EDIFICIOS CON ALTURA ENTRE 13mts. Y 60mts; ACORDE CON LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (N.T.C. DEL R.C.D.D.F.) Y PARA ALTURAS SUPERIORES A 60mts. ES OBLIGATORIO REALIZAR UN ANÁLISIS DINÁMICO, SEGÚN SE DESCRIBE EN LA SECCIÓN 9 DE LAS N.T.C. PARA EL R.C. DEL D.D.F.

A) ESTIMACIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL. EXISTEN VALORES DETERMINADOS PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS (REF. 6, 12, 13, 14, 18, 19 Y 20).

$$\text{EC. 3.29} \quad T_s = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{\frac{1}{2}} \quad \text{DONDE:}$$

$T_o$  = PERIODO FUNDAMENTAL QUE TENDRÍA LA ESTRUCTURA SOBRE UNA BASE RÍGIDA (0.8 s).

$T_x$  = PERIODO NATURAL DE LA ESTRUCTURA SI FUERA INFINITAMENTE RÍGIDA Y SU BASE SOLO SE PUDIERA TRASLADAR EN LA DIRECCIÓN QUE SE ANALIZA (PREFERENTEMENTE EN LA DIRECCIÓN CORTA).

$T_r$  = PERIODO NATURAL QUE TENDRÍA LA ESTRUCTURA SI FUERA INFINITAMENTE RÍGIDA Y SU BASE SOLO PUDIERA GIRAR CON RESPECTO A UN EJE HORIZONTAL QUE PASARA POR EL CENTROIDE DE LA SUPERFICIE DE DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA Y FUERA PERPENDICULAR A LA DIRECCIÓN QUE SE ANALIZA.

B) ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE CORTANTE  $G$  EN  $\text{TN}/\text{m}^2$  (REF. 6, 12, 13, 14, 18, 19 Y 20).

$$\text{EC. 3.30} \quad G = 2 (H / T_s^2) = \rho (4 H / T_s^2) \quad \text{DONDE:}$$

$\rho = \gamma_m / g$  ( $\gamma_m = 1.226 \text{ TN}/\text{m}^3$  VALOR REPRESENTATIVO DE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO REF. 14 Y 20)

$T_s$  = PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA, OBTENIDA DE LA FIG. A4.1 DE LAS N.T.C. O POR LA ECUACIÓN 3.29 (FIG. 3.10)

$H$  = ALTURA A LA PRIMERA CAPA RESISTENTE, OBTENIDA DE LA FIG. A7.1 DE LAS N.T.C. (FIG. 3.11).

C) ESTIMACIÓN DE LOS RADIOS DE GIRO DE LA ESTRUCTURA.

$$\text{EC. 3.31} \quad R_x = (A / \pi)^{\frac{1}{2}}; \quad R_r = (4I / \pi)^{\frac{1}{4}}; \Rightarrow I = b d^3 / 12$$

D) ESTIMACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO.

$$\text{EC. 3.32} \quad K_x = 8 G R_x; \quad K_r = 11 G R_r^3$$

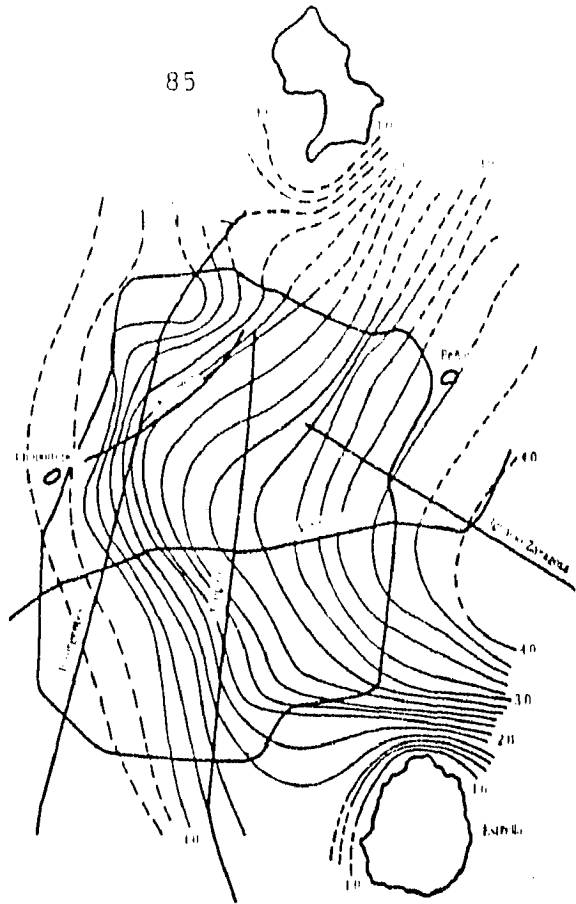


FIG. 3.10 PERIODO FUNDAMENTAL  $T_s$  (REF.14 Y 20)

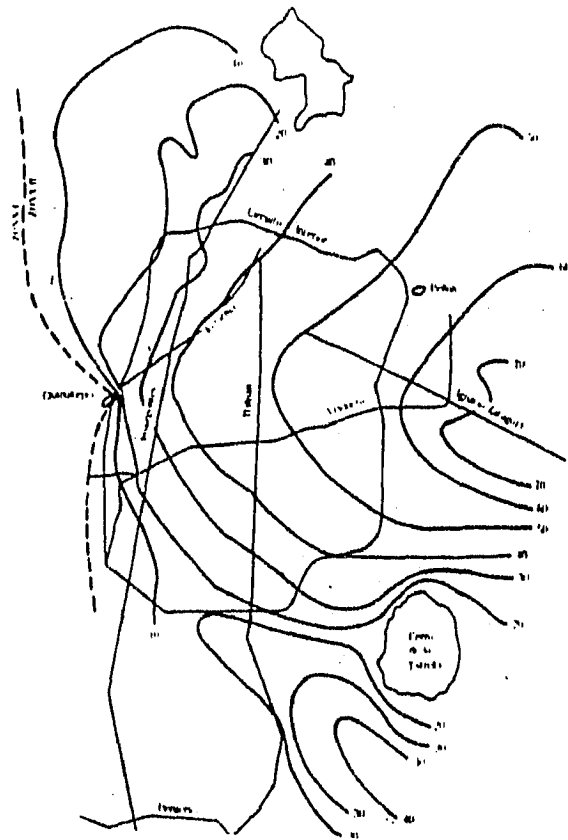


FIG. 3.11 ALTURA DE LOS DEPÓSITOS PROFUNDOS (REF. 14 Y 20)

E) INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. SE PARTE DEL PERIODO FUNDAMENTAL DEL LA ESTRUCTURA  $T_s$  QUE SE PUEDE OBTENER POR MEDIO DE LOS VALORES DEL LAS N.T.C. DEL R.C. DEL D.D.F. O POR LA FÓRMULA 3.29, Y LAS DEMÁS VARIABLES SE OBTIENEN POR MEDIO DE LAS SIGUIENTES FÓRMULAS.

$$EC. 3.33 \quad T_x = 2\pi \left[ \frac{W_o'}{gK_x} \right]^{1/2}; \quad T_r = 2\pi \left[ \frac{J_o}{gK_r} \right]^{1/2} \quad \text{DONDE:}$$

$J_o = 1/12 m (b^2 + d^2)$  MOMENTO NETO DE INERCIA DEL PESO DE LA CONSTRUCCIÓN (DESCONTANDO EL PESO DEL SUELO DESPLAZADO).

$$g = 9.81 \text{ m/seg.}^2 \quad \rightarrow \quad T_o = 0.8s$$

CON  $(T_s)$  CALCULADA SE ENTRA AL ESPECTRO DE DISEÑO Y SE OBTIENE: ACELERACIÓN, VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTOS. ESTOS DATOS NOS SIRVEN PARA DETERMINAR EL MOMENTO DE VOLTEO Y LA FUERZA CORTANTE BASAL  $[T_s = 4H / (G I_p)^{1/2}] = 4H / V_s \Rightarrow V_s = (G I_p)^{1/2} = \text{VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE}$ .

### 3.3.1 REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DEL PAÍS.

LA REPÚBLICA MEXICANA SE DIVIDE EN CUATRO ZONAS SÍSMICAS (REF. 21), SIENDO ÉSTAS: 0, 1, 2 Y 3 (VER FIG. 3.12 Y 3.13). ES LA COSTA DEL PACÍFICO LA ZONA DE MAYOR ACTIVIDAD SÍSMICA DEBIDO AL MOVIMIENTO DE SOBREPOSICIÓN DE LA PLACA CONTINENTAL SOBRE LA PLACA DE COCOS, (LA PLACA DE COCOS PENETRA LA PARTE BAJA DE LA PLACA CONTINENTAL) SIENDO ESTE FENÓMENO GEOFÍSICO EL PRINCIPAL GENERADOR DE SISMOS EN LA REPÚBLICA MEXICANA, CUYAS ONDAS SE PROPAGAN DE MANERA PERPENDICULAR A LA COSTA OESTE AFECTANDO DIRECTAMENTE A LA CAPITAL DEL PAÍS; ADEMÁS DE LOS MOVIMIENTOS DEBIDOS A LA FALLA DE SAN ANDRÉS, CUYOS MOVIMIENTOS SON DE MANERA PERPENDICULAR A LA COSTA DEL PACÍFICO Y QUE AFECTA PRINCIPALMENTE DESDE EL PUERTO DE LÁZARO CÁRDENAS HASTA LAS CALIFORNIAS (REF. 21).

UNA DE LAS HERRAMIENTAS DE VITAL IMPORTANCIA PARA EL DISEÑO DE CUALQUIER ESTRUCTURA ES EL ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA. PARA PASAR DE FUNCIONES DE RIESGO SÍSMICO A ESPECTROS DE DISEÑO, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CUALQUIER ESTRUCTURA, SIEMPRE PARTIENDO DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE.

LA INFORMACIÓN CON LA QUE SE CUENTA EN MÉXICO ES DEL SIGUIENTE TIPO: 1) INFORMACIÓN GEOFÍSICA, REALIZADA EN SU MAYORÍA POR EL INSTITUTO DE ING. DE LA UNAM (VER TABLA 2.2); 2) REGISTRO DE LOS TEMBLORES EN LOS SITIOS, CON LO QUE SE HAN PODIDO ELABORAR MAPAS DE ACELERACIONES, VELOCIDADES Y RIESGO SÍSMICO (VER FIG. 3.12 Y 3.13).

NEWMARK Y HALL ELABORARON UN SISTEMA TETRALOGARÍTMICO QUE RELACIONA A LA ACELERACIÓN, VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO (POR ESTAR CORRELACIONAS ENTRE SI, YA QUE LAS DOS ESTÁN EN FUNCIÓN DEL TIEMPO). A ESTA GRÁFICA SE LE CONOCE COMO LA CARTA TETRALOGARÍTMICA PARA ELABORAR ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO EN DIFERENTES TIPOS DE SUELOS Y CON DIFERENTES FACTORES DE AMORTIGUAMIENTO CORRESPONDIENTES AL TIPO DE SUELO EN CUESTIÓN (VER FIG. 3.14).



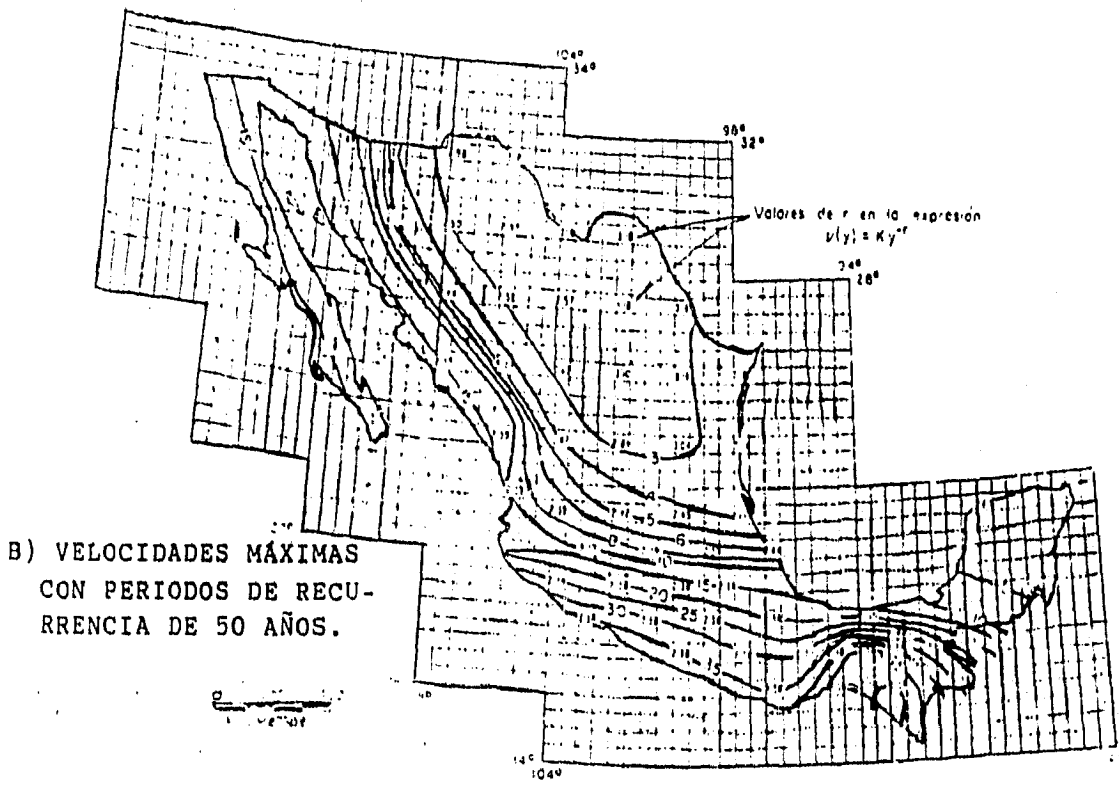
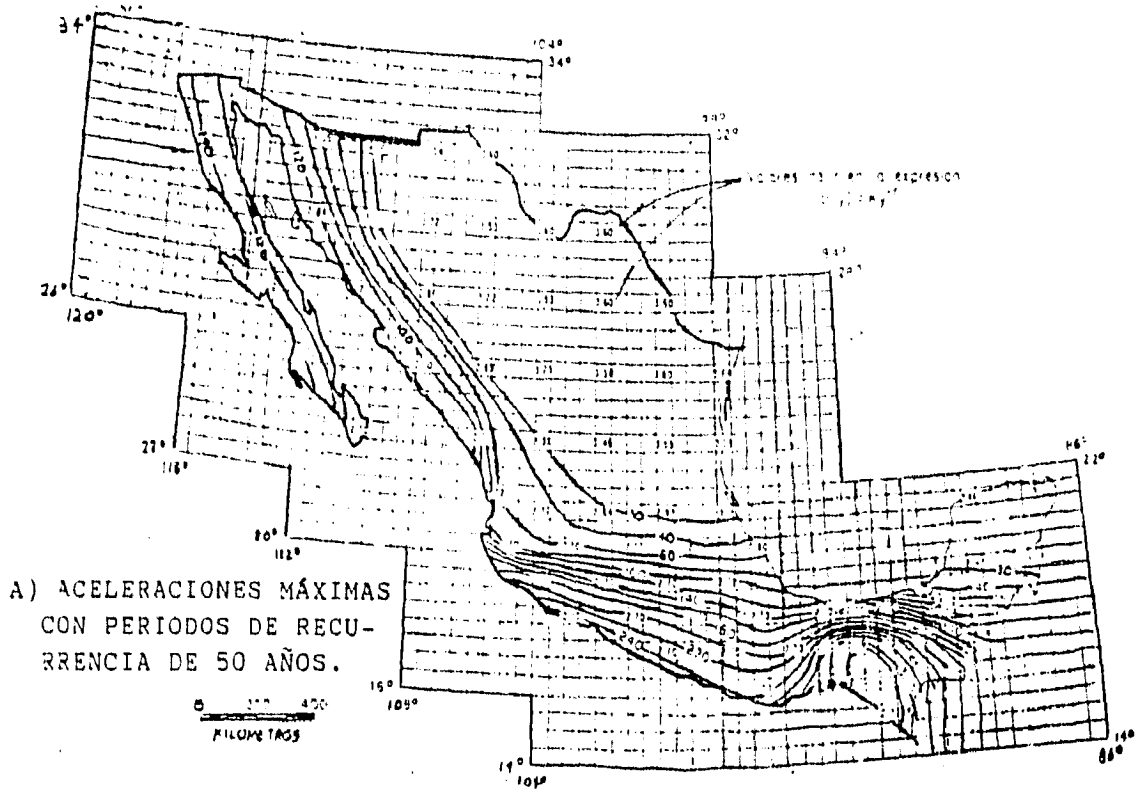


FIG. 3.12 ACELERACIONES Y VELOCIDADES SÍSMICAS EN MÉXICO (REF.21).

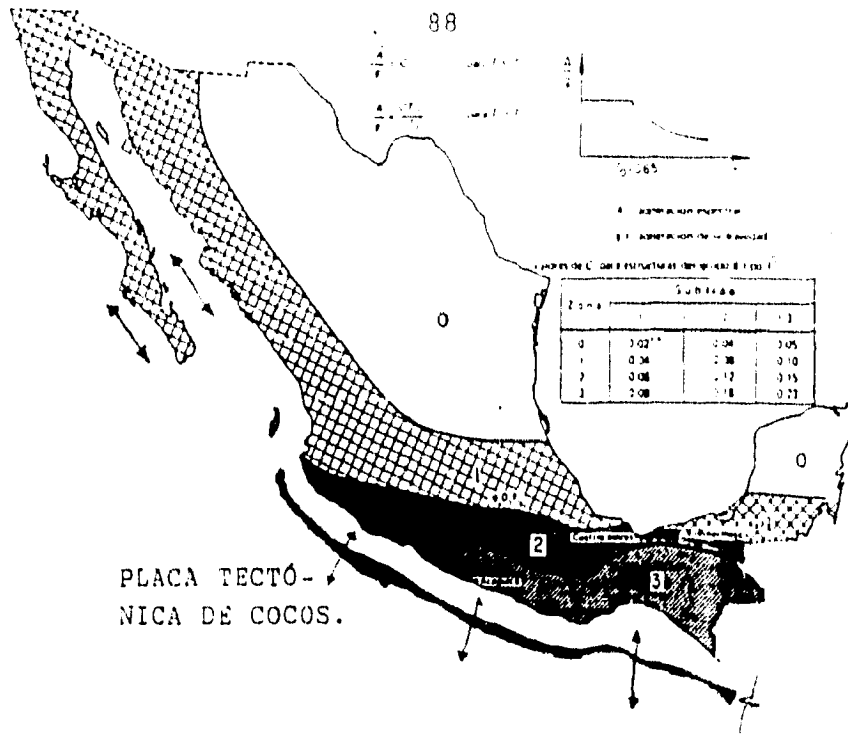


FIG. 3.13 REGIONALIZACIÓN DE LA REPÚBLICA MEXICANA (REF. 21).

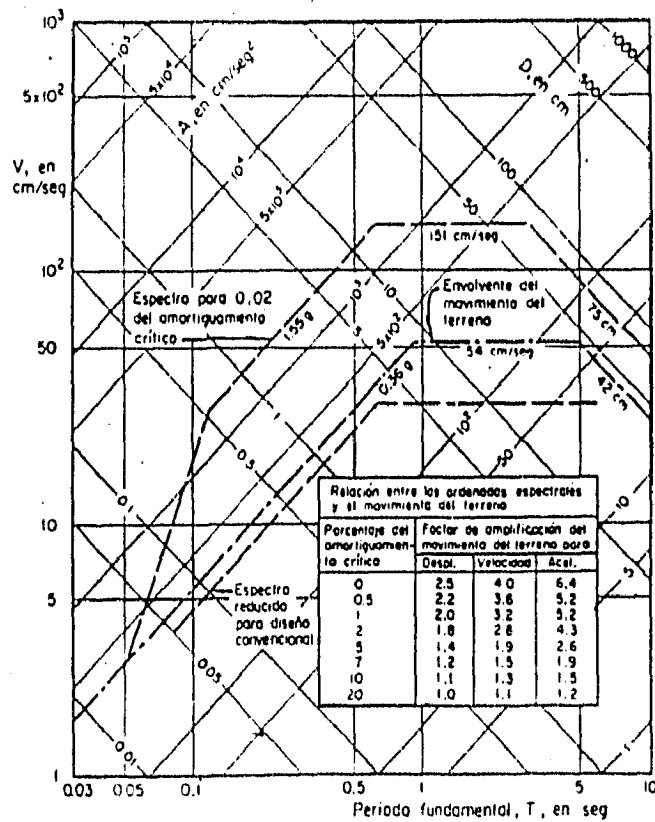


FIG. 3.14 CARTA TETRALOGARÍTMICA DE NEWMARK Y HALL PARA LA ELABORACIÓN DE ESPECTROS DE DISEÑO (REF. 21).

TABLA 3.9 PARÁMETRO Y COEFICIENTES PARA DEFINIR LOS ESPECTROS DE DISEÑO (REF. 21).

ZONA SÍSMICA	TERRENO TIPO I					TERRENO TIPO II					TERRENO TIPO III				
	c	a <sub>0</sub>	T <sub>a</sub>	T <sub>b</sub>	r	c	a <sub>0</sub>	T <sub>a</sub>	T <sub>b</sub>	r	c	a <sub>0</sub>	T <sub>a</sub>	T <sub>b</sub>	r.
0	0.08	0.03	0.30	0.80	1/2	0.16	0.06	0.40	1.70	2/3	0.24	0.08	0.60	3.90	1.00
1	0.16	0.05	0.20	0.60	1/2	0.36	0.12	0.30	1.70	2/3	0.45	0.15	0.60	3.90	1.00
2	0.30	-	0.00	0.60	1/2	0.60	0.20	0.17	1.60	2/3	0.72	0.24	0.30	2.50	1.00
3	0.44	-	0.00	0.60	1/2	0.86	-	0.00	1.40	2/3	1.08	0.36	0.30	2.40	1.00

## 3.3.2 REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DEL DISTRITO FEDERAL.

DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOTÉCNICO, LA CIUDAD DE MÉXICO SE HA DIVIDIDO EN TRES ZONAS O REGIONES. LAS CUALES SE MENCIONAN A CONTINUACIÓN (REF. 1, 12, 13, 14, 19 Y 20).

ZONA I: LOMAS, FORMADA POR ROCAS Y TOBAS VOLCÁNICAS NORMALMENTE CONSOLIDADOS, DE CONSISTENCIA MUY FIRME Y FUERA DEL AMBIENTE LACUSTRE, INTERCALADO CON SUELOS FINOS EN POCA PROPORCIÓN.

ZONA II: TRANSICIÓN, ES DONDE LOS DEPÓSITOS PROFUNDOS SE ENCUENTRAN A 20 mts. DE PROFUNDIDAD O MENOS Y ESTÁN CONSTITUIDOS POR ARENAS Y ARENAS LIMOSAS ALTERNADOS CON CAPAS DE ARCILLA LACUSTRE.

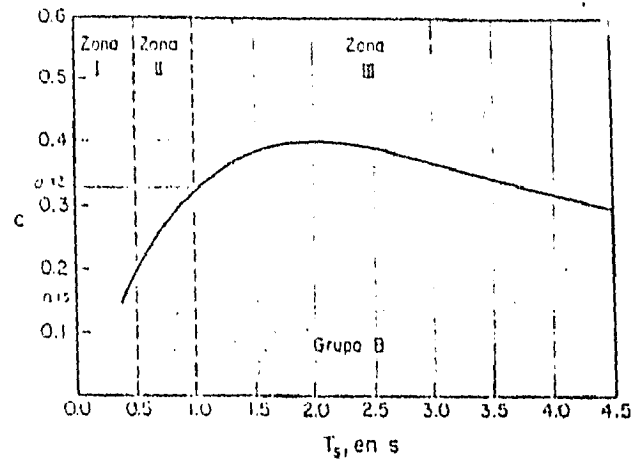
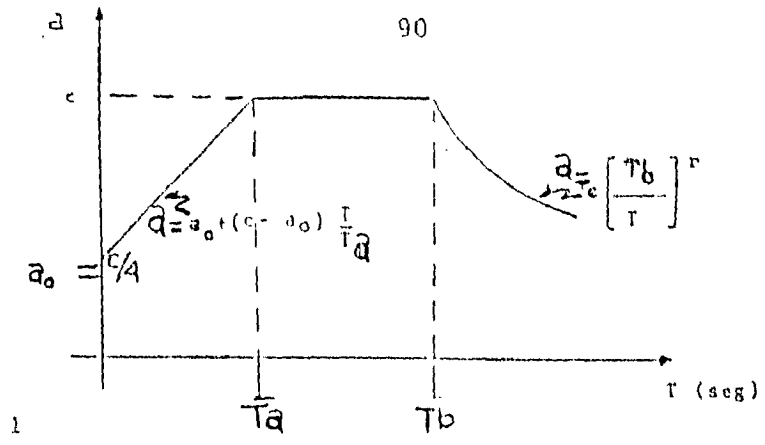
ZONA III: LACUSTRE, SON GRANDES DEPÓSITOS DE ARCILLAS ALTAMENTE COMPRESIBLES, Y UNA GRAN INTERCALACIÓN DE ARENAS CON CONTENIDO DE LIMOS O ARCILLAS, ESTAS SON DE CONSISTENCIA FIRME A DURAS. LA CAPA RESISTENTE (LA CAPA DE DEPÓSITOS PROFUNDOS, VER FIG. 3.17) SE ENCUENTRA A - 50mts: PROMEDIO.

DEBIDO A LA GRAN VARIEDAD DE SUELOS (Y SUS COMBINACIONES), LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS MUESTRAN CAMBIOS IMPORTANTES, ENTRE PUNTOS RELATIVAMENTE CERCANOS. LO ANTERIOR AJUNADO AL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LOS SUELO (ARCILLAS Y LIMOS SATURADOS O SOBRESATURADOS PRINCIPALMENTE) PUEDE VARIAR APRECIABLEMENTE CON LA SEVERIDAD DEL MISMO SISMO Y PROVOCAR DAÑOS CATASTRÓFICOS, COMO LOS OCURRIDOS EN EL TEMBLOR DEL 19-SEP.-85.

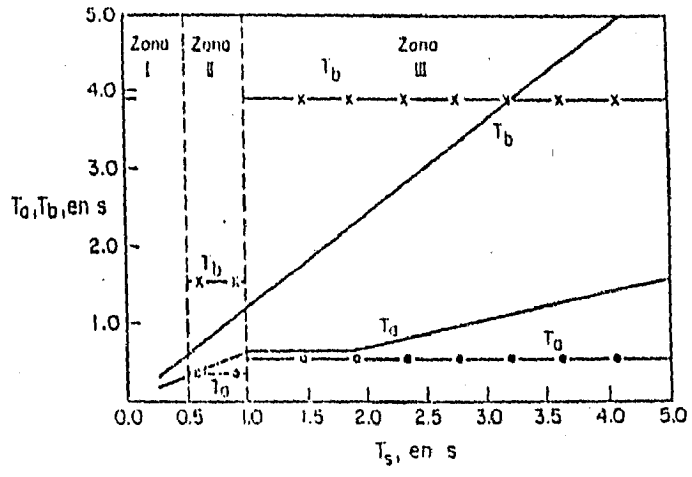
LA TEORÍA DE RESPUESTA SÍSMICA Y SUS INTERACCIONES (SUELO-CIMENTACIÓN-ESTRUCTURA) PARTEN DE LA TEORÍA DE LOS MOVIMIENTOS DE CAMPO LIBRE EN UN MEDIO SEMINFÍNITO, DE AQUÍ SE OBTIENE EL ESPECTRO DE CAMPO LIBRE (VER FIG. 3.18, 3.19, 3.20 Y 3.21) (REF.4,5,6,7,12,13,14,17,19,20,21 Y 24).

TABLA 3.10 COEFICIENTES SÍSMICOS POR ZONA Y GRUPO (DE ESTRUCTURA) PARA EL D.F.(REF. 20).

ZONA	T <sub>a</sub>	T <sub>b</sub>	r	c		FÓRMULAS	
				GRUPO-B	GRUPO-A	$C = (1.6 T_s) / (4 + T_s)^2$	
I	0.20	0.60	1/2	0.16	0.24	$a = 1/4(1+3T_s/T_a) C$	SI $T_s < T_a$
II	0.30	1.50	2/3	0.32	0.48	$a = c$	Ta < T <sub>s</sub> < T <sub>b</sub>
III	0.60	3.90	1.00	0.40	0.60	$a = (T_b/T_s) C$	SI T <sub>b</sub> < T <sub>s</sub>

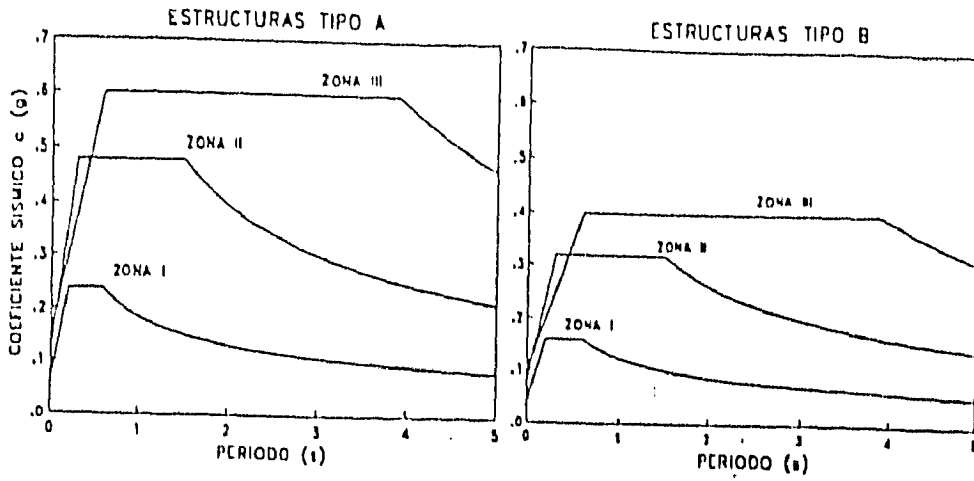


2 Variación del coeficiente sísmico en función del periodo dominante más largo (zonas no sombreadas)

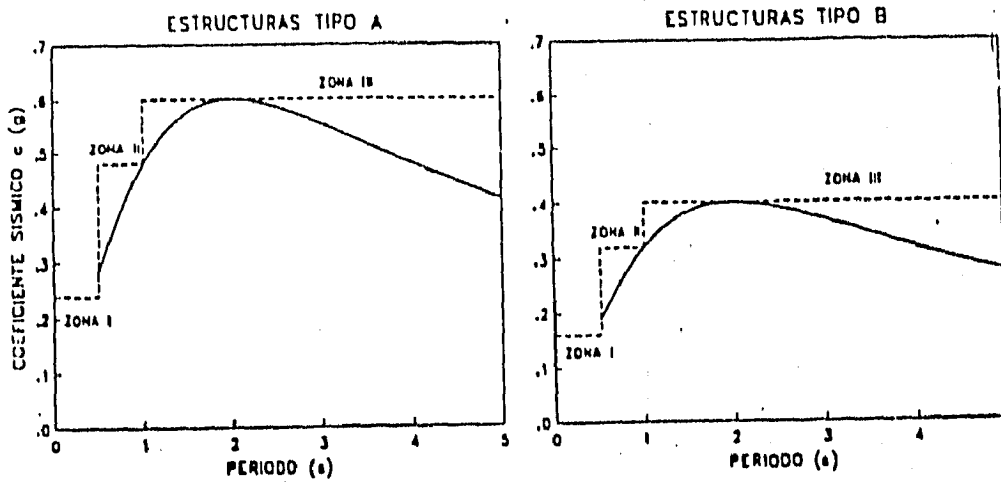


3 Variación de  $T_a$  y  $T_b$  en función del periodo dominante más largo (zonas no sombreadas)

FIG. 3.15-A ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO Y SUS COMPONENTES (REF.14)



1.- ESPECTROS DE DISEÑO PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELO Y ESTRUCTURAS.



2.- VARIACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO CON EL PERIODO DEL SUELO.

FIG. 3.15-B ESPECTRO DE DISEÑO Y SUS VARIANTES (REF.14 Y 20).

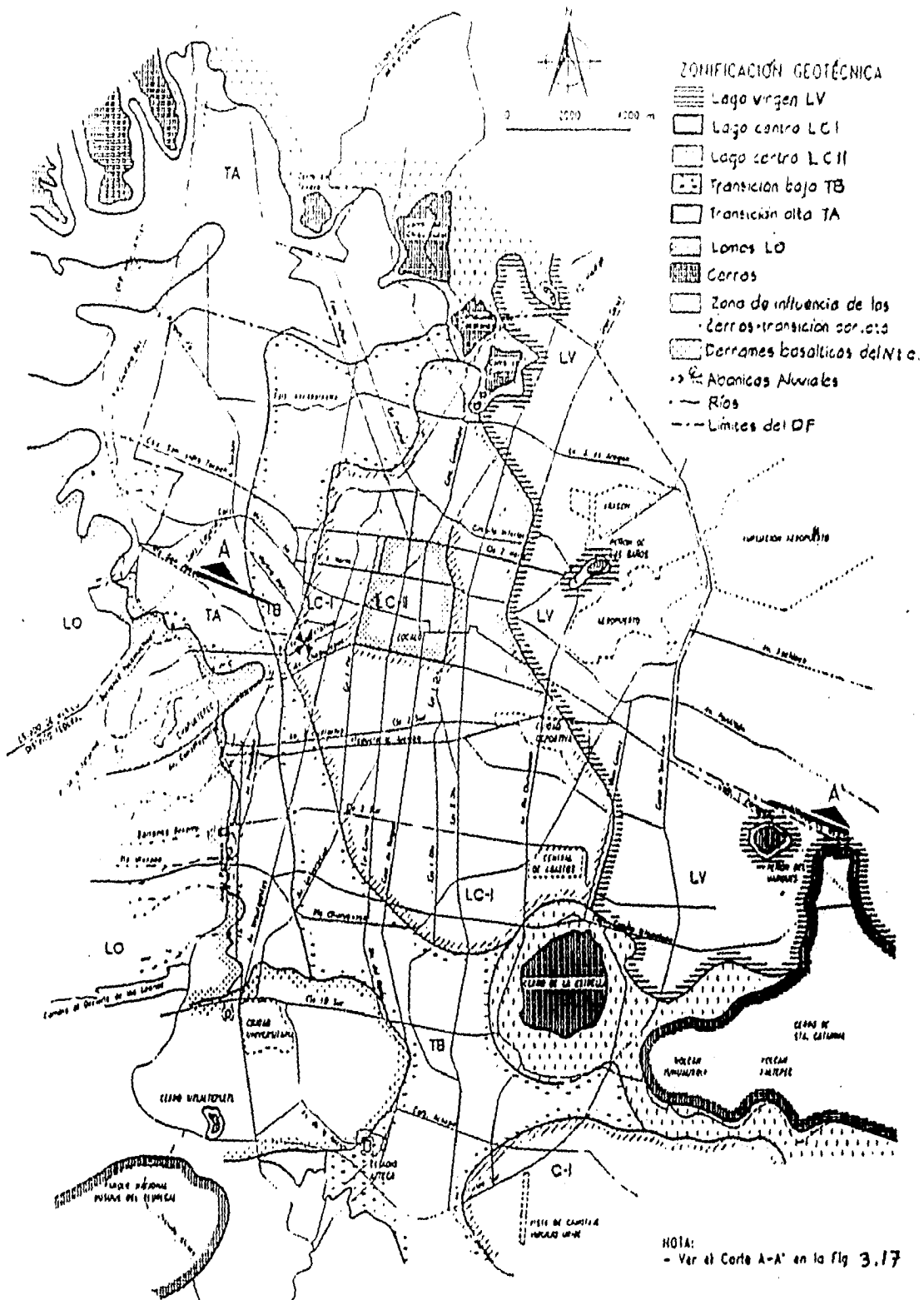


FIG. 3.16 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO (REF.12).

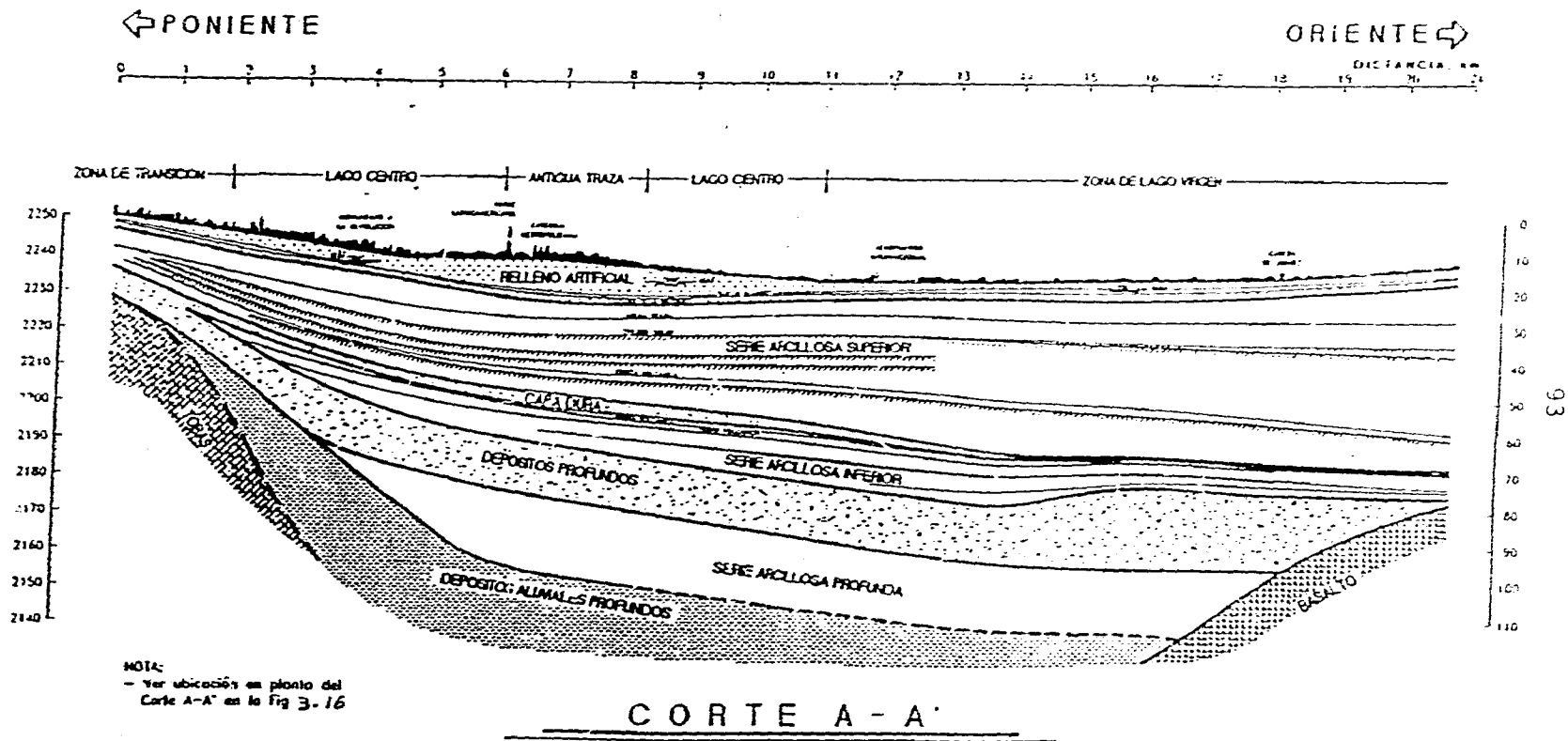


FIG. 3.17 PERFIL ESTATIGRÁFICO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

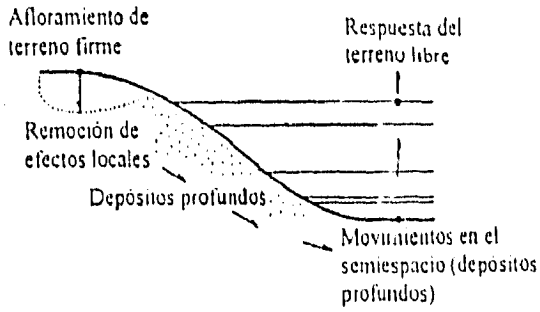


FIG. 3.18 MODELO PARA EL CÁLCULO DE ESPECTROS DE CAMPO LIBRE (REF.21),

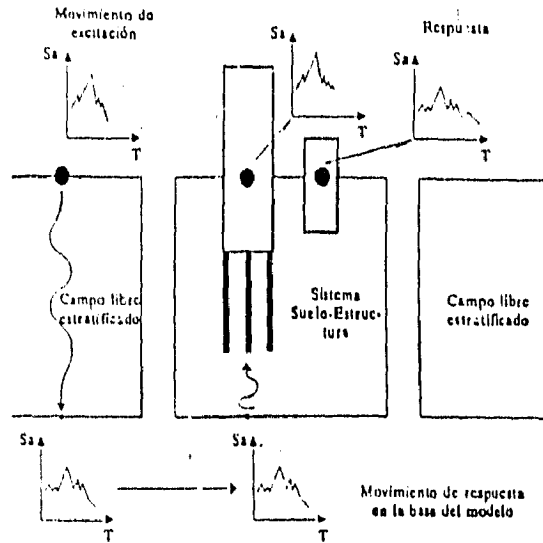


FIG. 3.19 MODELO PARA EL CÁLCULO DE ESPECTROS DE INTERACCIÓN (REF.21).

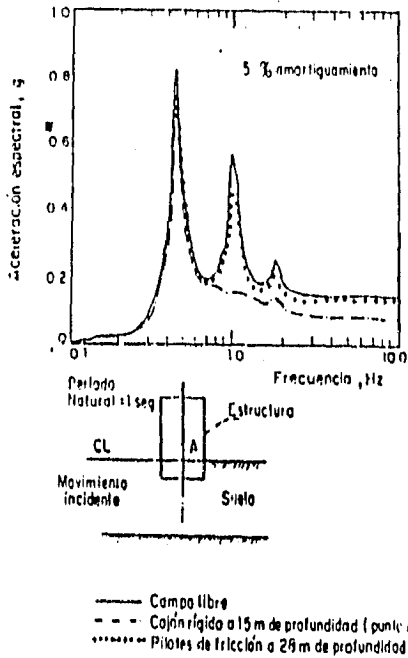


FIG. 3.20 EFECTO DEL TIPO DE CIMEN-TACIÓN SOBRE EL ESPECTRO (REF.24).

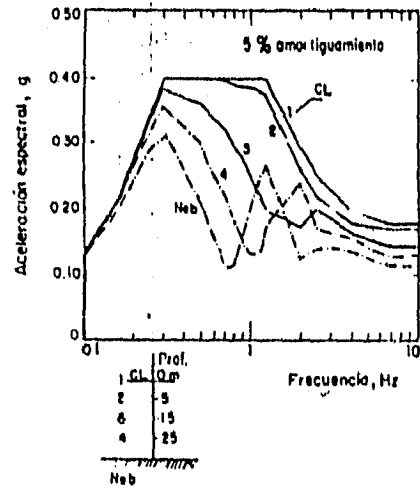
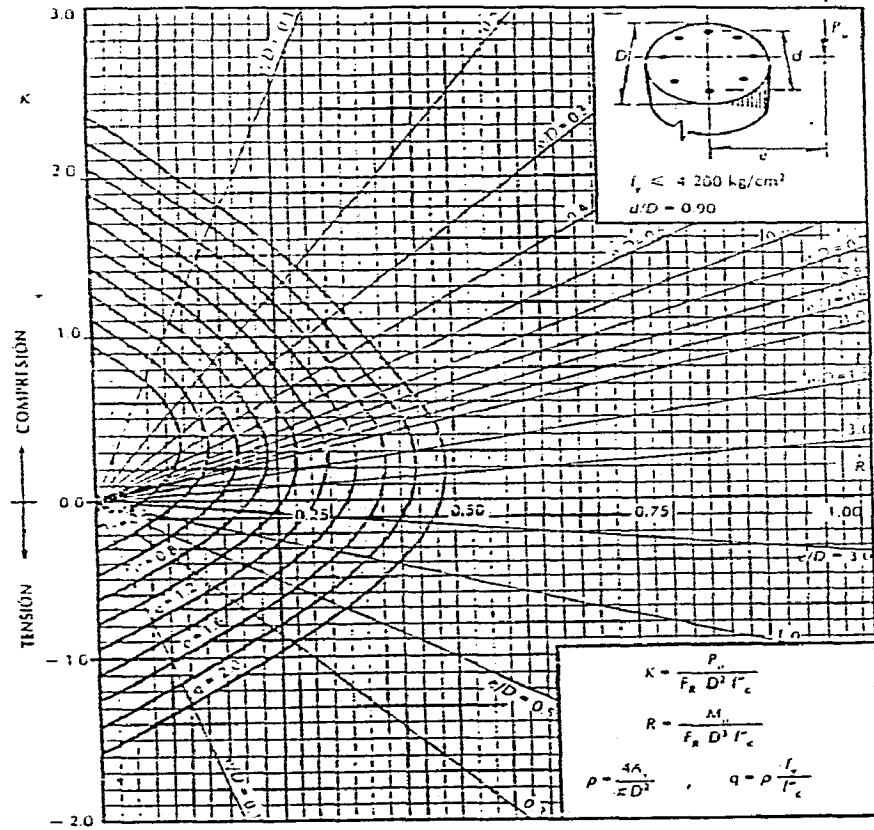


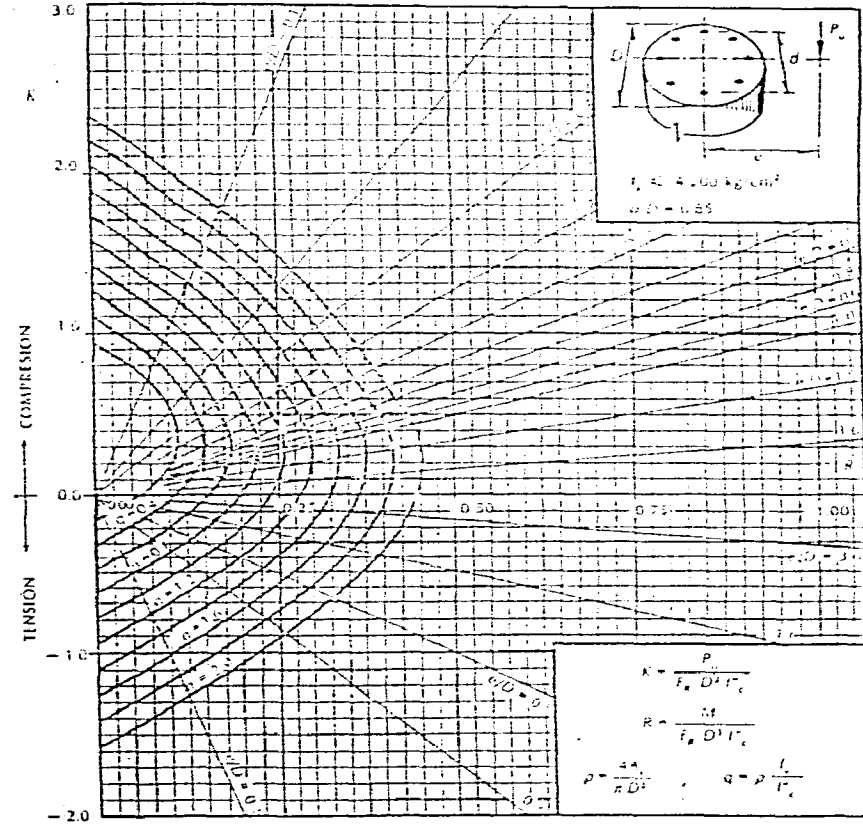
FIG. 3.21 VARIACIÓN DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL CON LA PROFUNDIDAD (REF.24).





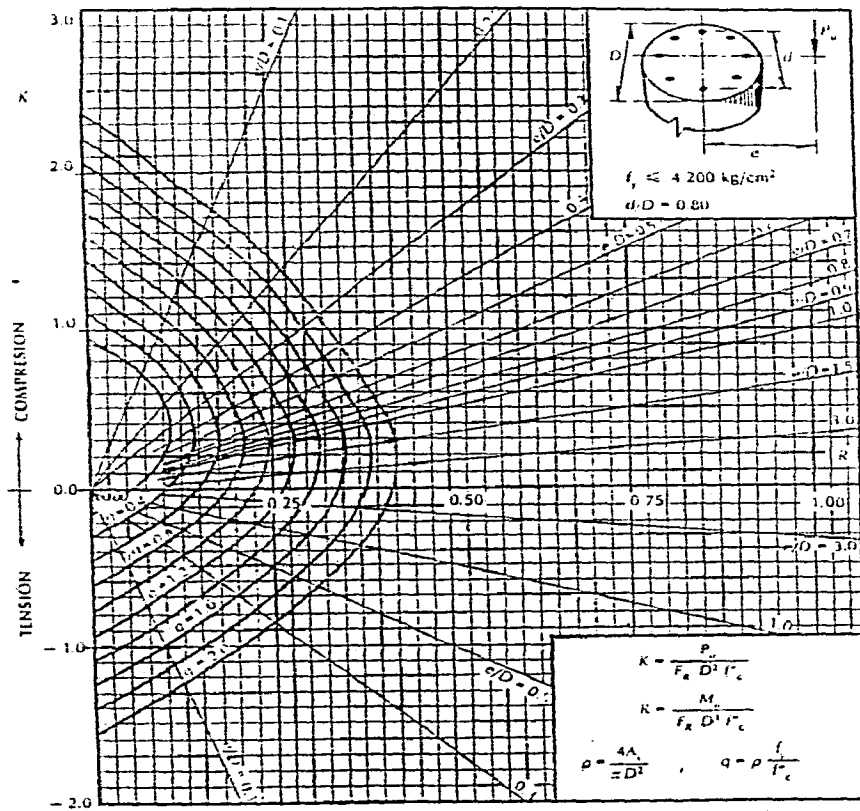
$A_s$  = Área total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f'_c$ , si  $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) f'_c$  si  $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Figura C.9



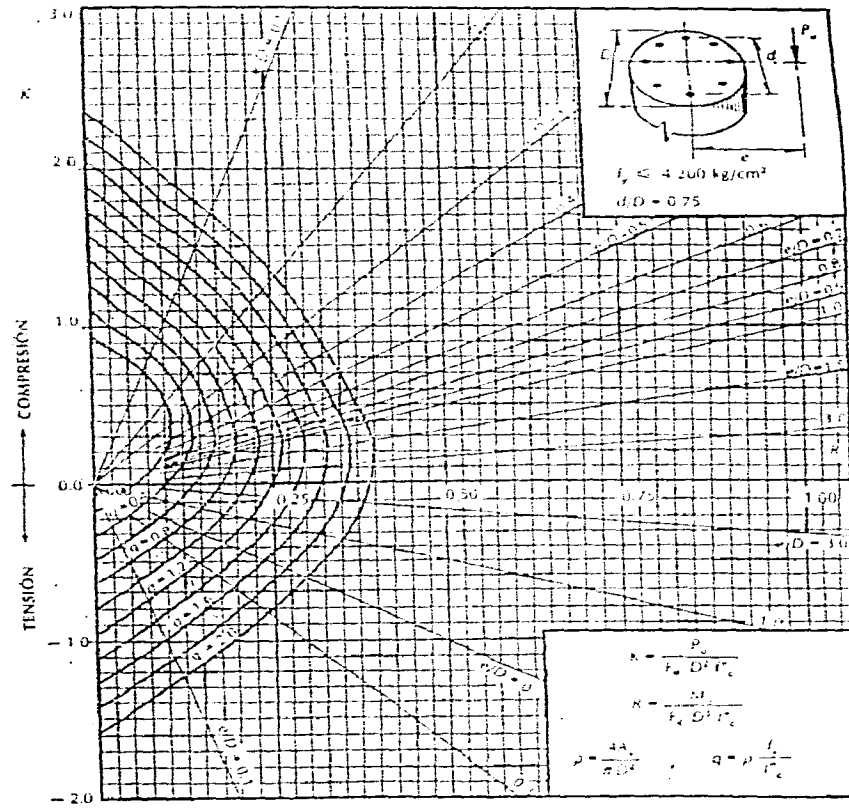
$A_s$  = Área total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f'_c$ , si  $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) f'_c$ , si  $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Figura C.10



$A_s$  = Área total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f_c$ , si  $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c}{1400}\right) f_c$ , si  $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Figura C.11



$A_s$  = Área total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f_c$ , si  $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c}{1400}\right) f_c$ , si  $f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Figura C.12

#### CAPÍTULO 4 MAQUINARIA DE USO COMÚN EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.

ESTE CAPÍTULO ESTA DEDICADO A LA MAQUINARIA DE USO COMÚN EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COLADAS EN EL LUGAR, JUSTIFICANDO SU UTILIZACIÓN E IMPORTANCIA DURANTE EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

NO SE PUEDE DISEÑAR UNA CIMENTACIÓN A BASE DE PILAS O PILOTES COLADOS EN EL LUGAR SIN TOMAR EN CUENTA EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO, Y MUCHO MENOS SE PUEDE CONSTRUIR SI NO SE CONSIDERA LA DISPONIBILIDAD DE MAQUINARIA, EQUIPO Y MATERIALES; TODO ESTO SUMADO A LA EXPERIENCIA DEL CONTRATISTA. DE LO ANTERIOR SE DESPRENDE LA IMPORTANCIA QUE TIENE LA MAQUINARIA EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COLADAS EN EL LUGAR, Y DE COMO DE SU BUENA UTILIZACIÓN Y MANTENIMIENTO DEPENDERÁ EL NIVEL Y CALIDAD DE LA PRODUCCIÓN.

##### 4.1 DESCRIPCIÓN DE MAQUINARIA Y EQUIPOS.

TODA LA MAQUINARIA UTILIZADA EN OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL, SIEMPRE SE CLASIFICAN EN: MAQUINARIA MENOR Y MAQUINARIA MAYOR. MAS AUN EN EL ÁREA DE CONSTRUCCIÓN PESADA, Y PARTICULARMENTE EN CIMENTACIONES PROFUNDAS LA MAQUINARIA PESADA ES LA DE MAYOR USO (DEBIDO A LA NATURALEZA DE LOS TRABAJOS).

##### 4.1.1 MAQUINARIA MENOR..

EXISTEN DIFERENTES TIPOS DE MAQUINARIA MENOR, LOS CUALES ESTÁN ACCIONADOS POR MOTORES A GASOLINA, ELÉCTRICOS, MECÁNICAMENTE O ACCIONADOS POR AIRE COMPRIMIDO (NEUMÁTICOS); Y PARA QUE SE CONSIDERA COMO MAQUINARIA MENOR DEBE DE REUNIR LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:

- 1) NO REQUIERE DE MANTENIMIENTO EXCESIVO PARA SU BUENA CONSERVACIÓN.
- 2) NO REQUIERE OPERADOR CON EXPERIENCIA COMPROBADA, PARA SU BUEN FUNCIONAMIENTO.
- 3) SU TRANSPORTACIÓN ES COMPLETAMENTE MANUABLE, TAL COMO LA SIGUIENTE LISTA:
  - A) CORTADORA DE CONCRETO DE DISCO.
  - B) BANDA TRANSPORTADORA.
  - C) BOTE DE ARRASTRE.
  - D) PERFORADORA Y BAILARINA NEUMÁTICA.
  - E) ROMPEDORA DE PAVIMENTOS.
  - F) RODILLO VIBRATORIO Y COMPACTADORA DE PLACA.
  - G) REVOLVEDORA DE CONCRETO (TROMPO).
  - H) TOLVA DE AGREGADOS.
  - I) BOMBAS DE AGUA Y LODOS.

## 4.1.2 MAQUINARIA MAYOR.

SE CONSIDERA MAQUINARIA MAYOR AQUELLA QUE REÚNA LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:

- 1) ADEMÁS QUE DESARROLLEN SU TRABAJO EN FORMA AUTÓNOMA Y ADEMÁS TENGA UN MOTOR DE 50 HP O MÁS.
- 2) LAS QUE REQUIERAN DE UN MANTENIMIENTO EN BASE A LAS HORAS. TRABAJADAS PARA LA MEJOR CONSERVACIÓN DE SUS SISTEMAS (MECÁNICO, HIDRÁULICA Y DE COMBUSTIÓN. ETC.).
- 3) LAS QUE TIENEN PESO MAYOR DE 5 TONS.

LA MAYOR PARTE DE LA MAQUINARIA MAYOR, UTILIZA MOTORES ACCIONADOS POR DIESEL, YA QUE SON LOS DE MAS POTENCIA Y EFICACIA (REF. 8, 9 Y 22)..

LA MAQUINARIA MAYOR FRECUENTEMENTE UTILIZADA EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, ES LA QUE SE EXPONE A CONTINUACIÓN.

- A) GRÚAS.
- B) PERFORADORAS
- C) EXCAVADORAS DE ALMEJAS.
- D) VIBROHINCADORES.
- E) MARTINETES DIESEL E HIDRÁULICOS DE DOBLE EFECTO.
- F) EQUIPOS ESPECIALES.
- G) EQUIPO Y HERRAMIENTAS COMPLEMENTARIAS.

A) GRÚAS. SON MÁQUINAS QUE SIRVEN PARA EL LEVANTAMIENTO Y MANEJO DE OBJETOS PESADOS, CONTANDO PARA ELLO CON UN SISTEMA DE MALACATES (POLIPASTOS) QUE ACCIONAN A UNO O VARIOS CABLES DE ACERO Y ESTOS MONTADOS SOBRE UNA PLUMA EN CUYOS EXTREMOS TERMINA EN UN COMPLEJO DISPOSITIVO DE POLEAS TAMBIÉN LLAMADAS PASTECA (COMÚNMENTE LLAMADA PATESCA), QUE A SU VEZ TERMINAN EN GANCHOS.

PARA FACILITAR SU FUNCIÓN, LA UNIDAD MOTRIZ Y LOS DIFERENTES MECANISMOS DE LA MAQUINARIA LE PERMITEN GIRAR CIRCULARMENTE RESPECTO A UN EJE VERTICAL Y A LA PLUMA MOVERSE SOBRE UN PLANO VERTICAL; LA PLUMA PUEDE SER RÍGIDA (FIG. 4.1, 4.2, 4.3) O TELESCÓPICA (FIG. 4.4).

PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COLADAS EN EL SITIO (Y DE CUALQUIER OTRO TIPO), GENERALMENTE SE UTILIZAN GRÚAS MOVIBLES DE PLUMA RÍGIDA, YA SEA PARA MONTAR SOBRE DE ELLAS EQUIPOS DE PERFORACIÓN, O BIEN PARA EJECUTAR CON ELLAS MANIOBRAS PESADAS, SIENDO LAS GRÚAS DE PLUMA TELESCÓPICA (LLAMADAS PATOS) LAS DE COMÚN USO EN LAS MANIOBRAS LIGERAS Y COLADOS. LA CAPACIDAD DE MANEJO SE DA EN LA TABLA 4.1.

LA UNIDAD DE TRÁNSITO O AUTOPROPULSIÓN DE LAS GRÚAS PUEDE SER SOBRE CINTAS (BANDAS) DE ORUGAS O SOBRE RUEDAS CON NEUMÁTICOS. LA CABINA DESCANSA SOBRE PLATAFORMA, QUE ADEMÁS ALBERGA A LA UNIDAD DE POTENCIA, MOTOR, TAMBORES DE LOS CABLES Y MANDOS GENERALES. LOS TAMBORES O CILINDROS SON ACCIONADOS DIRECTAMENTE POR EL MOTOR MEDIANTE UNA SERIE DE MECANISMOS, QUE PUEDEN SER ACCIONADOS POR UN SISTEMA HIDRÁULICO GENERAL (QUE ACCIONA UN SISTEMA DE FRICCIONES) O MECÁNICAMENTE.

TABLA 4.1 GRÚAS DE USO MAS COMÚN EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

## I) PARA MONTAR PERFORADORAS.

MARCA	MODELO	CAPACIDAD (TON.)	PESO (TON.)
LINK BELT	LS 108-B	45.0	38.4
LINK BELT	HC 108	45.0	--
BUCYRUS ERIE	61-B	66.5	67.3
LINK BELT	LS 118	60.0	54.7
P & H	670 WCL	70.0	--
LINK BELT	LS 318	80.0	63.3

## II) DE PLUMA RÍGIDA PARA EFECTUAR MANIOBRAS.

MARCA	MODELO	CAPACIDAD (TON.)	PESO (TON.)
LINK BELT	LS - 68	15.0	17.7
LINK BELT	LS - 78	17.5	21.7
LINK BELT	LS - 98	27.0	27.7
LINK BELT	LS - 108 A ó B	45.0	38.4
LINK BELT	HC - 108	45.0	--
LINK BELT	LS - 118 A ó B	60.0	--
LINK BELT	LS - 318	80.0	--
LINK BELT	HC - 318	85.0	--
LINK BELT	LS - 418	100.0	--
LINK BELT	LS - 518	120.0	--
BUCYRUS ERIE	22 B	12.0	19.3
P & H	670 WCL	70.0	--
MANITOWOC	M - 50W	50 - 60	46.3
MANITOWOC	M - 65W	65 - 75	61.5
MANITOWOC	M - 80	80 - 88	67.4
MANITOWOC	M - 85	85 - 95	70.9
MANITOWOC	M 100	100 - 110	--

## III) DE PLUMA TELESCÓPICA PARA EFECTUAR MANIOBRAS.

MARCA	MODELO	CAPACIDAD (TON.)	PESO (TON.)
P & H	S - 20	20.0	--
P & H	S - 35	35.0	--
P & H	S - 88	80.0	--
MANITEX	MANITEX - 1161	10.3	--
MANITEX	MANITEX - 1570	13.8	--
MANITEX	MANITEX - 1984	17.2	--
GROVE	AT422	22.0	--
GROVE	AT400	40.0	--
GROVE	RT745	45.0	--
LINK BELT	HSP - 8015	15.0	--
LINK BELT	HSP - 8018	18.0	--
LINK BELT	HSP - 8018XL	18.0	--
LINK BELT	HSP - 8020	20.0	--
LINK BELT	HSP - 8022	22.0	--
LINK BELT	HSP - 8025S	25.0	--
LINK BELT	HSP - 8025	25.0	--
LINK BELT	HSP - 8030	30.0	--

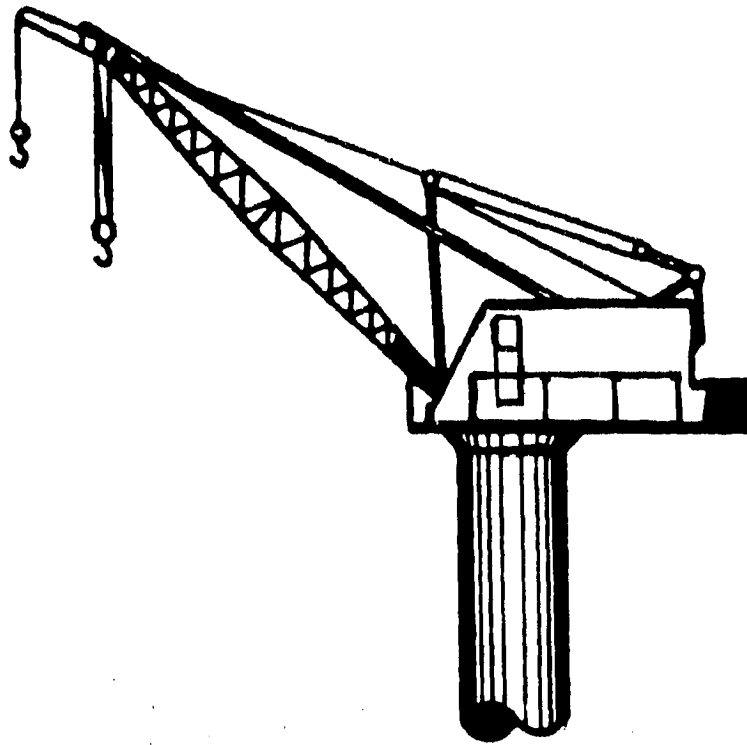


FIG. 4.1 GRÚA FIJA MONTADA SOBRE UN PEDESTAL.

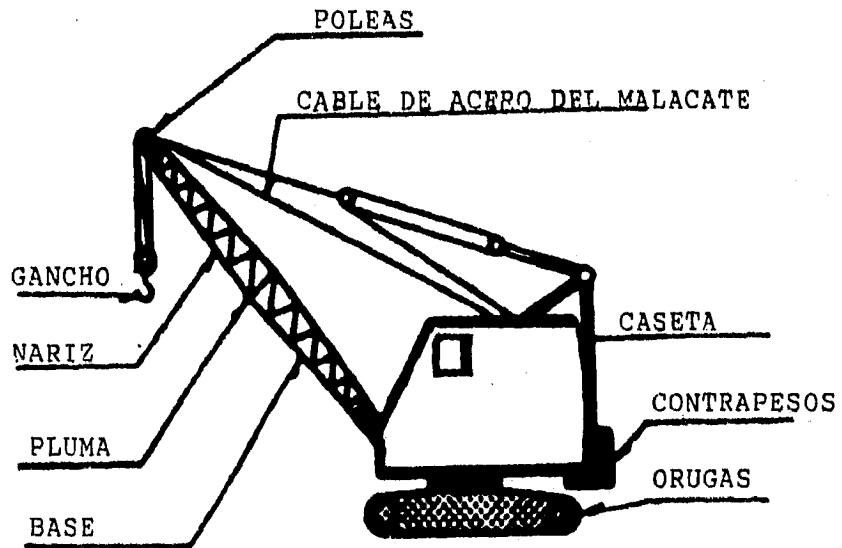


FIG. 4.2 GRÚA MOVIL MONTADA SOBRE ORUGAS.

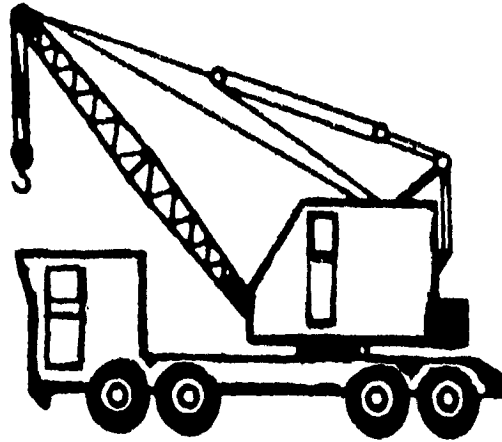


FIG. 4.3 GRÚA MOVIL MONTADA SOBRE NEUMÁTICOS O MOTOGRÚA

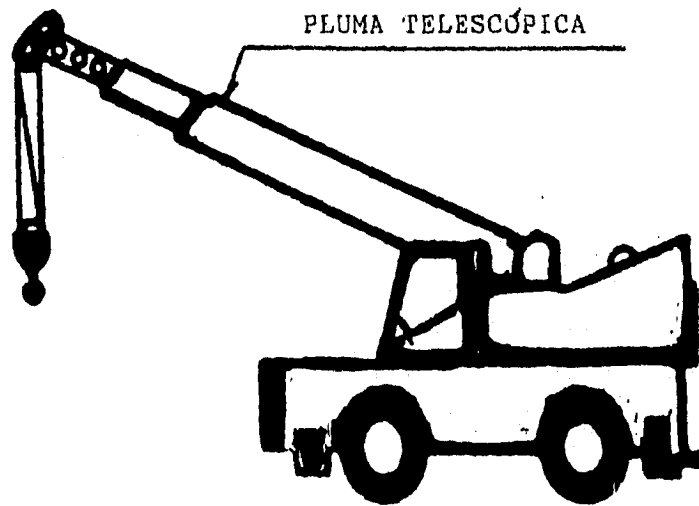


FIG. 4.4 GRÚA MOVIL DE PLUMA TELESCÓPICA (PATO)

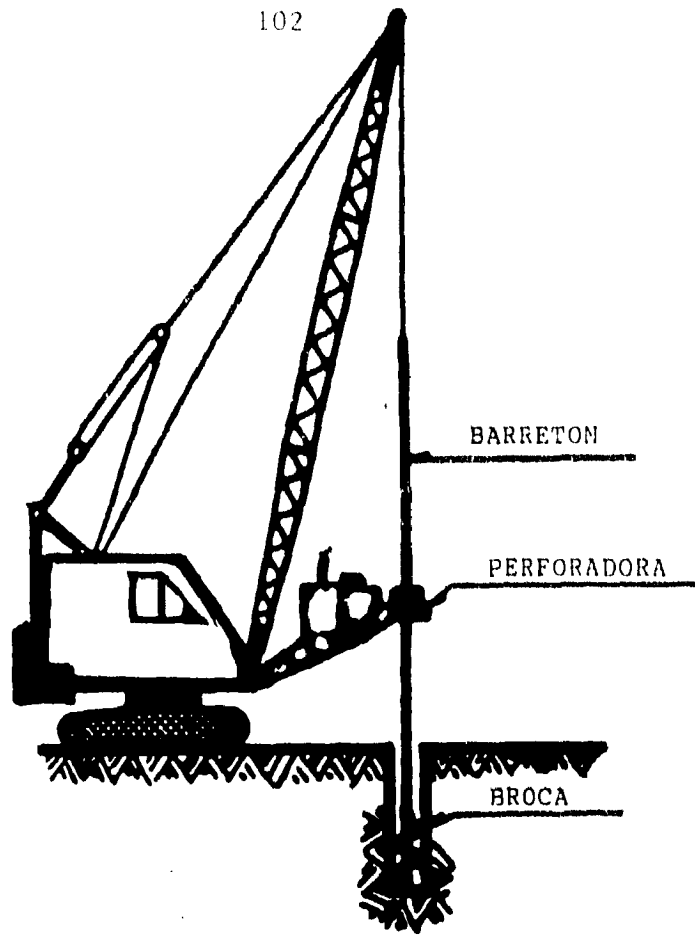


FIG. 4.5 PERFORADORA MONTADA SOBRE GRÚA.

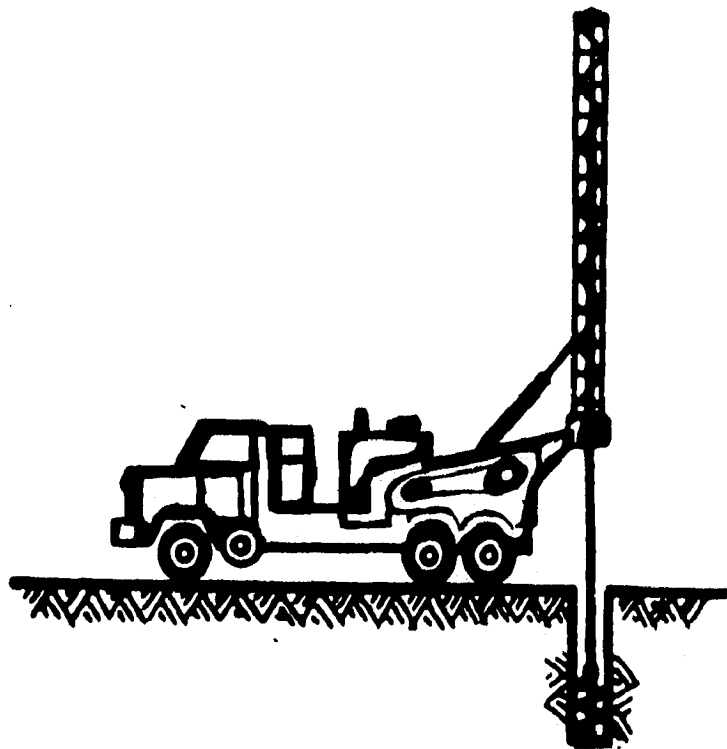


FIG. 4.6 PERFORADORA MONTADA SOBRE CAMIÓN.



B) PERFORADORAS SON MÁQUINAS PARA HACER BARRENOS EN EL SUBSUELO, POR MEDIO DE UNA BARRA (BARRETÓN DEL KELLY) EN CUYO EXTREMO INFERIOR SE COLOCA UNA HERRAMIENTA DE ATAQUE, TAL COMO UNA BROCA, BOTE CORTADOR, TREPANO, ETC.

PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE CIMENTACIÓN SE EMPLEAN GENERALMENTE DOS TIPOS DE PERFORADORAS: MONTADA SOBRE GRÚA O MONTADA SOBRE UN CAMIÓN (VER FIG. 4.5 Y 4.6) LA SELECCIÓN DE LA PERFORADORA MAS ADECUADA PARA UN PROYECTO DADO, DEPENDE DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS QUE PRESENTEN LOS MATERIALES DEL LUGAR, ASÍ COMO EL DIÁMETRO Y PROFUNDIDAD DEL PROYECTO.

EN LA TABLA 4.2 SE DA UNA RELACIÓN DE LOS EQUIPOS DE PERFORACIÓN MAS UTILIZADOS EN MÉXICO. ESTOS EQUIPOS SE PUEDEN UTILIZAR INDISTINTAMENTE PARA SUELOS FINOS, GRANULARES, BOLEOS Y ROCA; TODO DEPENDE DEL LA FUERZA Y PAR DE ATAQUE, ASÍ COMO, DEL NÚMERO DE REVOLUCIONES POR MINUTO Y DUREZA DEL SUELO QUE SE VA A PERFORAR (LAS PERFORADORAS TIENEN COMO LIMITANTE LA PROFUNDIDAD DE LAS PERFORACIONES A REALIZAR).

TABLA 4.2 PERFORADORAS DE USO MAS FRECUENTE EN MÉXICO.

MARCA	MODELO	TIPO	PAR KG-MT	Ø PERFORADO (MTS)		PROF. MAX (MTS.)
				MÍNIMO	MÁXIMO	
CALWELD	200 B	S/CAMIÓN	--	0.30	1.20	26.0
CALWELD	M - H	S/CAMIÓN	--	0.50	2.00	30.0
CALWELD	L - H	S/CAMIÓN	--	0.60	2.00	30.0
WATSON	2000	S/CAMIÓN	10788	0.30	1.50	32.0
WATSON	3000	S/GRÚA	13825	0.30	1.50	32.0
WATSON	5000	S/GRÚA	18400	0.30	2.00	35.0
SOILMEC	RTA/S	S/GRÚA	10500	0.30	1.50	32.0
SOILMEC	RT3/S	S/GRÚA	21000	0.50	2.50	42.0
SANWA	D40K	S/GRÚA	1840	0.30	0.60	40.0
CASAGRANDE	CBR 120/38	S/GRÚA	12000	0.45	1.50	32.0
CASAGRANDE	CBR 12Q	S/GRÚA	12000	0.45	1.50	32.0
CASAGRANDE	CADRILL 12	S/GRÚA	12000	0.45	2.00	42.0
CASAGRANDE	CADRILL 21	S/GRÚA	21000	0.45	2.50	42.0
TEXOMA	TEXOMA-600	S/CAMIÓN	55566	0.30	1.80	11.6
TEXOMA	TEXOMA-700	S/CAMIÓN	73224	0.30	1.80	20.0
TEXOMA	TEXOMA-800	S/CAMIÓN	78648	0.40	2.50	27.0
TEXOMA	TEXOMA-900	S/CAMIÓN	47727	0.40	2.50	40.0
TEXOMA	TAURUS - XL	S/CAMIÓN	189840	0.60	3.00	40.0
TEXOMA	TEX - CM 100	S/GRÚA	7606	0.30	1.20	27.0
CALWELD	55 - CH	S/GRÚA	17288	0.40	1.50	30.0
CALWELD	125 - CH	S/GRÚA	21160	0.60	3.00	46.0
CALWELD	155 - CH	S/GRÚA	55320	0.60	7.30	60.0
CALWELD	200 - CH	S/GRÚA	135600	0.60	2.50	60.0

C) EXCAVADORAS DE ALMEJA. POR MEDIO DE ESTAS SE PUEDEN EXCAVAR FILAS DE SECCIÓN RECTÁNGULAR, OBLONGAS O ALGUNAS COMBINACIONES DE ESTAS SECCIONES (VER FIG. 1.6) MEDIANTE ALMEJAS HIDRÁULICAS GUIADAS, INTEGRADAS POR DOS QUINADAS MÓVILES QUE SE ACCIONAN CON CILINDROS HIDRÁULICOS ADOSADAS EN LA PARTE INFERIOR DE UN BARRETÓN O KELLY RÍGIDO, DE UNA PIEZA O TELESCÓPICO (FIG. 4.7).

LA PRESIÓN HIDRÁULICA DEL SISTEMA SE GENERA MEDIANTE UNA UNIDAD DE POTENCIA (O CENTRALINA) QUE AL IGUAL QUE EL EQUIPO DE EXCAVACIÓN SE MONTA SOBRE UNA GRÚA MÓVIL DE ORUGAS (O BANDAS) CON CAPACIDAD MAYOR DE 45 TON. (LS 108 O SIMILAR DE IGUAL O MAYOR CAPACIDAD) ESTE TIPO DE MAQUINARIA ES UTILIZADA EN LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS MILÁN, ADEMÁS DE LA ALMEJA EXCAVADORA QUE TRABAJA POR CABLES (FIG. 4.8). GENERALMENTE SE UTILIZA EN PRESENCIA DE SUELOS FINOS COHESIVOS (ARCILLAS Y LIMOS COHESIVOS).

TABLA 4.3 ALMEJAS HIDRÁULICAS DE USO COMÚN EN MÉXICO.

MARCA	MODELO	TIPO	PRESIÓN DE TRABAJO (BAR)	PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN (MTS)
CASAGRANDE	KRC1 / 28	S/ GRÚA ESPECIAL	200	30
CASAGRANDE	KRC2 / 28	S/ GRÚA ESPECIAL	200	40-45
CASAGRANDE	KRC - 2HD	S/ GRÚA ESPECIAL	200	40-50
CASAGRANDE	KRC2 / 40HD	S / GRÚA COMÚN	200	40-45
CASAGRANDE	KRC2 / 45	S / GRÚA COMÚN	200	40-45
CASAGRANDE	KM - 22	S / GRÚA COMÚN	200	40-45
CASAGRANDE	KRC2 / 28	S / GRÚA COMÚN	200	40-45
SOILMEC	BH - 7	S / GRÚA COMÚN	210	50
SOILMEC	BH - 12	S / GRÚA COMÚN	210	50
BAUER	DKG	S / GRÚA ESPECIAL	--	45
BAUER	DHG	S / GRÚA COMÚN	--	60
BAUER	BHG	S / GRÚA COMÚN	--	60

D) VIBROHINCADORES. ESTOS EQUIPOS SE LES CONOCE COMO MARTILLOS VIBRATORIOS (FIG. 4.9), SON MÁQUINAS DISEÑADAS PARA LLEVAR A CABO EL HINCADO O EXTRACCIÓN DE TUBOS O PERFILES DE ACERO EN EL SUBSUELO, APLICANDO UNA FUERZA DINÁMICA POR MEDIO DE UN GENERADOR DE VIBRACIONES, MAS EL PESO PROPIO DEL EQUIPO CUANDO REALIZAN HINCADOS Y DEPENDEN DIRECTAMENTE DE LA CAPACIDAD DE LEVANTE DE UNA GRÚA CUANDO SON EXTRACCIONES.

EL VIBROHINCADOR TOMA SU ENERGÍA DE UNA UNIDAD DE POTENCIA FORMADA POR UN MOTOR DE COMBUSTIÓN INTERNA GENERALMENTE DIESEL QUE ACCIONA UN GENERADOR ELÉCTRICO O UNA BOMBA HIDRÁULICA, DEPENDIENDO DEL TIPO Y MODELO DEL VIBROHINCADOR (VER TABLA 4.4). SU UTILIZACIÓN ES RECOMENDABLE EN SUELOS GRANULARES (LIMOS SUELTO, ARENAS Y GRAVAS), YA QUE DURANTE EL HINCADO O EXTRACCIÓN SE GENERA UN REACOMODO DE PARTÍCULAS Y POR LO TANTO UNA MEJORA EN LA COMPACIDAD RELATIVA, QUE SE VE REFLEJADA EN UN MÍNIMO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES. EN ALGUNOS CASOS Y CUANDO LA PROFUNDIDAD ES POCa SE PUEDE UTILIZAR EN SUELOS COHESIVO, SIEMPRE TENIENDO QUE EL TIEMPO DE HINCADO RESPECTO A LA EXTRACCIÓN NO SEA DEMASIADO, PUES SE CORRE EL PELIGRO DE NO RECUPERAR EN ADEME (POR ADHERENCIA DE LAS ARCILLAS ALREDEDOR DEL ADEME).

E) MARTINETES DIESEL E HIDRÁULICOS DE DOBLE EFECTO. INICIALMENTE LOS MARTILLOS FUERON MASAS DE CAÍDA LIBRE QUE SE COLOCABAN EN LA POSICIÓN INICIAL DE CAÍDA LIBRE, ESTAS MANIOBRAS SE REALIZABAN POR MEDIOS MANUALES O MECÁNICO. ESTOS MÉTODOS SE MEJORARON CON LA INCORPORACIÓN DE MECANISMOS ACCIONADOS POR VAPOR DE AGUA O AIRE COMPRIMIDO (NEUMÁTICOS) PARA LEVANTAR LA MASA GOLPEADORA Y LOGRAR UNA SISTEMATIZACIÓN DEL TRABAJO (IMPLANTACIÓN DE UN SISTEMA O MÉTODO DE CONTROL MECÁNICO).

RECIENTEMENTE SE HAN DESARROLLADO MARTILLOS DE COMBUSTIÓN INTERNA DIESEL O ACCIONADOS HIDRAULICAMENTE, AMBOS SISTEMAS EMPLEAN LA ENERGÍA CINÉTICA Y POTENCIAL DE LA CAÍDA DE LA MASA. EL LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS SE UTILIZAN PARA EN HINCADO DE ADEMES METÁLICOS.

TABLA 4.4 VIBROHINCADORES DE USO MAS FRECUENTE EN MÉXICO

MARCA	MODELO	PESO (KG.)	MTO. EXCENT. (KG-M)	FREC. MAX. (RPM)
ICE	116	1542	7.00	1600
ICE	216	2050	11.50	1600
ICE	416	5400	20.70	1600
ICE	815	6670	46.10	1500
ICE	1412	11800	115.20	1250
TOMEN VIBRO	VM2 - 400A	3522	--	1300
TOMEN VIBRO	VM2 - 500	5100	--	1800
TOMEN VIBRO	VM4 - 10000	8450	--	1100
TOMEN VIBRO	VM2 - 25000A	7590	200.00	620
MULLER	MS - 5 HV	800	5.80	1762
MULLER	MS - 20 H	2700	20.00	1762
MULLER	MS - 50 H	6500	50.00	1653
MULLER	MS - 60 E	7200	71.00	1500
MULLER	MS - 60 E - TWIN	20000	142.00	1500
PTC	10 A2	2350	--	1140
PTC	20 A2	3700	--	1100
PTC	20 H4	4500	--	1450
PTC	40 A2	7400	--	1045
PTC	40 HA	10500	--	1450
TUNKERS	HVB - 70.03	3200	2065.10 - 3878.60	1630
TUNKERS	HVB - 100.03	4800	2950.10	1200 - 1600

TABLA 4.5 MARTILLOS PILOTEADORES DIESEL E HIDRÁULICOS.

MARCA	MODELO	TIPO	PESO DEL PISTÓN (KG)	ENERGÍA POR GOLPE (KG-M)	PESO MAX DEL PILOTE (KG)	RELACIÓN DE PESOS PISTÓN/PILOTE	PESO DEL MARTILLO (KG)
DELMAG	D5	DIESEL	500	1250	1500	0.30	1240
DELMAG	D12	DIESEL	1250	3125	4000	0.31	2750
DELMAG	D22 - 13	DIESEL	2200	6700-3350	6000	0.37	5160
DELMAG	D30 - 13	DIESEL	3000	9100-4450	8000	0.38	5960
DELMAG	D36 - 13	DIESEL	3600	11500-5750	10000	0.36	8050
DELMAG	D46 - 13	DIESEL	4600	14600-7300	15000	0.31	9050
DELMAG	D62 - 12	DIESEL	6200	22320-11160	25000	0.25	12800
DELMAG	D6 - 32	DIESEL	600	1452-871	--	--	1619
DELMAG	D8 - 22	DIESEL	800	2489-1305	--	--	1814
DELMAG	D12 - 32	DIESEL	1260	4331-2166	--	--	2600
DELMAG	D16 - 32	DIESEL	1600	5560-2610	--	--	3250-3394
DELMAG	D19 - 32	DIESEL	1900	5919-2840	--	--	3470-3614
DELMAG	D25 - 32	DIESEL	2500	8055-4078	--	--	5330-5611
DELMAG	D30 - 32	DIESEL	3000	9667-4893	--	--	5831-6111
DELMAG	D36 - 32	DIESEL	3600	11600-5656	--	--	7491-7881
DELMAG	D46 - 32	DIESEL	4600	14822-7227	--	--	8491-8881
DELMAG	D62 - 22	DIESEL	6622	22819-10920	--	--	11872-12282
DELMAG	D80 - 23	DIESEL	8845	31117-17452	--	--	16368-16908
KOBE	K 13	DIESEL	1300	3700	--	--	2900
KOBE	K 25	DIESEL	2500	7500	--	--	5200
KOBE	K 35	DIESEL	3500	10500	--	--	7500
KOBE	K 45	DIESEL	4500	13500	--	--	10500
MITSUBISHI	MH 15	DIESEL	1500	3900	3800	0.39	3800
MITSUBISHI	MH 25	DIESEL	2500	6500	6300	0.40	6000
MITSUBISHI	MH 35	DIESEL	3500	9100	8800	0.40	8400
MITSUBISHI	MH 45	DIESEL	4500	11700	11300	0.44	11100
ICE	40 S	DIESEL	3402	2212-5530	--	--	9363
ICE	70 S	DIESEL	6396	3872-9677	--	--	17382
MENCK	MHF 3-4	HIDRAU.	4000	7140	--	--	6500
MENCK	MHF 3-5	HIDRAU.	5000	8160	--	--	7500
MENCK	MHF 3-7	HIDRAU.	7000	10200	--	--	9500
MENCK	MHF 5-8	HIDRAU.	8000	14280	--	--	11450
MENCK	MHF 5-10	HIDRAU.	10000	15300	--	--	13450
MENCK	MHF 5-12	HIDRAU.	12000	17340	--	--	15500
MENCK	MHF 9-15	HIDRAU.	15000	21420	--	--	22000
MENCK	MHF 9-20	HIDRAU.	20000	26520	--	--	27000

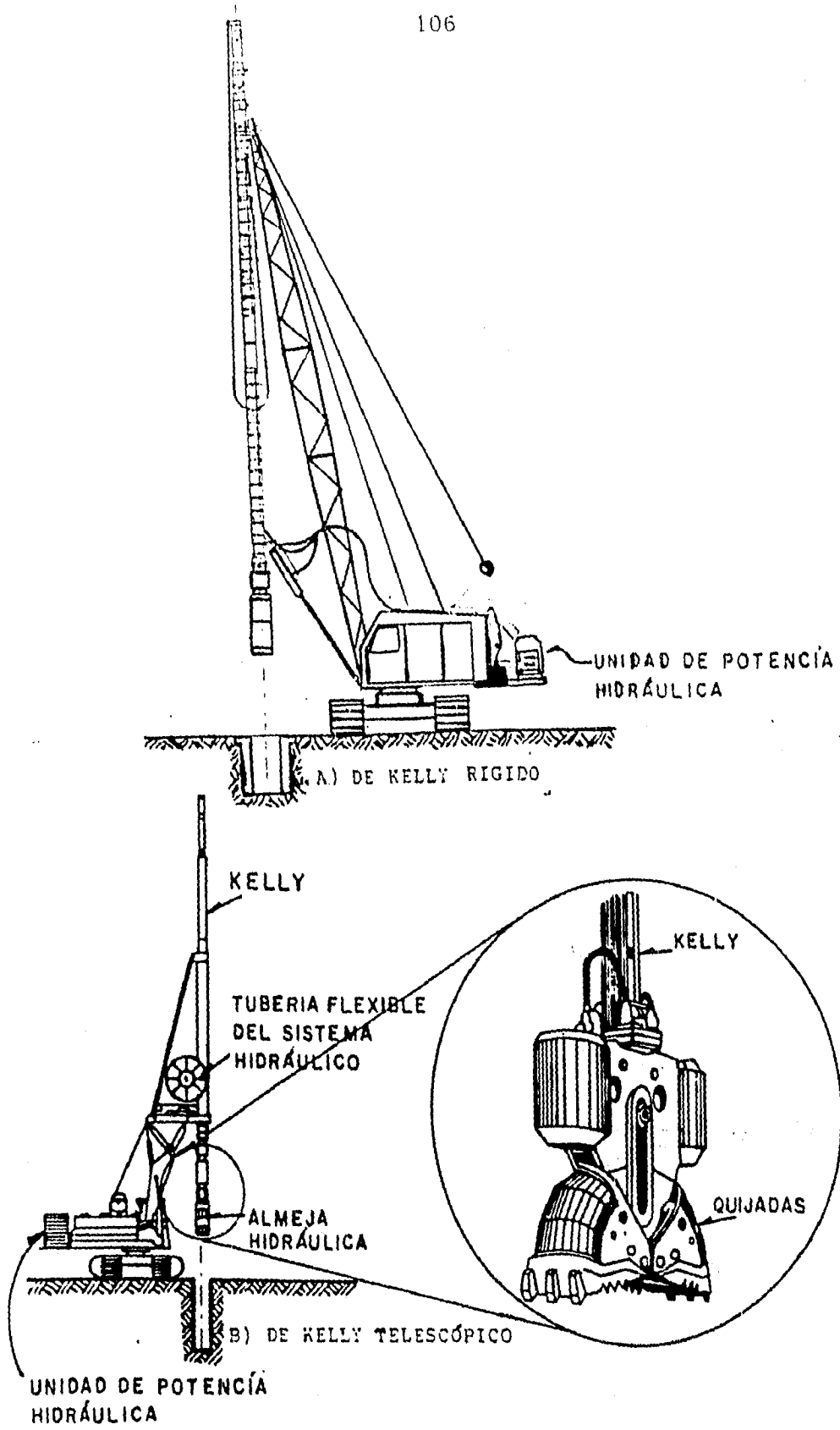


FIG. 4.7 ALMEJA HIDRÁULICA CUIDADA.

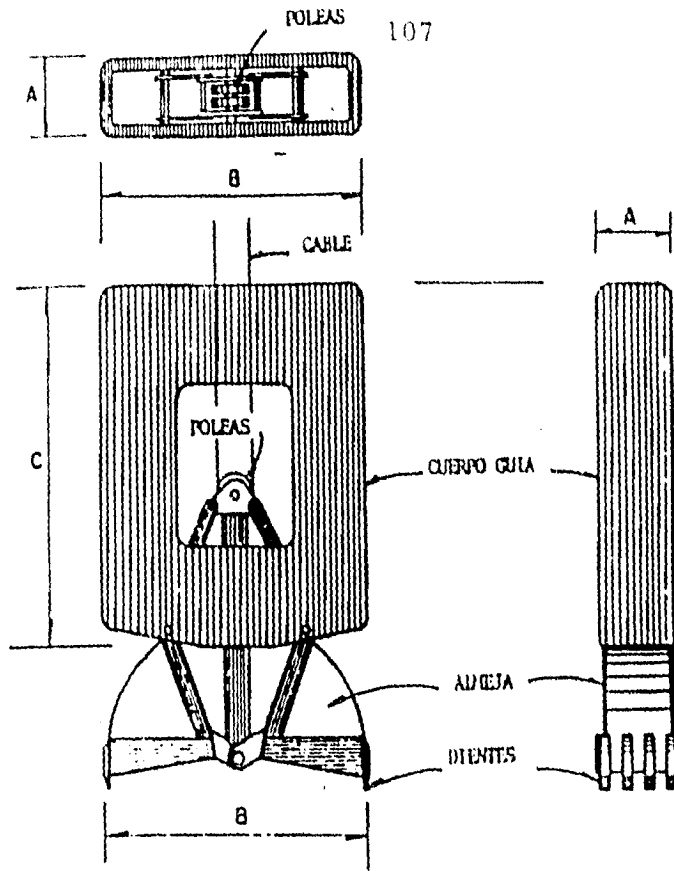


FIG. 4.8 ALMEJA LIBRE OPERADA POR CABLES.

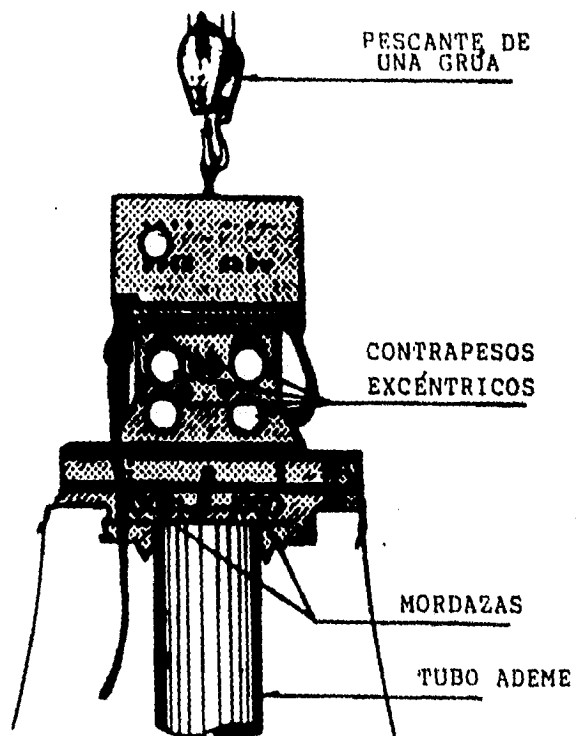


FIG. 4.9 VIBROHINCADOR.

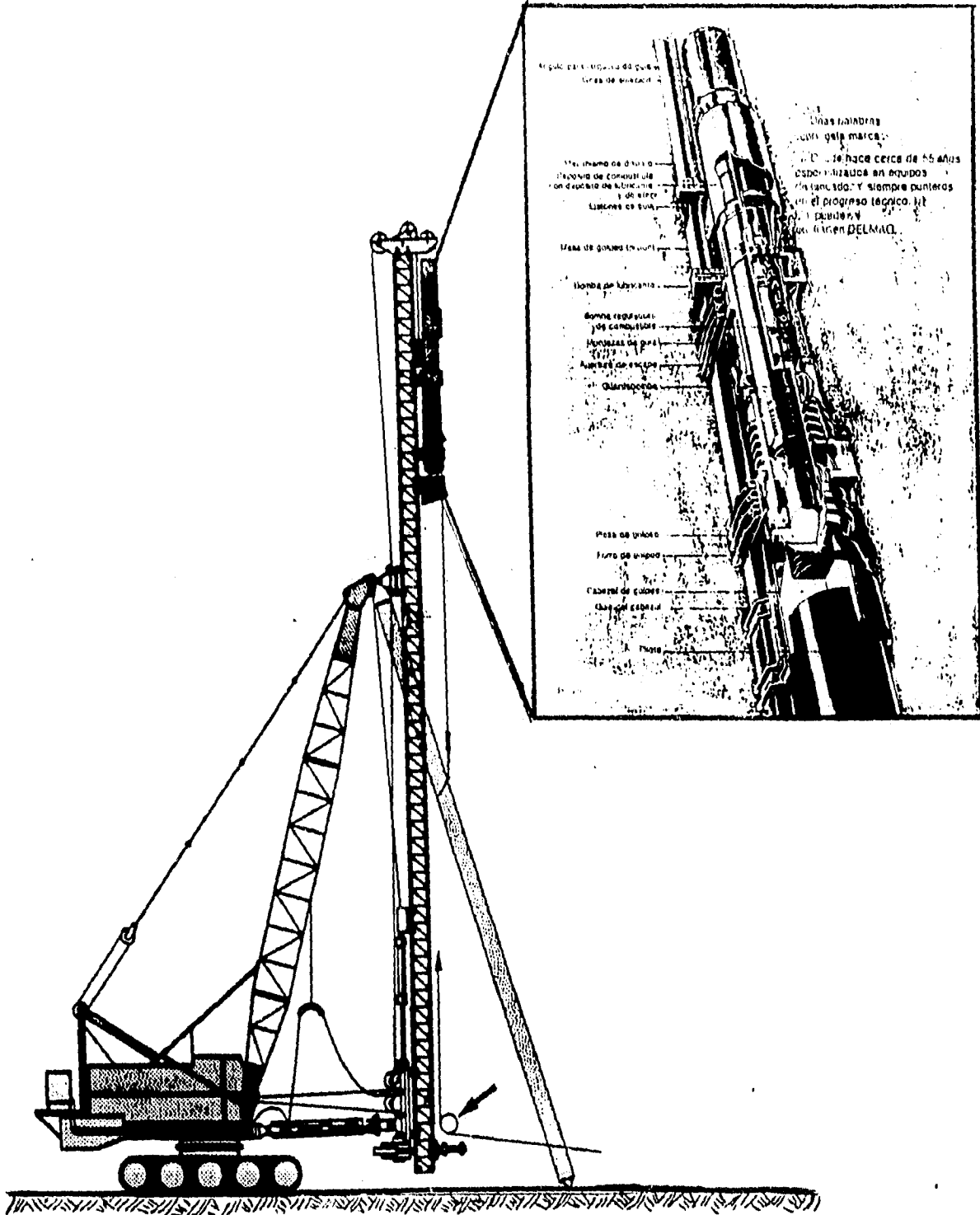


FIG. 4.10 MARTINETE DIESEL DE DOBLE EFECTO SOBRE GUÍA FIJA.

F) EQUIPOS ESPECIALES. DE ALGUNA MANERA TODOS LOS EQUIPOS QUE SE UTILIZAN EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS SON ESPECIALES, PERO DEBIDO AL ATRASO O TARDÍA APLICACIÓN DE NUEVAS TECNOLOGÍAS. LOS EQUIPOS SE FUERON HACIENDO TRADICIONALES, COMO ES CASO DE LAS PERFORADORAS MONTADAS SOBRE CAMIÓN O GRÚA. LAS PERFORADORAS ANTES MENCIONADAS SOLO BASTA CON CAMBIAR LA HERRAMIENTA DE ATAQUE EN EL DIÁMETRO DESEADO, Y ERA SUFICIENTE PARA LA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS DE PERFORACIÓN.

CONFORME LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS SE MODERNIZAN Y CAMBIAN RÁPIDAMENTE, LA MAQUINARIA Y LOS EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN TIENEN QUE CAMBIAR A LA PAR, POR LO QUE SE REQUIERE DE EQUIPOS MAS SOFISTICADOS (LA NATURALEZA DE LOS TRABAJOS ASÍ LO REQUIERE), PRINCIPALMENTE PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS (EN SUS DIVERSAS MODALIDADES PERO PRINCIPALMENTE LAS COLADAS EN SITIO); SIEMPRE PRETENDIENDO AUMENTAR LA PRODUCCIÓN Y CALIDAD DE LOS TRABAJO Y CON ESTO LA DISMINUCIÓN DE TIEMPO DE EJECUCIÓN.

EN ÉSTE TRABAJO SE LES NOMBRA EQUIPOS ESPECIALES, DEBIDO A QUE SU UTILIZACIÓN SE ENCUENTRA EN LA ETAPA INICIAL, POR LO MENOS EN MÉXICO, YA QUE SON POCAS LAS EMPRESAS QUE TIENDEN A MODERNIZAR SUS EQUIPOS; DEBIDO A LA PROLONGADA VIDA DE USO QUE LE DAN A SUS EQUIPOS (SOBREAMORTIZANDOS) Y EL PROLONGADA TIEMPO DE RECUPERACIÓN DE LA INVERSIÓN.

TABLA 4.6 OSCILADORES O MORSAS (EQUIPOS ESPECIALES) MODELOS COMERCIALES

UTILIZAN PERFORADORA O BOTE TIPO ALMEJA			TORQUE (KG. - M)	DIÁMETRO (M)		PESO (KG.)
MARCA	MODELO	TIPO		MÍNIMO	MÁXIMO	
CASAGRANDE	GCP-S1000	S/ GRÚA COMÚN	128000	0.60	1.00	7500
CASAGRANDE	GCP-S1300	S/ GRÚA COMÚN	262000	0.80	1.30	14500
CASAGRANDE	GCP-S1500	S/ GRÚA COMÚN	283000	1.00	1.50	16500
CASAGRANDE	GCP-S1800	S/ GRÚA COMÚN	360000	1.30	1.80	18000
CASAGRANDE	GCP-S2000	S/ GRÚA COMÚN	395000	1.50	2.00	20500
CASAGRANDE	GCP-S2000HD	S/ GRÚA COMÚN	508000	1.50	2.00	33000
CASAGRANDE	GCP-S2500	S/ GRÚA COMÚN	840000	2.00	2.50	40000
CASAGRANDE	GCP-S3000	S/ GRÚA COMÚN	938000	2.50	3.00	47000
CASAGRANDE	GCP-L1300	S/ GRÚA COMÚN	220000	0.80	1.30	12800
CASAGRANDE	GCP-L1500	S/ GRÚA COMÚN	234000	1.00	1.50	14800
CASAGRANDE	GCL-S800	S/ GRÚA COMÚN	77000	0.50	0.80	4800
CASAGRANDE	GCL-S1000	S/ GRÚA COMÚN	120000	0.60	1.00	6000
CASAGRANDE	GCL-S1300	S/ GRÚA COMÚN	220000	0.80	1.30	8900
CASAGRANDE	GCL-S1500	S/ GRÚA COMÚN	234000	1.00	1.50	9500
CASAGRANDE	GCL-C800	S/ GRÚA COMÚN	77000	0.50	0.80	4600
CASAGRANDE	GCL-C1000	S/ GRÚA COMÚN	120000	0.60	1.00	4800
CASAGRANDE	GCL-C1300	S/ GRÚA COMÚN	220000	0.80	1.30	8400
CASAGRANDE	GCL-C1500	S/ GRÚA COMÚN	234000	1.00	1.50	9000
BAUER	BV - 1000	S/ GRÚA COMÚN	--	1.00	1.00	--
BAUER	BV - 1300	S/ GRÚA COMÚN	--	1.30	1.30	--
BAUER	BV - 1500	S/ GRÚA COMÚN	--	1.50	1.50	--
BAUER	BV - 1800	S/ GRÚA COMÚN	--	1.80	1.80	--
BAUER	BV - 1500HD	S/ GRÚA COMÚN	--	1.50	1.50	--
BAUER	BV - 2000HD	S/ GRÚA COMÚN	--	2.00	2.00	--
BAUER	BV - 2500HD	S/ GRÚA COMÚN	--	2.50	2.50	--
BAUER	BV - 3000HD	S/ GRÚA COMÚN	--	3.00	3.00	--
BAUER	BV - 880-04	S/ GRÚA ESPECIAL	--	0.80	0.80	--
BAUER	BV - 1000-04	S/ GRÚA ESPECIAL	--	1.00	1.00	--
BAUER	BV - 1200-04	S/ GRÚA ESPECIAL	--	1.20	1.20	--
BAUER	BV - 1300-04	S/ GRÚA ESPECIAL	--	1.30	1.30	--
BAUER	BV - 1500-04	S/ GRÚA ESPECIAL	--	1.50	1.50	--
BAUER	BV - 1650-04	S/ GRÚA ESPECIAL	--	1.65	1.65	--
BAUER	BV - 1700-04	S/ GRÚA ESPECIAL	--	1.70	1.70	--
SOILMEC	R - 15	S/ GRÚA COMÚN	--	1.20	1.20	--

TABLA 4.7 MOLINOS HIDRÁULICOS O HYDROFRAISE.

MARCA	MODELO	TIPO	PROFUNDIDAD	PESO (KG.)
CASAGRANDE	K 3 L	S/ GRÚA COMÚN	--	--
CASAGRANDE	K 3	S/ GRÚA COMÚN	--	--
BAUER	MBC - 30	S / RIELES	55	20000
BAUER	BC - 15	S/ GRÚA COMÚN	30	15000
BAUER	BC - 20	S/ GRÚA COMÚN	40	20000
BAUER	BC - 30	S/ GRÚA COMÚN	50	35000
BAUER	BC - 30LJ	S/ GRÚA COMÚN	60	35000
BAUER	BC - 30KJ	S/ GRÚA COMÚN	100	35000
BAUER	BC - 20/HDS	S/ GRÚA ESPECIAL	80	20000
BAUER	BC - 30/HDS	S/ GRÚA ESPECIAL	100	35000

TABLA 4.8 PERFORADORAS ESPECIALES MONTADAS SOBRE GRÚAS ESPECIALES.

MARCA	MODELO	TORQUE (KN - M)	DIÁMETRO (M)	PROFUNDIDAD (MTS)	PESO (KG.)
BAUER	BG 9G	93	VARIOS	--	33000
BAUER	BG 22	220	VARIOS	--	80000
BAUER	BG 22S	220	VARIOS	--	83000
BAUER	BG 30	360	VARIOS	--	75000
BAUER	BG 9H	93	VARIOS	--	45000
BAUER	BG 14	140	VARIOS	--	61000
BAUER	BG 22H	220	VARIOS	--	63000
BAUER	BG 30	360	VARIOS	--	85000
BAUER	BG 40	360	VARIOS	--	115000
BAUER	BG 50	360	VARIOS	--	147000
BAUER	BG 26	--	VARIOS	21.0	--
BAUER	BG 7	8	VARIOS	10.0	37000
BAUER	BG 11	--	VARIOS	14.5	--
BAUER	BG 9	--	VARIOS	--	--
DELMAG	RH 1413	28	VARIOS	--	--
SOILMEC	R - 10C	--	VARIOS	38.0	40000
SEIKO	S.M.W. (AUGER)	--	VARIOS	60.0	--

PERFORADORAS MONTADAS SOBRE GRÚAS GT20.01, GT20.03 ó LIEBHERR R-952HD.

G) EQUIPO Y HERRAMIENTAS COMPLEMENTARIAS. LAS PRINCIPALES HERRAMIENTAS QUE SE ACOPLAN A LOS EQUIPOS DE PERFORACIÓN Y PERMITEN FORMAR LOS BARRENOS EN EL SUBSUELO, SON LAS BROCAS, LOS BOTES Y LOS TRÉPANOS; LOS EQUIPOS COMPLEMENTARIOS SON LAS BOMBAS Y RETROEXCAVADORAS.

LAS PERFORADORAS ROTATORIAS EMPLEAN BROCAS ESPIRALES, BOTES CORTADORES, BOTES AMPLIADORES PARA LA FORMACIÓN DE CAMPANAS EN LA BASE DE LA PILA Y TRÉPANOS (VER FIG. 4.18 Y 4.19).



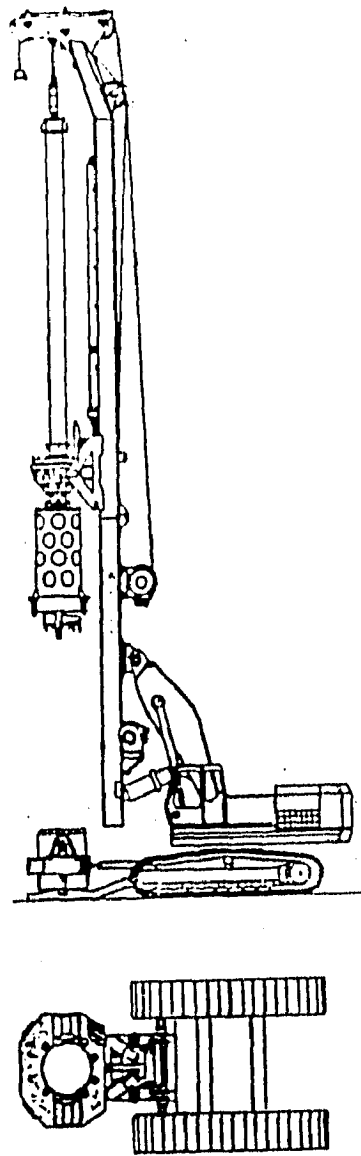


FIG. 4.11 OSCILADOR O MORSA CON GRÚA ESPECIAL Y EQUIPO DE PERFORACIÓN.

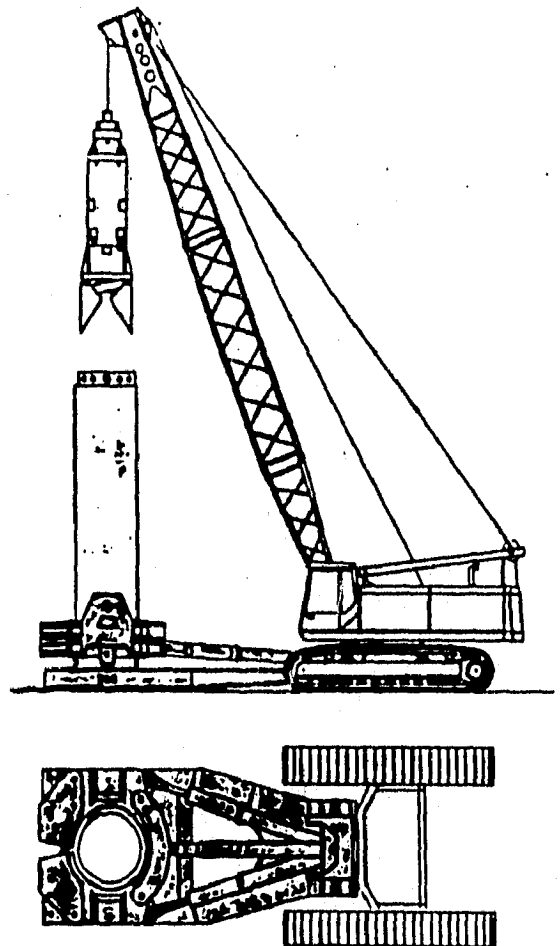


FIG. 4.12 OSCILADOR O MORSA CON GRÚA COMÚN Y BOTE LODERO TIPO ALMEJA.

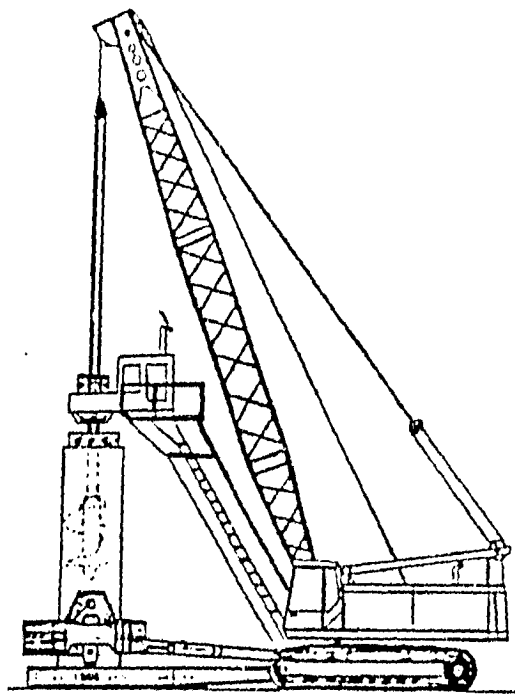


FIG. 4.13 OSCILADOR O MORSA CON PERFORADORA Y GRÚA COMÚN

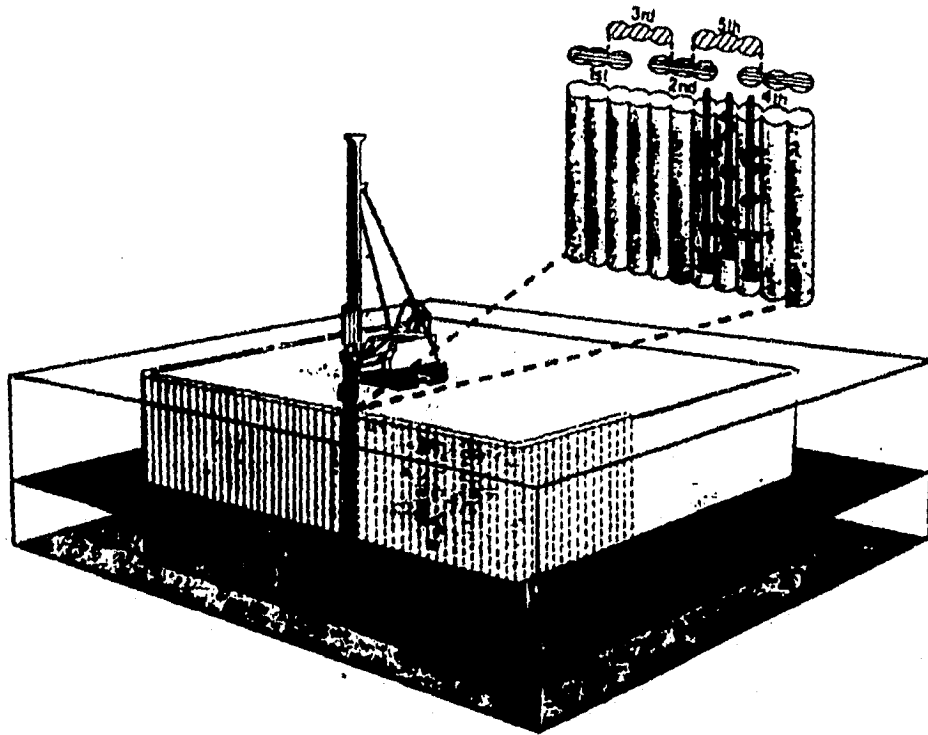


FIG. 4.14 PERFORADORA AUGER DE BROCA MULTIPLE PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PANTALLAS.

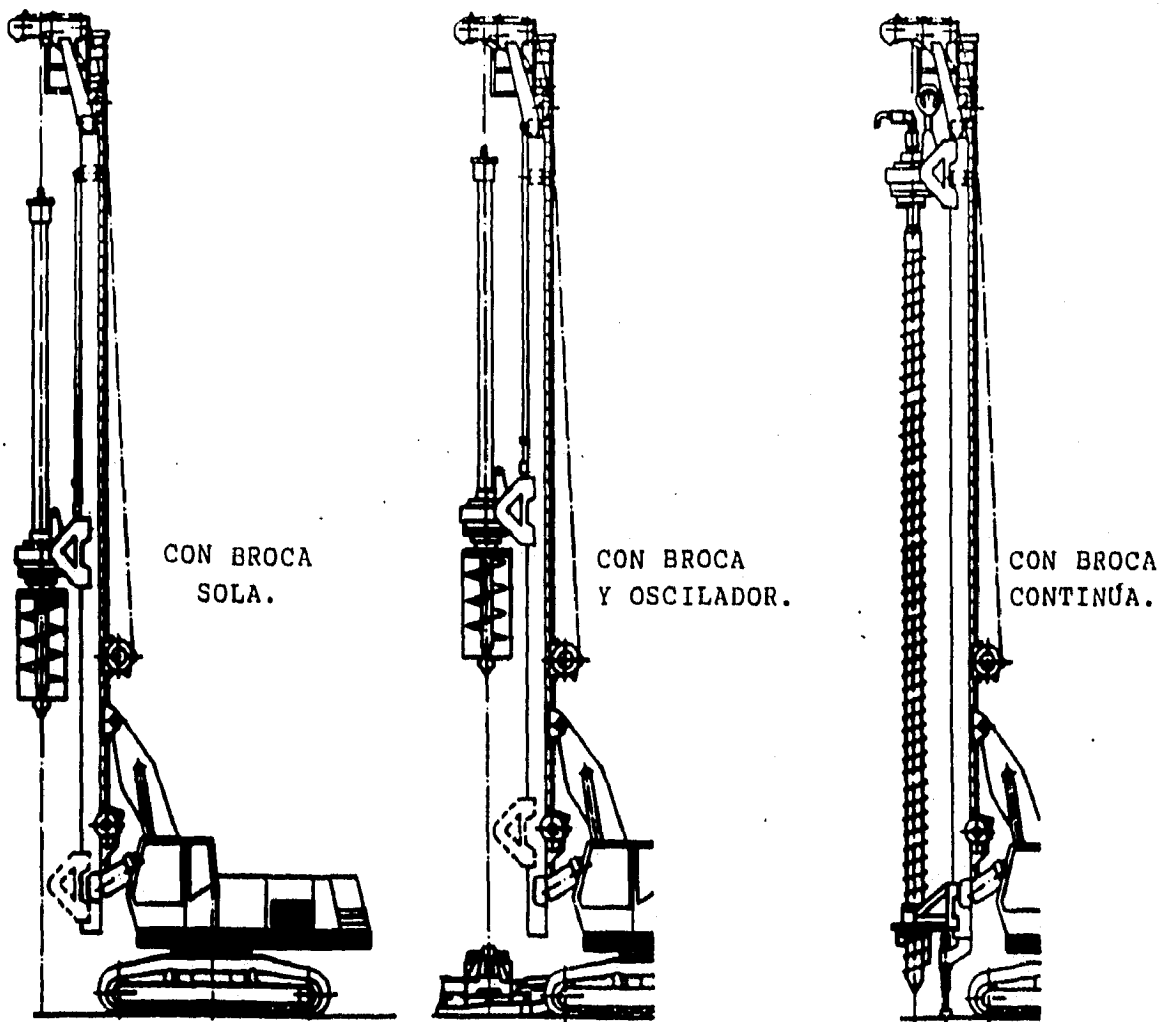


FIG. 4.15 EQUIPOS DE PERFORACIÓN CON DIFERENTES HERRAMIENTAS DE ATAQUE.

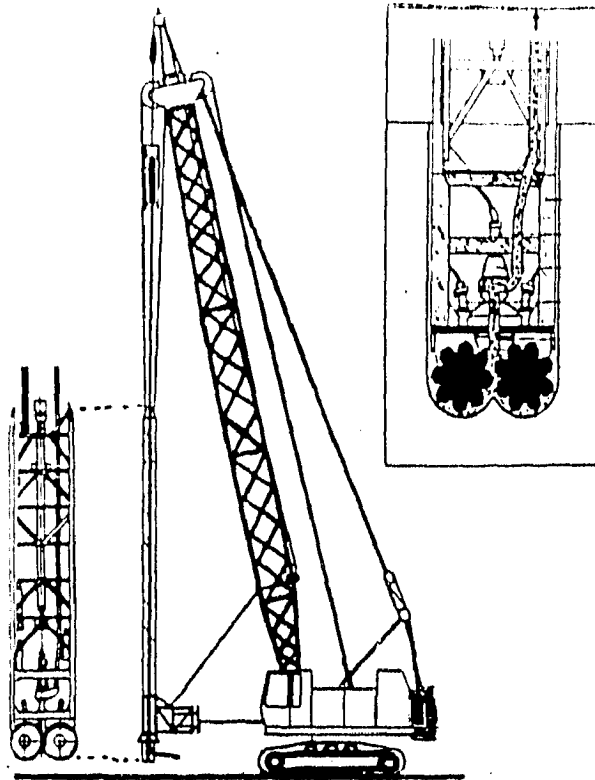


FIG. 4.16 MOLINO HIDRÁULICO MONTADO SOBRE GRÚA.

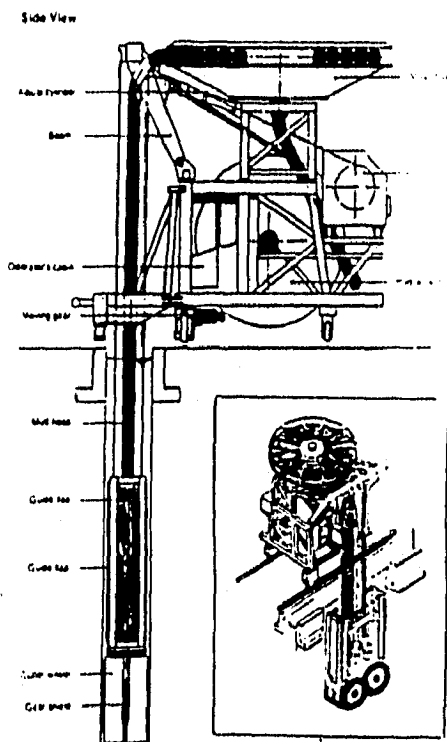
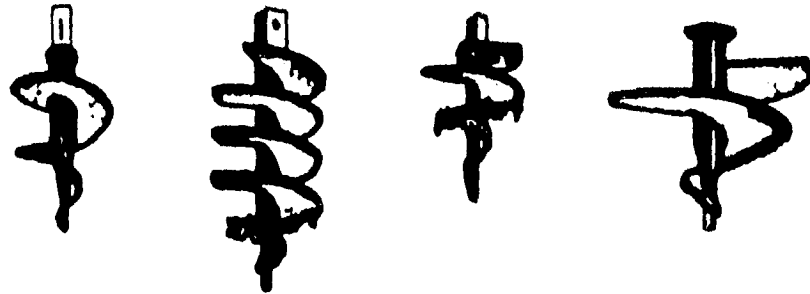
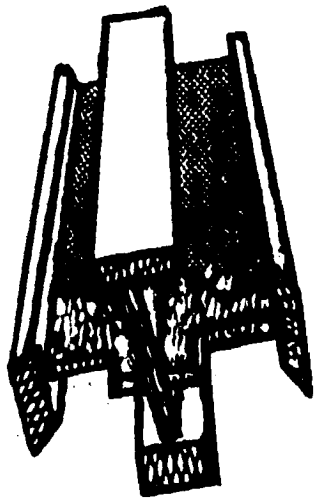


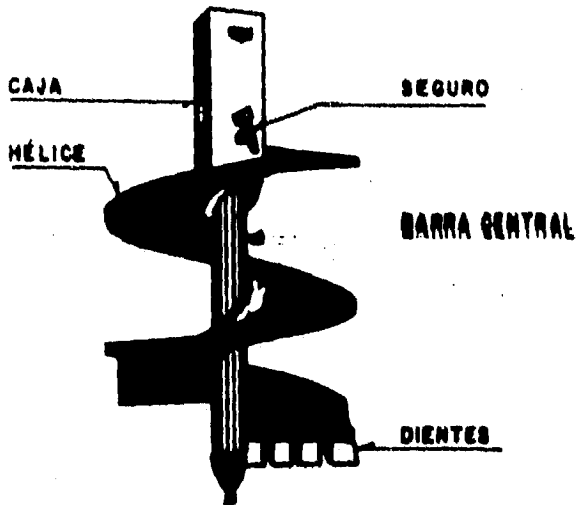
FIG. 4.17 MOLINO HIDRÁULICO SOBRE RIELES (NO REQUIERE GRÚA).



CÓNICAS



TREPANO



CILÍNDRICAS

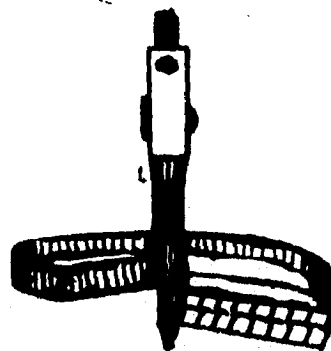
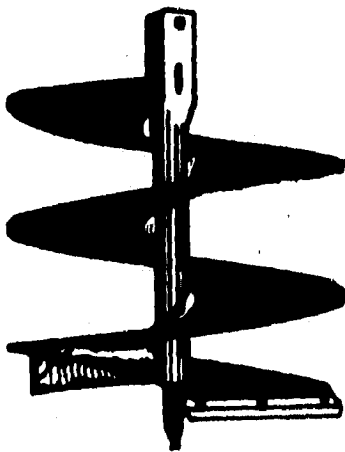
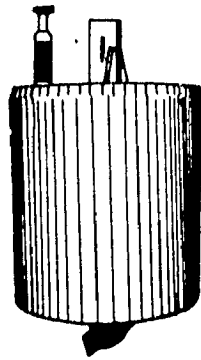
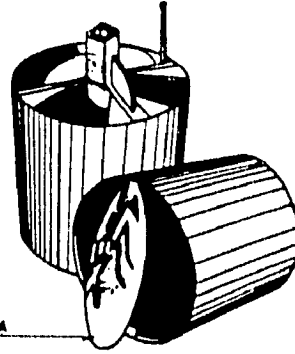


FIG. 4.18 BROCAS ESPIRALES

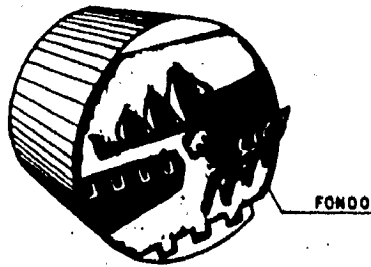


VISTA LATERAL

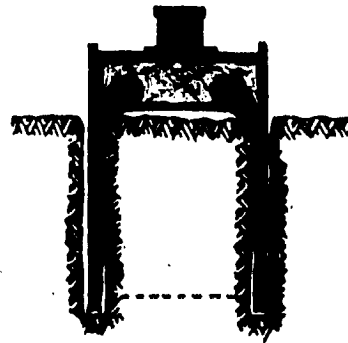


TAPA

(A)



FONDO

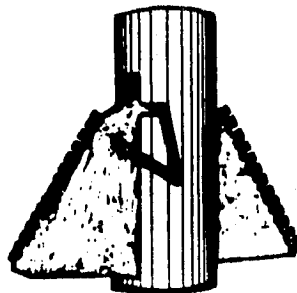


BOTE CORONA

(B)



CERRADO



ABIERTO



ALERQUES

FIG. 4.19 BOTES AXIALES: A) CORTADORES, B) AMPLIADORES.

## 4.2. PROGRAMA DE UTILIZACIÓN DE MAQUINARIA.

## 4.2.1. CÁLCULO DE RENTA MENSUAL DE MAQUINARIA.

EN LA MAYORÍA DE LAS EMPRESAS QUE MANEJAN MAQUINARIA PESADA (GPO, ICA POR EJEMPLO) Y PARA NO TENER DESVIACIÓN DE LOS COSTOS POR DEPRECIACIÓN, SE FORMULA UNA PROFORMA DE RENTA PARA MAQUINARIA, DONDE SE DEBEN DE CONSIDERAR LOS SIGUIENTES PUNTOS PARA SU CÁLCULO (REF. 8):

- 1) SE DEBE DE RECUPERAR EL VALOR DE LA INVERSIÓN.
- 2) EL PORCENTAJE DE RESCATE QUEDA EN FUNCIÓN DE LOS VALORES COMERCIALES AL TÉRMINO DE SU VIDA ÚTIL.
- 3) LA VIDA ÚTIL SE ESTABLECE BASÁNDOSE EN LOS DATOS DEL GREEN GUIDE Y CON LA EXPERIENCIA Y ESTADÍSTICA QUE TENGA LA EMPRESA.
- 4) EL TIEMPO PARA LA PRIMERA REPARACIÓN ES EN BASE A DATOS DEL FABRICANTE Y EXPERIENCIA DEL GRUPO.
- 5) SE DEBE CONSIDERAR RECUPERAR EL 50% DE LA INVERSIÓN CUANDO EL EQUIPO ES MÁS PRODUCTIVO (ANTES DE LA PRIMERA REPARACIÓN).
- 6) DEFINIR LAS TARIFAS A MANEJAR.

DE LO ANTERIOR SE PUEDE CALCULAR UNA TARIFA POR PERIODOS DE MAYOR Y MENOR PRODUCTIVIDAD DE LA MAQUINARIA, ASÍ COMO UN COSTO COMPARATIVO Y DE ESTE MODO TENER LA SEGURIDAD DE RECUPERAR LA INVERSIÓN SIN PROBLEMAS DE DESCAPITALIZACIÓN POR ESTE CONCEPTO.

A) TARIFA 1. DE CERO A LA PRIMERA REPARACIÓN (6000 HORAS DE TRABAJO VER FIG. 4.20).

$$\text{EC. 4.1} \quad T1 = D1 + GM1 + GF1 \quad \text{DONDE:}$$

T1 = PRIMER TARIFA.

$$D1 = \frac{\text{VALOR DE ADQUISICIÓN} - \text{VALOR DE RESCATE} / 2}{\text{VIDA HASTA LA PRIMERA REPARACIÓN (6000 HRS.)}}$$

GM1 = GASTOS DE MANTENIMIENTO MAYOR (SE UTILIZA COMO FACTOR A 0.61 X D1).

GA1 = GASTOS ADMINISTRATIVOS (SE UTILIZA COMO FACTOR A 0.09 X D1).

GF1 = GASTOS FINANCIEROS POR LA ADQUISICIÓN DE EQUIPO NUEVO (SE UTILIZA COMO FACTOR A 0.45 X D1).

SI  $D1 = 1$  ENTONCES TENEMOS QUE  $T1 = D1 \times 2.15$

B) TARIFA 2. APARTIR DE LAS 6001 HORAS DE TRABAJO HASTA LA TERMINACIÓN DE SU VIDA ÚTIL.

$$\text{EC. 4.2} \quad T2 = D2 + GM2 + GA2 + OF2 \quad \text{DONDE:}$$

T2 = SEGUNDA TARIFA

$$D2 = \frac{\text{VALOR DE ADQUISICIÓN} - \text{VALOR DE RESCATE} / 2}{\text{VIDA ÚTIL (MAS DE 6001 HORAS)}}$$

GM2 =  $D2 \times 0.61$

GA2 =  $D2 \times 0.91$

GF2 =  $D2 \times 0.45$

-----  
1.15

EN CONCLUSIÓN: SI  $D2 = 1$ , POR LO TANTO  $T2 = D2 \times 2.15$

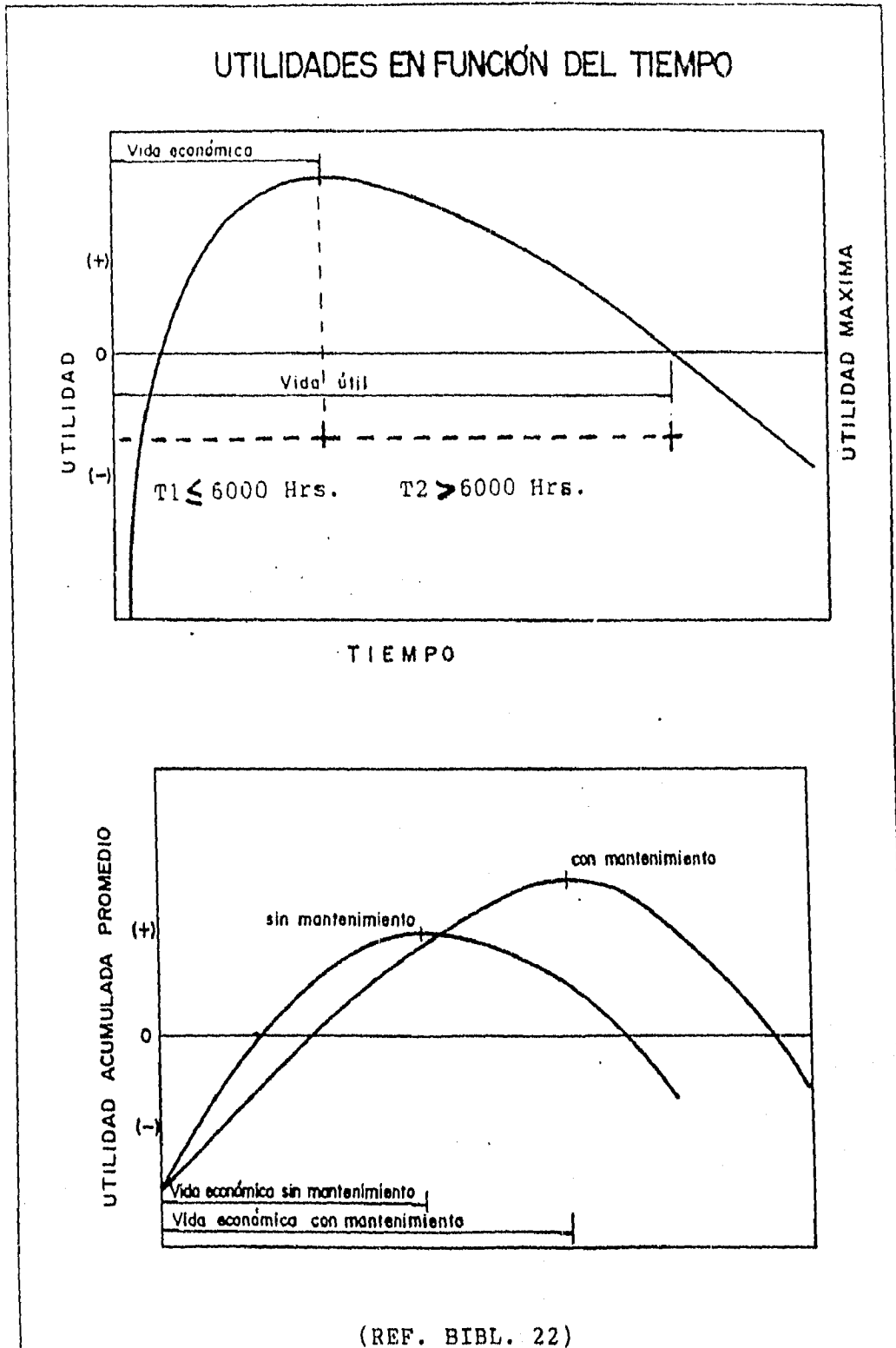


FIG. 4.20 GRÁFICAS DE VIDA ECONÓMICA DE MAQUINARIA.



## 4.2.2 INTEGRACIÓN DEL COSTO HORARIO.

LOS COSTOS HORARIOS EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN EN MÉXICO SE FIJA EN BASE A LAS REGLAS GENERALES PARA LA CONTRATACIÓN Y EJECUCIÓN DE OBRAS PÚBLICAS, EL CUAL SE DESCRIBE A CONTINUACIÓN.

EL CRITERIO PARA EL CÁLCULO DE PRECIOS UNITARIOS, SEGÚN LAS REGLAS GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS PÚBLICAS, DEBERÁ APEGARSE A LAS BASES Y LINEAMIENTOS ESTABLECIDOS EN LA LEY DE OBRAS PÚBLICAS Y SU REGLAMENTO (REF. 6).

A) CARGO DIRECTO POR MAQUINARIA. ES EL QUE SE DERIVA POR USO CORRECTO DE LAS MÁQUINAS ADECUADAS Y NECESARIAS PARA LA EJECUCIÓN DE LOS CONCEPTOS DE TRABAJO, SE INTEGRA POR CARGOS FIJOS, DE CONSUMO Y OPERACIÓN, CALCULADOS POR HORA EFECTIVA DE TRABAJO Y EN SU CASO, CON EL CARGO DE TRANSPORTE. EL COSTO DIRECTO DE LA MAQUINARIA SE COMPONE POR CARGOS FIJOS Y VARIABLES.

$$\text{EC. 4.3} \quad \text{C.D.M.} = \text{CARGOS FIJOS} + \text{CARGOS DE CONSUMO} + \text{CARGOS DE OPERACIÓN}$$

B) CARGO UNITARIO POR MÁQUINA. SE EXPRESA COMO EL COCIENTE DEL COSTO DIRECTO POR HORA MÁQUINA ENTRE EL RENDIMIENTO HORARIO DE DICHA MÁQUINA.

$$\text{EC. 4.4} \quad \text{CM} = \frac{\text{HMD}}{\text{RM}} \quad \text{DONDE:}$$

CM = CARGO UNITARIO POR MÁQUINA.

HMD = COSTO DIRECTO DE LA HORA MÁQUINA.

RM = RENDIMIENTO HORARIO.

C) CARGOS FIJOS. SON LOS CORRESPONDIENTES A DEPRECIACIÓN, INVERSIÓN, SEGUROS Y MANTENIMIENTO (PREVENTIVO) MAYOR Y MENOR.

I) CARGO POR DEPRECIACIÓN. ES EL QUE RESULTA POR LA DISMINUCIÓN DEL VALOR ORIGINAL DE LA MAQUINARIA, COMO CONSECUENCIA DE USO, DURANTE EL PERIODO DE SU VIDA ECONÓMICA. SE CONSIDERA UNA DEPRECIACIÓN LÍNEAL, ES DECIR, QUE LA MAQUINARIA SE DEPRECIA UNA CANTIDAD POR UNIDAD DE TIEMPO.

$$\text{EC. 4.5} \quad \text{D} = \frac{\text{VA} - \text{VR}}{\text{VE}} \quad \text{DONDE:}$$

VA = ES EL VALOR DE ADQUISICIÓN DE LA MÁQUINA.

VR = ES EL VALOR DE RESCATE DE LA MÁQUINA.

VE = ES LA VIDA ECONÓMICA DE LA MÁQUINA.

II) CARGO POR INVERSIÓN. ES EL CARGO EQUIVALENTE A LOS INTERESES DE CAPITAL INVERTIDO EN MAQUINARIA.

$$\text{EC. 4.6} \quad I = \frac{(VA + VR) I}{2 HA} \quad \text{DONDE:}$$

I = ES LA TASA DE INTERÉS ANUAL EN VIGOR, EXPRESADA EN DECIMALES.

VA Y VR = VALOR DE ADMINISTRACIÓN Y VALOR DE RESCATE.

HA = ES EL NÚMERO DE HORAS EFECTIVAS QUE LA MÁQUINA TRABAJA DURANTE EL AÑO.

III) CARGOS POR SEGUROS. ES EL CARGO NECESARIO PARA CUBRIR LOS RIESGOS A QUE ESTA SUJETA LA MAQUINARIA DE CONSTRUCCIÓN DURANTE SU VIDA ECONÓMICA, POR ACCIDENTES QUE SUFRA.

$$\text{EC. 4.7} \quad S = \frac{(VA + VR) S}{2 HA} \quad \text{DONDE:}$$

S = ES LA PRIMA ANUAL PROMEDIO, VALUADA Y EXPRESADA COMO FRACCIÓN.

VA, VR Y HA = REPRESENTAN LOS MISMOS VALORES ANUNCIADOS ANTERIORMENTE.

IV) CARGO POR MANTENIMIENTO MAYOR Y MENOR. ES EL QUE SE GENERA POR TODOS LOS GASTOS QUE SE TIENEN QUE EFECTUAR PARA CONSERVAR LA MAQUINARIA EN BUENAS CONDICIONES, Y DE ESTA MANERA TRABAJE CON UN RENDIMIENTO NORMAL U OPTIMO DURANTE SU VIDA ECONÓMICA; ÉSTE CONCEPTO INVOLUCRA TAMBIÉN LAS REPARACIONES EFECTUADAS EN CAMPO, ASÍ COMO, REFACCIONES Y RENOVACIONES QUE SE REQUIERAN EN SU REPARACIÓN.

DENTRO DEL MANTENIMIENTO MENOR SE CONSIDERAN TAMBIÉN TODOS LOS GASTOS NECESARIOS PARA EFECTUAR LOS AJUSTES RUTINARIOS, REPARACIONES Y SERVICIOS.

$$\text{EC. 4.8} \quad T = Q \times D \quad \text{DONDE:}$$

T = MANTENIMIENTO.

Q = ES EL COEFICIENTE TANTO PARA EL MANTENIMIENTO MAYOR COMO EL MENOR. SE CÁLCULA CON BASE EN LA EXPERIENCIA ESTADÍSTICA (VER TABLA 4.9).

D = ES LA DEPRECIACIÓN DE LA MÁQUINA CALCULADA DE ACUERDO A LOS CARGOS POR DEPRECIACIÓN (VER EC. 4.5).

D) CARGOS POR CONSUMO. SON LOS QUE SE DERIVAN DE LOS GASTOS QUE SE GENERAN POR EL USO DE COMBUSTIBLES U OTRAS FUENTES DE ENERGÍA, LUBRICANTES Y LLANTAS EN SU CASO.

I) CARGO POR COMBUSTIBLE. ES EL DERIVADO DE TODOS LOS GASTOS ORIGINADOS POR EL CONSUMO DE GASOLINA O DIESEL, PARA QUE LOS MOTORES PRODUZCAN LA ENERGÍA QUE UTILIZAN AL DESARROLLAR EL TRABAJO.

$$\text{EC. 4.9} \quad E = C \times PC \quad \text{DONDE:}$$

E = CONSUMO (DIESEL = 0.20 Lts x H.P. x COEF.OP./Hr ó GASOLINA = 0.24 Lts. ).

C = ES LA CANTIDAD DE COMBUSTIBLE NECESARIO POR HORA EFECTIVA DE TRABAJO. (POTENCIA DEL MOTOR EN HP x FACTOR DE OPERACIÓN x COEF. SEGÚN EXPERIENCIA Y TIPO DE COMBUSTIBLE).

PC = ES EL PRECIO DEL COMBUSTIBLE PUESTO EN LA MÁQUINA.

Q=1.0	Apisonadora Automovil Banda colocadora Barredora mecánica Bomba de agua * Bomba de concreto* Bomba de mortero * Caldera * Combi Compresor Criba	Equipo de Inyección * Equipo de Buceo Esparcidor Estabilizadora Finisher Grúa s/neumáticos* Grúa s/orugas * Malacate Perforadora * Planta de luz Pluma	Planta trituradora Planta concreto asfáltico Revolvedora Sand Blast Silo de 90 ton Silo de 50 ton Soldadora * Tanque almacén Vibrador neumático Vibrador eléctrico Vogue Wagon Drill
Q=0.9	Almeja guiada * Auto tanque cemento Autobus p/personal Caja de volteo Camión engrase * Camión revolvedor*	Cama baja * Camión c/grúa Camión de redilas Camión de volteo * Camión roquero Compresor XA-120 *	Petrolizadora Pick-up 1-1/2 ton Pipa * Tanque 40 m <sup>3</sup> Track-drill *
Q=0.8	Aplanadora de tres rodillos Compactador autopropulsado Compactador vibratorio Draga * Motoconformadora	Motoescropa Planta concreto Plataforma 30 ton * Retroexcavadora * Tractor c/Ripper Traxcavo *	
Q=0.75	Camión de redilas mediano		
Q=0.70	Retroexcavadora 555		
Q=0.50	Herramienta eléctrica de mano * Herramienta neumática		

\* EQUIPOS DE USO MAS COMÚN EN TRABAJOS DE CIMENTACIÓN

TABLA 4.9 COEFICIENTES DE MANTENIMIENTO (REF. 8),

II) CARGO POR OTRAS FUENTES DE ENERGÍA. CUANDO SE UTILICEN OTRAS FUENTES DE ENERGÍA DIFERENTES DE LOS COMBUSTIBLES SEÑALADOS EN EL PUNTO ANTERIOR, LA DETERMINACIÓN DEL CARGO DE LA ENERGÍA QUE SE CONSUMA REQUIERE DE UN ESTUDIO ESPECIAL EN CADA CASO.

III) CARGO POR LUBRICANTES. ES EL QUE SE ORIGINA POR GASTOS EN EL CONSUMO Y CAMBIOS PERIÓDICOS DE ACEITES, INCLUYE LAS EROGACIONES NECESARIAS PARA EL SUMINISTRO PUESTO EN MÁQUINA.

$$\text{EC. 4.10 } L = A \times PL$$

DONDE:

A = ES LA CANTIDAD DE ACEITE QUE SE NECESITA POR HORA EFECTIVA DE TRABAJO DE ACUERDO CON LAS CONDICIONES MEDIAS DE OPERACIÓN. SE DETERMINA POR LA CAPACIDAD DEL CÁRTER Y LOS TIEMPOS ENTRE CAMBIOS (C / 200 Hrs.) POR UN COEFICIENTE DE CONSUMO ESTADÍSTICO.

PL = ES EL PRECIO DEL ACEITE PUESTO EN LA MÁQUINA.

IV) CARGO POR LLANTAS. SE CONSIDERA ESTE CARGO SOLO PARA AQUELLA MAQUINARIA EN LA CUAL, AL CALCULAR SU DEPRECIACIÓN, SE HAYA DEDUCIDO EL VALOR DE LAS LLANTAS DEL VALOR DE LAS MISMAS.

$$\text{EC. 4.11 } LL = \frac{V.LL.}{HV}$$

DONDE:

VLL = ES EL VALOR DE ADQUISICIÓN DE LAS LLANTAS.

HV = SON LAS HORAS DE VIDA ECONÓMICA DE LAS LLANTAS, TOMANDO EN CUENTA LAS CONDICIONES DE TRABAJO IMPUESTAS A LAS MISMAS.

V) CARGO POR TRANSPORTE EXTRAORDINARIO. ES EL QUE SE GENERA POR LAS EROGACIONES NECESARIAS PARA TRASLADAR LA MAQUINARIA DE MANERA EXTRAORDINARIA (SIEMPRE Y CUANDO SEA AUTORIZADO).

VI) CARGO POR OPERACIÓN. SON LOS GASTOS QUE REALIZA EL CONTRATISTA POR CONCEPTO DE SALARIOS DEL PERSONAL ENCARGADO DE LA OPERACIÓN DE LA MAQUINARIA, POR HORA EFECTIVA DE LA MISMA.

$$\text{EC. 4.12 } O = \frac{SO}{M}$$

DONDE:

SO = SON LOS SALARIOS POR TURNO DEL PERSONAL NECESARIO PARA OPERAR LA MAQUINARIA, LOS SALARIOS DEBEN SER AFECTADOS POR EL FACTOR DE SALARIO REAL.

H = SON LAS HORAS EFECTIVAS DE TRABAJO QUE SE CONSIDEREN PARA LA MÁQUINA DENTRO DEL TURNO.

## 4.23 RENDIMIENTOS PROMEDIO-

EL EQUILIBRIO ENTRE LA PRODUCTIVIDAD Y LOS COSTOS DEPENDEN PRINCIPALMENTE DEL MÁXIMO RENDIMIENTO QUE DE LA MAQUINARIA SE PUEDA OBTENER, ES DECIR ALCANZAR LA PRODUCCIÓN DESEADA AL COSTO MAS BAJO POSIBLE, EL RENDIMIENTO SE DETERMINA POR LA SIGUIENTE ECUACIÓN.

$$\text{EC. 4.13 RENDIMIENTO} = \frac{\text{COSTO MÍNIMO X HR.}}{\text{MÁXIMA PRODUCTIVIDAD POSIBLE X HR.}}$$

TEORICAMENTE EL CÁLCULO DEL RENDIMIENTO EN MAQUINARIA PESADA, YA SEA PARA PERFORACIÓN O MOVIMIENTO DE TIERRAS SE BASA EN LAS CONDICIONES MISMAS DE ESTA, MAS UNA SERIE DE FACTORES TALES COMO:

A) CAPACIDAD DE LA HERRAMIENTA DE EXTRACCIÓN. DEPENDIENDO DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO, DEPENDERÁ TAMBIÉN DE LA HERRAMIENTA DE ATAQUE; EN ELEMENTOS COLADOS EN SITIO SE UTILIZAN HERRAMIENTAS DE ATAQUE CON EXTRACCIÓN DEL MATERIAL (VER SU CAPÍTULO 1.23).

B) TIPO DE MATERIAL. ESTE PUNTO ES MUY IMPORTANTE EN TRABAJOS DE PERFORACIÓN PARA CIMENTACIONES COLADAS EN EL LUGAR, YA QUE ES EL TIPO DE MATERIAL QUE SE TIENE QUE ATACAR, SIENDO ESTE EL QUE AFECTE Y DETERMINE EL CICLO BÁSICO DE TRABAJO. ESTOS MATERIALES PUEDEN SER SUELOS FINOS, GRUESOS O ROCA; Y LO IMPORTANTE NO ES CONOCER LA NATURALEZA DEL MATERIAL, SI NO SUS PROPIEDADES FÍSICAS O POR LO MENOS SUS CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES APROXIMADAS (TABLA 4.10) COMO: DENSIDAD, COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIÓN.

$$\text{EC. 4.14 F.C.E.} = \frac{\text{KG./M3 DEL MATERIAL SUELTO}}{\text{KG./M3 DEL MATERIAL EN BANCO}} \quad \text{DONDE:}$$

F.C.E. = FACTOR DE CONVERSIÓN DE EXPANSIÓN  
 % DE EXPANSIÓN =  $(1/\text{F.C.E.} - 1) \times 100 (\%)$

C) ÁNGULO DE GIRO. SE REFIERE AL MOVIMIENTO DE LA MÁQUINA PARA EL ATAQUE, LEVANTE Y DERRAME DEL MATERIAL QUE SE ESTÁ PERFORANDO, ASÍ COMO, DEL ESPACIO ENTRE MANIOBRAS.

D) HABILIDAD DEL OPERADOR. ESTE PUNTO ES BÁSICO PARA TENER UN BUEN RENDIMIENTO, YA QUE ESTE FACTOR ES EL QUE NOS PUEDE DETERMINAR UN CICLO MAS RÁPIDO.

E) EL CICLO ES LA SUMA DE TODOS LOS TIEMPOS (FIJOS Y VARIABLES) QUE REQUIERE UNA MÁQUINA PARA EJECUTAR LAS MANIOBRAS DE CARGA, ACARREO, DESCARGA Y RETORNO AL LUGAR DONDE SE INICIA EL CICLO.

I) TIEMPO FIJO. SON LOS INVERTIDOS EN AQUELLAS ACCIONES QUE AL SER REALIZADAS EN MÚLTIPLES OCASIONES TIENDEN A PRESENTAR UNA VARIACIÓN MÍNIMA: CARGAR, GIRAR, VACIAR Y RETORNAR.

II) TIEMPOS VARIABLES. ESTOS AL SER REALIZADOS PRESENTAN VARIACIÓN MUY DIFERENTE ENTRE UNO Y OTRO MOVIMIENTO: ACARREOS, REGRESO VACÍO Y ESTACIONADO.

F) RESUMEN. CON LOS PUNTOS VISTOS ANTERIORMENTE SE PUEDE DETERMINAR UN FACTOR DE RENDIMIENTO CON LA SIGUIENTE FÓRMULA.

$$\text{EC. 4.15 R} = \frac{V \times CA}{CC} \times \frac{60}{TC} \times E \quad \text{DONDE:}$$

E = FACTOR DE EFICIENCIA (DEL OPERADOR).

V = VOLUMEN NOMINAL DEL BOTE, BROCA Ó ALMEJA (M3).

CA = FACTOR DE LLENADO (%).

CC = FACTOR DE ABUNDAMIENTO DEL MATERIAL.

TC = TIEMPO DEL CICLO (T.F. + T.V.).

I) FACTOR DE EFICIENCIA DEL OPERADOR (E). QUEDA DETERMINADA EN BASE A LA EXPERIENCIA Y SE CALCULA POR LA SIGUIENTE FORMULA.

$E = \text{HABILIDAD DEL OPERADOR} \times \text{TRABAJO POR CICLO} \times \text{CONDICIONES DE ADMÓN. (TABLA 4.11)}$ .

LA HABILIDAD DEL OPERADOR PARTE DE LA OBSERVACIÓN Y SE DA PARA TRABAJO POR CICLO:

$\text{TRAB. x CICLO} = \# \text{ DE Hrs.} \times \text{TURNO} / \text{Hrs. DE TRABAJO EFECTIVAS} = 0.80 \times \text{TNO. 8Hrs.} = 0.90 \times \text{TNO. 12Hrs.}$

II) FACTOR DE ABUNDAMIENTO (CC). ES EL CAMBIO QUE SUFRE EL MATERIAL DE SU ESTADO NATURAL (EN BANCO) A SU EXTRACCIÓN (ABUNDADO), SE PUEDEN CONSULTAR LOS PORCENTAJES DE EXPANSIÓN EN LA TABLA 4.10.

III) TIEMPO DEL CICLO (TC). ESTE CONCEPTO ES LA SUMA DE LOS TPOS. FIJOS. Y TPOS. VARIABLES.

TABLA 4.10 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS APROXIMADAS DE LOS MATERIALES (REF. 8, 9 Y 22).

MATERIAL	KG / M3 EN BANCO	% DE EXPANSIÓN	FACTOR VOLUMET. DE CONVERSIÓN	KG / M3 ABUNDADO
ARCILLA EN EL BANCO	1750	40	0.72	1260
ARCILLA Y GRAVA SECAS	1270	40	0.72	915
ARCILLA Y GRAVA MOJADAS	1380	40	0.72	1000
GRAVA DE 51mm SECA	1680	12	0.89	1680
GRAVA DE 51mm MOJADA	2250	12	0.89	2000
SUELO COMÚN Y MARGA SECA	1550	25	0.80	1250
SUELO COMÚN Y MARGA MOJADA	2000	25	0.80	1600
MINERAL DE HIERRO	3280	33	0.75	2780
PIRITA	3040	33	0.75	2580
HEMÁTITA	2900	33	0.75	2465
ROCA CALIZA	2600	67	0.60	1550
ARENA SECA, SUELTA	1600	12	0.89	1440
ARENA HÚMEDA, COMPACTA	2070	12	0.89	1860
ARENISCA	2520	54	0.65	1500
CENIZA	--	45	0.69	575
ROCA TRAPENEADA, FRAGMENTADA	2620	65	0.61	1750

TABLA 4.11 FACTORES DE RENDIMIENTO DE TRABAJO EN FUNCIÓN DE LAS CONDICIONES DE OBRA Y DE LA CALIDAD DE ADMINISTRACIÓN.

CONDICIONES DE LA OBRA	CALIDAD DE LA ADMINISTRACIÓN O GESTIÓN			
	EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA
EXCELENTES	0.84	0.81	0.76	0.70
BUENAS	0.78	0.75	0.71	0.65
REGULARES	0.72	0.69	0.65	0.60
MALAS	0.63	0.61	0.57	0.52

## 4.2.4 CÁLCULO DE PRODUCCIÓN Y DEL COSTO HORARIO.

LA PRODUCCIÓN ES LA TASA POR HORA EN QUE SE MUEVE EL MATERIAL, HAY VARIAS UNIDADES PARA EVALUARLA:

PRODUCCIÓN	
MATERIAL	UNIDAD
M3 DE MATERIAL EN BANCO	M3 EN BCO.
M3 DE MATERIAL SUELTO	M3 SUELTO
M3 DE MATERIAL COMPACTADO	M3 COMP.

EN LA MAYORÍA DE LOS TRABAJOS DE MOVIMIENTOS DE TIERRA, TRASLADO DE TIERRA Y EXCAVACIONES, LA PRODUCCIÓN SE CALCULA MULTIPLICANDO LA CANTIDAD DE MATERIAL MOVIDO EN CADA CICLO POR EL NÚMERO DE CICLOS EN UNA HORA.

$$EC \ 4.16 \quad \text{PRODUCCIÓN} = \text{CARGA} / \text{CICLO} / \text{Hrs.}$$

LA CARGA SE DETERMINA DE LA SIGUIENTES MANERAS:

- 1) PESÁNDOLA (POR BÁSCULA, PRUEBAS DE CAMPO O LABORATORIO).
- 2) POR MEDIO DE ESTIMACIONES (EN TABLAS DE VALORES PREVIOS).
- 3) MEDIANTE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE CORTE O RELLENO (TOPOGRÁFICAMENTE).

SOLO SE DETERMINA EL MÉTODO DE PESAR LA CARGA, YA QUE ES EL MAS EXACTO. ES NECESARIO PESAR EL NÚMERO SUFICIENTE DE CARGAS PARA OBTENER UN VALOR PROMEDIO CONFIABLE.

EL PESO DE TOTAL DE LA MÁQUINA ES LA SUMA DE LOS PESOS PARCIALES SOBRE LAS RUEDAS O EJE. PARA DETERMINAR EL PESO DE LA CARGA, SE RESTA EL PESO DEL VEHÍCULO DEL PESO VACÍO.

$$\text{PESO DE LA CARGA} = \text{PESO BRUTO DEL VEHÍCULO} - \text{PESO DEL VEHÍCULO VACÍO}$$

PARA DETERMINAR EL VOLUMEN EN METROS CÚBICOS EN BANCO DEL MATERIAL QUE ACARREA UNA MÁQUINA, SE DIVIDE EL PESO DE LA CARGA POR LA DENSIDAD DEL MATERIAL EN BANCO.

$$EC. \ 4.17 \quad M^3 \text{ EN BCO.} = \frac{\text{PESO DE LA CARGA}}{\text{DENSIDAD EN BANCO}}$$

EL NÚMERO DE VIAJES POR HORA Y DE METROS CÚBICOS POR VIAJE DETERMINAN LA PRODUCCIÓN DE UN EQUIPO DE REMOCIÓN DE TIERRA. EN ESTE CASO, PERFORADORAS O ALMEJAS GUIADAS.

LA PRODUCCIÓN LUCRATIVA EXIGE MOVER GRANDES VOLÚMENES DE MATERIAL AL MENOR COSTO POSIBLE (UNO DE LOS PRINCIPALES CONCEPTOS DE LA ECONOMÍA ACTUAL). UNA VEZ ESTABLECIDO EL TIEMPO DE DURACIÓN DEL CICLO CALCULANDO EL TIEMPO FIJO Y EL TIEMPO VARIABLE, ES FÁCIL DETERMINAR EL NÚMERO DE VIAJES POR HORA.

$$\text{CICLOS POR HORA} = \frac{60 \text{ MINUTOS}}{\text{TIEMPO DEL CICLO EN MINUTOS}}$$

AL DETERMINAR LA PRODUCCIÓN, EL FACTOR DE EFICIENCIA EN EL TRABAJO, ES EL USO DE LOS ELEMENTOS MAS COMPLICADOS. LA PRODUCCIÓN TAMBIÉN DEPENDE DE LOS FACTORES HUMANOS, DE PARTE DE LA ADMINISTRACIÓN Y DE LOS OPERADORES; PUES INVOLUCRA CONCEPTOS TALES COMO : LA EXPERIENCIA, LA DEDICACIÓN Y LA HABILIDAD (VISTOS EN EL SUBCAPÍTULO 4.2.3).

EXISTEN TAMBIÉN OTRAS CAUSAS, ENTRE LAS CUALES PODRÍAMOS MENCIONAR EL TIEMPO ATMOSFÉRICO, LAS FALLAS DE LA MÁQUINA Y EL GRADO DE DISPONIBILIDAD DE REPUESTOS O REFACCIONES, ADEMÁS DE LA PRONTA ATENCIÓN TÉCNICA. OTRA MANERA ESTIMAR LA PRODUCCIÓN ES POR:

$$\text{PRODUCCIÓN (M3)} = \text{PRODUCCIÓN MÁXIMA} \times \text{FACTOR DE EFICIENCIA DEL TRABAJO} \times \text{ARCO DE GIRO} \times \text{FACTOR DE PROFUNDIDAD}$$

$$\text{PRODUCCIÓN} \div \text{HR.} = \text{CARGA DEL CUCHARÓN} \times \text{CICLO} \times (\text{NÚMERO DE CICLOS} \div \text{1HR.})$$

A) EJEMPLO PRÁCTICO. EXCAVACIÓN DE ZANJA CON EQUIPO GUIADO CASAGRANDE, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE MURO ADEME (MURO MILÁN). EN ESTE EJEMPLO, EL VALOR DEL EQUIPO SON SUPUESTOS.

I) ELABORACIÓN DEL CICLO TEÓRICO DE EXCAVACIÓN.

a) BAJADA DE LA ALMEJA EN LA ZANJA	15 Seg.
b) ATAQUE DEL MATERIAL	10 Seg.
c) SUBIDA DE LA ALMEJA	15 Seg.
d) ESCURRIMIENTO DEL LODO	05 Seg.
e) DESCARGA DE LA ALMEJA Y REGRESO	15 Seg.
	-----
TIEMPO TOTAL DEL CICLO	60 Seg.

II) ESTIMACIÓN DEL RENDIMIENTO.

- a) VOLUMEN DE LA ALMEJA. ESTA TIENE UNA CAPACIDAD DE 0.76M<sup>3</sup> Y EN CADA BOTAZO SACA EL 80% DE SU CAPACIDAD.  
 b) RENDIMIENTO HORARIO = [ (3600Seg./1Hr) + 60Seg. ] x 0.76 M<sup>3</sup> x 0.80(%) = 36.48 M<sup>3</sup>/Hr.  
 c) VOLUMEN A EXCAVAR DE UNA FRANJA = 2.5M (L) x 18.25M (PROF.) x 0.66M(A) = 26.81 M<sup>3</sup>  
 d) TIEMPO DE EXCAVACIÓN DE UNA FRANJA = [ 26.81 M<sup>3</sup> / 36.48 M<sup>3</sup>/Hr. ] x 60Min. = 44 Min.

III) ELABORACIÓN DEL CICLO TEÓRICO DE EXCAVACIÓN COMPLETO (UNA DE LAS TRES POSICIONES DEL TABLERO DE MURO Y SUS MOVIMIENTOS DE MAQUINARIA). ESTE SE COMPONE DE LOS SIGUIENTES MOVIMIENTOS DEL EQUIPO CON SU TIEMPO:

a) TRÁNSITO ENTRE TABLEROS	10 Min.
b) ALINEACIÓN Y PLOMEÓ DEL EQUIPO	03 Min.
c) EXCAVACIÓN DE UNA FRANJA	44 Min.
	-----
TIEMPO TOTAL DEL CICLO	57 Min.

IV) CARGO POR EQUIPO (LOS ANÁLISIS DE COSTO HORARIO SE MUESTRAN MAS ADELANTE):

DRAGA LS - 108 B	C.H.	→	\$351.35
EQUIPO GUIADO CASAGRANDE KRC2/28	C.H.	→	\$597.10
BOMBA DE LODOS JEAGER	C.H.	→	\$58.38
			-----
		TOTAL	\$1006.83 / Hr.

$$\text{CARGO EQUIPO} = [ 57 \text{ Min.} \times \$1006.83 / \text{Hr.} ] + [ 60 \text{ Min.} \times 0.65 \times 26.81 \text{ M}^3 ] = \$ 54.89 / \text{M}^3$$

SE TOMO 0.65 COMO COEFICIENTE DE OBRA (VER TABLA 4.11).



## V) CARGO POR MANO DE OBRA:

- a) CABO DE MANIOBRAS PESADAS PARA CONTROLAR PERSONAL Y EQUIPO.  
 b) SONDEADOR CONTROLANDO LA PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACIÓN.  
 c) AYUDANTES PARA GUIAR LAS PIPAS Y LIMPIAR ESCURRIMIENTOS.

## CARGO POR MANO DE OBRA:

1 CABO DE PRIMERA	\$120.00	1 TURNO	\$120.00
3 AYUDANTES	\$60.00	1 TURNO	\$180.00
			-----
			\$300.00 / TURNO

$$\text{CTO. H. POR M. DE O.} = [57 \text{ Min.} \times \$300.00 / \text{Tno.}] + [6.70 \text{ Hrs.} / \text{Tno.} \times 60 \text{ Min.} \times 26.81 \text{ M}^3 \times 0.65]$$

$$= \$2.40 / \text{M}^3$$

## VI) COSTO TOTAL DE EXCAVACIÓN = CTO. EQUIPO + CTO. M.O.

$$\text{CTO. TOTAL} = \$54.89 / \text{M}^3 + \$2.40 / \text{M}^3$$

$$= \$57.29 / \text{M}^3$$

COSTO HORARIO : 01 - DRAGA LINK BELT MODELO LS-108 B			
<b>DATOS GENERALES:</b>		HRS. EFECTIVAS DE VIDA	10,000
V. DE MÁQUINA : 1,000,000		VIDA ECONÓMICA (AÑOS)	4
V. DE HERRAMIENTA : 250,000		HRS. POR AÑO:	2,500
V. VALOR INICIAL: 1,250,000		MOTDR A DIESEL: G.M. - V853 DE 250 H.P.	
V. DE RESCATE (10%) 125,000		FACTOR DE OPERACIÓN:	0.80
TASA DE INTERÉS = 12%		FACTOR DE MANTENIMIENTO:	1.0
		POTENCIA DE OPERACIÓN:	175
<b>I) CARGOS FIJOS: COSTO POR HORA</b>			
a) DEPRECIACIÓN [ D = (Va - Vr) / Ve ] = (1250000 - 125000) / 10000		ACTIVA	112.50
b) INVERSIÓN [ I = (Va + Vr) / (2Ha) x I ] = [ (1250000 + 125000) / (2 x 2500) x (0.12) ]		INACTIVA	112.50
c) SEGUROS [ S = (Va + Vr) / (2Ha) x S ] = [ (1250000 + 125000) / (2 x 2500) x (0.03) ]			8.25
d) MANTENIMIENTO [ M = Q x D ] = 1.00 x 112.50			112.50
	SUMA DE CARGOS FIJOS →		\$266.25
<b>II) CONSUMOS: COSTO POR HORA</b>			
a) DIESEL E = 0.20 x 175 x \$1.00			35.00
b) LUBRICANTES:			
CAPACIDAD DEL CARTER 28Lts.			
CAMBIOS DE ACEITE 100Hrs.			
= (28/100) + (0.0035 x 175) = 0.90 Lts. / Hra			
= (0.90Lts / Hra) x (\$10.00 / Lt.)			
	SUMA CONSUMOS →		\$44.00
<b>III) CONSUMO POR OPERACIÓN</b>			
SALARIOS:			
OPERADOR = 150.00			
AYUDANTE = 80.00			
8Hrs. x 0.70 = 5.60 Hrs.			
= (150.00 + 80.00) + 5.60Hrs.			
	SUMA OPERACIÓN →		\$41.10
<b>COSTO DIRECTO - HORA MÁQUINA →</b>			
			\$351.35
			\$266.25

COSTO HORARIO : 02 - EQUIPO GUIADO CASAGRANDE KRC2/28			
<b>DATOS GENERALES:</b>		HRS. EFECTIVAS DE VIDA	10,000
V. DE MÁQUINA:	2,000,000	VIDA ECONÓMICA (AÑOS)	4
V. DE HERRAMIENTA:	450,000	HRS. POR AÑO:	2,500
V. VALOR INICIAL:	2,450,000	MOTOR A DIESEL:	G.M. - 653 DE 200 H.P
V. DE RESCATE (10%)	245,000	FACTOR DE OPERACIÓN:	0.80
TASA DE INTERÉS = 12%		FACTOR DE MANTENIMIENTO:	1.0
		POTENCIA DE OPERACIÓN:	140
<b>I) CARGOS FIJOS: COSTO POR HORA</b>		<b>ACTIVA</b>	<b>INACTIVA</b>
a) DEPRECIACIÓN [ $D = (V_a - V_r) / V_e$ ] = (2450000 - 245000) / 10000		220.50	220.50
b) INVERSIÓN [ $I = (V_a + V_r) / (2Ha) \times I$ ] = [ (1250000 + 125000) / (2 x 2500) x (0.12) ]		64.68	64.68
c) SEGUROS [ $S = (V_a + V_r) / (2Ha) \times S$ ] = [ (1250000 + 125000) / (2 x 2500) x (0.03) ]		16.17	16.17
d) MANTENIMIENTO [ $M = Q \times D$ ] = 1.00 x 220.50		220.50	220.50
SUMA DE CARGOS FIJOS →		\$521.85	\$521.85
<b>II) CONSUMOS: COSTO POR HORA</b>			
a) DIESEL $E = 0.20 \times 140 \times \$1.00$		28.00	
b) LUBRICANTES:			
CAPACIDAD DEL CARTER 28Lts.			
CAMBIOS DE ACEITE 100Hrs.			
= ( 28 / 100 ) + ( 0.0030 x 140 ) = 0.70 Lts. / Hra		7.00	
= ( 0.70Lts / Hra ) x ( \$10.00 / Lt. )			
SUMA CONSUMOS →		\$35.00	
<b>III) CONSUMO POR OPERACIÓN</b>			
SALARIOS:			
OPERADOR = 150.00			
AYUDANTE = 80.00			
8Hrs. x 0.70 = 5.60 Hrs.			
= ( 150.00 + 80.00 ) + 5.60Hrs.			
SUMA OPERACIÓN →		\$41.10	
<b>COSTO DIRECTO - HORA MÁQUINA →</b>		<b>\$697.10</b>	<b>\$521.85</b>

COSTO HORARIO : 03 - BOMBA DE LODOS JEAGER PARA SÓLIDOS DE 1/4" MOTOR A DIESEL.			
<b>DATOS GENERALES:</b>		HRS. EFECTIVAS DE VIDA	3,600
V. DE MÁQUINA:	50,000	VIDA ECONÓMICA (AÑOS)	3
V. DE HERRAMIENTA:	2,000	HRS. POR AÑO:	1,200
V. VALOR INICIAL:	52,000	MOTOR A DIESEL:	KHOLLER DE 15 H.P.
V. DE RESCATE (10%)	5,200	FACTOR DE OPERACIÓN:	0.80
TASA DE INTERÉS = 12%		FACTOR DE MANTENIMIENTO:	1.0
		POTENCIA DE OPERACIÓN:	12 HP
<b>I) CARGOS FIJOS: COSTO POR HORA</b>		<b>ACTIVA</b>	<b>INACTIVA</b>
a) DEPRECIACIÓN [ $D = (V_a - V_r) / V_e$ ] = (52000 - 5200) / 3600		13.00	13.00
b) INVERSIÓN [ $I = (V_a + V_r) / (2Ha) \times I$ ] = [ (52000 + 5200) / (2 x 1200) x (0.12) ]		2.86	2.86
c) SEGUROS [ $S = (V_a + V_r) / (2Ha) \times S$ ] = [ (1250000 + 125000) / (2 x 2500) x (0.03) ]		0.72	0.72
d) MANTENIMIENTO [ $M = Q \times D$ ] = 1.00 x 13.00		13.00	13.00
SUMA DE CARGOS FIJOS →		\$29.58	\$29.58
<b>II) CONSUMOS: COSTO POR HORA</b>			
a) DIESEL $E = 0.20 \times 12 \times \$1.00$		2.40	
b) LUBRICANTES:			
CAPACIDAD DEL CARTER 8 Lts.			
CAMBIOS DE ACEITE 75 Hrs.			
= ( 8 / 75 ) + ( 0.0030 x 12 ) = 0.14 Lts. / Hra		1.40	
= ( 0.14Lts / Hra ) x ( \$10.00 / Lt. )			
SUMA CONSUMOS →		\$3.80	
<b>III) CONSUMO POR OPERACIÓN</b>			
SALARIOS:			
OPERADOR = 90.00			
AYUDANTE = 50.00			
8Hrs. x 0.70 = 5.60 Hrs.			
= ( 90.00 + 50.00 ) + 5.60Hrs.			
SUMA OPERACIÓN →		\$25.00	
<b>COSTO DIRECTO - HORA MÁQUINA →</b>		<b>\$58.38</b>	<b>\$29.58</b>

## 4.2.5 CONTROL DE COSTOS DE MAQUINARIA EN OBRA.

A) GENERALIDADES DE COSTOS. TODA OBRA DEBE DE CONTROLAR LOS COSTOS HORARIOS A LO LARGO DE UN MES Y EL COSTO PROMEDIO ACUMULADO DE TODO EL EQUIPO MAYOR EXISTENTE EN OBRA, EN UNA FECHA FIJADA DE ANTEMANO (POR MEDIO DEL UN PROFORMA ANUAL), DE CADA UNA DE LAS MÁQUINAS MAYORES; INDEPENDIEMENTE DE QUE SE ENCUENTREN TRABAJANDO, DISPONIBLES PARA TRABAJAR (EN TALLER O ALMACÉN) O EN REPARACIÓN.

B) COSTOS DE EQUIPO MAYOR. SE DEBE REGISTRAR TODOS LOS MOVIMIENTOS CONTABLES QUE AFECTA DIRECTAMENTE EN EL COSTO DE LOS CONCEPTOS QUE SE EXPLICAN MAS ADELANTE (OPERACIÓN, CONSUMO, ELEMENTOS DE DESGASTE, MANTENIMIENTO, RENTAS Y LLANTAS). AL FINAL DEL MES SE DETERMINA EL COSTO TOTAL MENSUAL QUE GENERO LA MAQUINARIA EN CADA UNO DE LOS CONCEPTOS INDICADOS.

SE CALCULAN ENTONCES LOS COSTOS HORARIOS EN EL MES DIVIDIENDO EL COSTO TOTAL MENSUAL POR MÁQUINA, ENTRE EL NÚMERO DE HORAS TRABAJADAS EN EL MES. ASÍ COMO EL COSTO HORARIO PROMEDIO ACUMULADO. EL COSTO DEL TALLER MECÁNICO DE LLEVA POR SEPARADO, INDEPENDIEMENTE DE LOS COSTOS ANTERIORES QUE INCLUYEN TODOS LOS COSTOS INDIRECTOS ORIGINADOS POR LA ACTIVIDAD MECÁNICA DE LA OBRA, INCLUYENDO LOS COSTOS DE REFACCIONES Y MATERIALES QUE NO PUEDEN CARGARSE DIRECTAMENTE A UNA MÁQUINA.

C) CONCEPTOS Y DETERMINACIÓN DEL COSTO. LOS COSTOS DEL EQUIPO MAYOR SE DIVIDEN EN LOS SIGUIENTES CONCEPTOS:

- I) OPERACIÓN.
- II) CONSUMO.
- III) ELEMENTOS DE DESGASTE (DE SUSTITUCIÓN FRECUENTE).
- IV) MANTENIMIENTO PREVENTIVO MENOR.
- V) RENTAS.
- VI) LLANTAS.
- VII) TALLER MECÁNICO.
  - a) MANO DE OBRA.
  - b) EQUIPO AUXILIAR Y HERRAMIENTA.
  - c) MANTENIMIENTO (TALLER MECÁNICO).

## C.1) DEFINICIÓN DE LOS CONCEPTOS DE COSTOS:

I) OPERACIÓN. COSTO TOTAL DE LAS EROGACIONES QUE SE HACEN POR CONCEPTOS DE PAGO DE SALARIOS AL PERSONAL ENCARGADO DE LA OPERACIÓN DEL EQUIPO; SE DETERMINA EN BASE A LA LISTA DE RAYA, TANTO DE OPERADORES COMO DE AYUDANTES.

II) CONSUMOS. CARGOS ORIGINADOS POR:

- a) COMBUSTIBLE O CUALQUIER FUENTE DE ENERGÍA.
- b) REFACCIONES, FILTROS Y LUBRICANTES EN GENERAL.

ÉSTOS SON CONTROLADOS POR EL ALMACÉN, LLEVANDO SU CONTROL MEDIANTE VALES DE SALIDA, SE DETERMINAN EN BASE AL REPORTE DE CARGOS QUE EL ALMACÉN REALIZA AL TERMINO DEL MES. LOS VALES DEBEN DE TENER LA DESCRIPCIÓN DE LA PIEZA, NÚMERO DE PARTE, No. ECONÓMICO DE LA MÁQUINA DONDE SE VA HA UTILIZAR Y EL CARGO DE ACUERDO AL CATÁLOGO DE CUENTAS DE LA OBRA.

III) ELEMENTOS DE DESGASTE. ESTE CARGO ES DE LA SUSTITUCIÓN DE ELEMENTOS VARIOS COMO: BALATAS, POLEAS, CUCHILLAS, GAVILANES, DIENTES PARA BOTES, CABLES DE ACERO, ETC.

IV) MANTENIMIENTO PREVENTIVO MENOR. SON LOS GASTOS OCASIONADOS POR MATERIALES Y REFACCIONES NECESARIOS PARA LLEVAR ACABO TODAS LAS OPERACIONES DE RUTINA, SERVICIOS Y MANTENIMIENTO QUE SE REQUIERE PARA CONSERVAR EN CONDICIONES DE TRABAJO A LAS MÁQUINAS, DURANTE SU VIDA ÚTIL. LOS CUALES NO ESTÁN CONSIDERADOS EN EL PUNTO ANTERIOR. SE CONTROLAN Y DETERMINAN DE IGUAL MANERA QUE LOS CONSUMOS, POR MEDIO DEL VALE DE SALIDA DE ALMACÉN.

V) RENTAS. SE DETERMINA CON EL CARGO DE RENTAS DE CONTROL DE MAQUINARIA (T1 Y T2 DESCRITAS EN EL SUBCAPÍTULO 4.2.1) ENVIADA A LA(S) OBRA(S), EN BASE A LAS HORAS TRABAJADAS Y REPORTADAS PARA CADA EQUIPO MAYOR (MENSUALMENTE).

VI) LLANTAS. EL COSTO SE INTEGRA POR LOS SIGUIENTES CONCEPTOS:

a) AMORTIZACIÓN. CARGO POR LA DISMINUCIÓN DEL VALOR ORIGINAL DE LAS LLANTAS, COMO CONSECUENCIA DEL USO.

AMORTIZACIÓN HORARIA = (VALOR DE ADQUISICIÓN) ÷ (VIDA ECON. DE LA LLANTA EN Hrs)

b) COSTO DE OPERACIÓN. ES EL CARGO POR EL VALOR DE CÁMARAS, VÁLVULAS, CORBATAS, TAPONES, SELLOS, BIRLOS PARA MASAS DE RUEDAS Y TODAS LAS REFACCIONES, MATERIALES Y EQUIPO AUXILIAR NECESARIO PARA HACER LAS REPARACIONES DE LA LLANTAS; EL VALOR DE LAS LLANTAS SE CARGA INTEGRAMENTE A LA PRIMER OBRA DONDE SE ENVÍA EL EQUIPO, PREVIO AVALUÓ DEL PERSONAL EN OBRA.

VII) TALLER MECÁNICO:

a) MAÑO DE OBRA. SE DETERMINA DE IGUAL FORMA QUE EL COSTO DE OPERACIÓN, SE INCLUYE EN ESTE CONCEPTO AL PERSONAL QUE TRABAJA EN EL DEPARTAMENTO DE MAQUINARIA DE LA OBRA Y CUYO SUELDO NO SE PUEDE CARGAR A NINGUNA MÁQUINA, SE INCLUYE EN ESTE COSTO LOS TIEMPOS EXTRAS, Y LAS BONIFICACIONES (NO LOS GASTOS GENERALES) COMO SON: SALARIOS DE INGENIEROS MECÁNICOS Y AUXILIARES TÉCNICOS.

b) EQUIPO AUXILIAR Y HERRAMIENTAS. EL COSTO ORIGINADO POR LAS RENTAS DE EQUIPO AUXILIAR, REFACCIONES, MATERIALES, COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES NECESARIOS PARA MANTENER EN CONDICIONES DE TRABAJO EL EQUIPO AUXILIAR Y VEHÍCULOS AL SERVICIO DEL TALLER MECÁNICO. SE CONSIDERA TAMBIÉN EN ESTA PARTE, EL COSTO OCASIONADO POR LA AMORTIZACIÓN DE LA HERRAMIENTA AL SERVICIO DEL TALLER.

c) MANTENIMIENTO (TALLER MECÁNICO), COSTO DE MATERIALES. LOS MATERIALES QUE NO SE PUEDEN CARGAR DIRECTAMENTE A UNA MÁQUINA O GRUPO DE MÁQUINAS (MATERIALES DIVERSOS PARA DIVERSOS USOS); EL PRORRATEO DEL TALLER MECÁNICO (EL COSTO INDIRECTO DEL TALLER MECÁNICO, ES LA SUMA DE LOS TRES CONCEPTOS ANTERIORES). SE DIVIDE EL COSTO TOTAL EN DOS PARTES, UNA CORRESPONDIENTE A TODO EL EQUIPO MENOR Y VEHÍCULOS, Y LA OTRA PARTE A TODO EL EQUIPO MAYOR.

C.2) APLICACIONES CONTABLES DE LOS COSTOS. EN TODA OBRA LOS COSTOS DE MAQUINARIA SE LLEVAN EN UNA CUENTA PUENTE, QUE SE APLICA A LAS DIFERENTES CUENTAS DE CONSTRUCCIÓN AL FINAL DE CADA MES.

LOS COSTOS DE CADA MÁQUINA MAYOR SE CARGA AL FRENTE O FRENTE DE TRABAJO CORRESPONDIENTES, MULTIPLICANDO EL NÚMERO DE HORAS TRABAJADAS POR CADA MÁQUINA EN CADA FRENTE DE TRABAJO POR SU COSTO HORARIO TOTAL DE ESTA MÁQUINA EN EL MES.

D) TOMA DE DECISIONES. LA TOMA DE DECISIONES ES LA CULMINACIÓN DE UN PROCESO ANALÍTICO QUE NOS PERMITE HACER EL MEJOR USO DE NUESTROS RECURSOS. LAS DECISIONES PUEDEN PROGRAMARSE DE TAL MODO QUE PUEDEN TOMARSE AUTOMÁTICAMENTE MEDIANTE REGLAS DE DECISIÓN, PERO ESTO ES VALIDO SOLO EN ACTIVIDADES DE RUTINA, PERO TAMBIÉN EXISTEN OTRO TIPO DE DECISIONES COMO:

DECISIONES			
AUTOMÁTICAS:	SEMIAUTOMÁTICAS:	DE CRITERIO:	ESPECIALES:
CUENTAS POR PAGAR	ALMACENES	NUEVOS PRODUCTOS	POLÍTICAS
EMBARQUES	PRECIOS	PRESUPUESTOS.	EXPANSIÓN.
NOMINAS.	CAPACITACIÓN	CONTRATOS.	OBJETIVOS PRINCIPALES

D.1) EJEMPLO PRÁCTICO DE UN ANÁLISIS CUANTITATIVO. EN EL SIGUIENTE CUADRO SE MUESTRA UN PROBLEMA QUE SE LE PRESENTA FRECUENTEMENTE A UN SUPERINTENDENTE O GERENTE DE CONSTRUCCIÓN Y QUE CONSISTE EN LA ADQUISICIÓN DE DETERMINADA MÁQUINA DE CONSTRUCCIÓN ENTRE DOS DE DISTINTA MARCA, SIN EMBARGO, DE IGUALES CARACTERÍSTICAS Y MISMO RENDIMIENTO, PERO DE DISTINTOS PRECIOS Y SOPORTE DE SERVICIO.

MARCA	A	B
PRECIO	\$ 1'500,000 .00	\$ 2'000,000 .00
PROBABILIDAD DE BUEN SERVICIO	30%	90%
PROBABILIDAD DE MAL SERVICIO	70%	10%
RENDIMIENTO SI BUEN SERVICIO	2'500,000 .00	2'500,000 .00
RENDIMIENTO SI MAL SERVICIO	750,000 .00	750,000 .00

PROBLEMA: DECIDIR ENTRE DOS MÁQUINAS DE PERFORACIÓN DE IGUALES CARACTERÍSTICAS, MISMOS RENDIMIENTOS, PERO DISTINTO PRECIO Y DISTINTO SOPORTE TÉCNICO DE SERVICIOS.

TOMA DE DECISIONES (EJEMPLO)	MARCA (A) 1'500,000.00	BUEN SERVICIO PROB. 30%	2'500,00.00
		MAL SERVICIO PROB. 70%	750,000.00
	MARCA (B) 2'000,000.00	BUEN SERVICIO PROB. 90%	2'500,000.00
		MAL SERVICIO PROB. 10%	750,000.00

$$\text{MARCA (A)} = (\$2'500 \times 30\%) + (\$750 \times 70\%) - \$1'500 = (-) \$225$$

$$\text{MARCA (B)} = (\$2'500 \times 90\%) + (\$750 \times 10\%) - \$2'000 = (+) \$325$$

VAMOS A ANALIZAR EL RESULTADO CON LA ALTERNATIVA (A):

EL PROMEDIO DE RENDIMIENTO SERÁ  $\$2'500 \times 30\% + 750 \times 70\%$  PERO A ESTE RESULTADO DEBEREMOS RESTARLE LA INVERSIÓN QUE HICIMOS EN LA MÁQUINA, O SEA 1,500; LO QUE NOS ARROJA UN RESULTADO DE (-) \$225.

ANÁLISIS DE LA ALTERNATIVA (B):

SE ANALIZA DE LA MISMA MANERA QUE LA ALTERNATIVA (A) Y NOS ARROJA UN RESULTADO DE (+)\$325. POR LO TANTO, LA ALTERNATIVA SERÁ ADQUIRIR LA MÁQUINA (B).

#### 4.3 PROGRAMA DE MANTENIMIENTO.

PARA QUE LA MAQUINARIA PESADA O MAYOR SEA EFICAZ DEBE DE FUNCIONAR EN LA FORMA PARA LA QUE FUE DISEÑADA, TENIENDO COMO JUSTIFICACIÓN LA INVERSIÓN REALIZADA (EN CASO DE CONTAR CON MAQUINARIA PROPIA). DE ESTA MANERA QUEDA CLARO QUE, AL NO TRABAJAR UN EQUIPO, NO SOLO PIERDE DINERO QUE DEJA DE GENERAR, SINO QUE, SU PARO POR DESCOMPOSTURA, RESULTA MUY COSTOSO SI SE TOMA EN CUENTA AL PERSONAL Y MAQUINARIA QUE SE ENCUENTRAN INTERRELACIONADOS CON DICHA MÁQUINA. DE LO DICHO ANTERIORMENTE SE DESPRENDE LA NECESIDAD DE MANTENER EL EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN EN BUENAS CONDICIONES DE TRABAJO, LO CUAL CONSTITUYE EL BUEN PROPÓSITO DEL BUEN MANTENIMIENTO (REF. 22). EL MANTENIMIENTO PARTE DEL ACUERDO GENERAL ENTRE LOS FABRICANTES DE EQUIPO, PROPIETARIOS Y USUARIOS QUE, PARA LOGRAR EL MÍNIMO COSTO DE MANTENIMIENTO, SE REQUIERE UN PROGRAMA DE CUIDADO Y MANTENIMIENTO REGULARES PARA CADA EQUIPO. A UN PROGRAMA DE ESTE TIPO SE LE LLAMA MANTENIMIENTO PREVENTIVO.

##### 4.3.1 MANTENIMIENTO PREVENTIVO MENOR.

SE LE LLAMA MANTENIMIENTO MENOR A LA SERIE DE TRABAJOS ENFOCADOS A CONSERVAR LA MAQUINARIA EN CONDICIONES DE TRABAJO OPTIMO, PERO DICHS TRABAJOS PREVENTIVOS PUEDEN REALIZARSE DENTRO DE LA OBRA, SIN QUE ESTO GENE TIEMPOS OCIOSOS PROLONGADOS.

LOS PROCEDIMIENTOS PARA EFECTUAR ACTIVIDADES DE MANTENIMIENTO ESTÁN ESTABLECIDAS POR EL FABRICANTE O DEL INGENIERO RESPONSABLE DE MAQUINARIA (ESTE DEBE DE CONTAR CON LA EXPERIENCIA NECESARIA). POR MEDIOS ESTADÍSTICOS Y DE DIAGNOSTICO SE DETERMINA QUE EL MANTENIMIENTO MENOR DEBE DE REALIZARSE DE MANERA PROGRAMADA, EN PERIODOS DE:

A) MANTENIMIENTO PREVENTIVO MENOR DE LAS 10 HRS. ESTE SE PROGRAMA SEMANALMENTE DE ACUERDO AL NÚMERO DE MAQUINAS CON LAS QUE CUENTE EN OBRA, Y SU REALIZACIÓN CONSISTE EN APLICAR CON CALIDAD, LAS RECOMENDACIONES QUE ESTABLECE EL FABRICANTE, Y ESTOS SE VERÁN APOYADOS CON LA EXPERIENCIA ADQUIRIDA POR EL PERSONAL ENCARGADO AL MANTENIMIENTO DE MAQUINARIA. AL CUMPLIMIENTO DE LAS RECOMENDACIONES SE LE CONOCE COMO CARTA DE MANTENIMIENTO (VER FORMATO 4.1).

B) MANTENIMIENTO PREVENTIVO MENOR DE LAS 150 HRS. ESTE DEBE DE PROGRAMARSE TAMBIÉN DE MANERA SEMANAL (EVITANDO SIEMPRE NO PARAR EN SU TOTALIDAD UN GRAN NÚMERO DE MÁQUINAS Y CON ESTO DISMINUIR LA PRODUCCIÓN), APOYÁNDOSE EN LAS CARTAS DE MANTENIMIENTO ESTABLECIDAS POR EL FABRICANTE Y CON LA INFORMACIÓN DEL MANTENIMIENTO MENOR PREVENTIVO DE 10 HRS.; DE AQUÍ SE ELABORA UNA RELACIÓN DE REFACCIONES Y SE DETERMINARA QUE MANO DE OBRA ESPECIALIZADA SE VA A UTILIZAR, SE DEBEN CORREGIR TODAS LAS FALLAS QUE SE PRESENTEN EN ESTE PERIODO (VER FORMATO 4.2).

##### 4.3.2 MANTENIMIENTO PREVENTIVO MAYOR.

DEBIDO A LAS CONDICIONES ADVERSAS A LAS QUE SON EXPUESTAS LAS MÁQUINAS (FACTORES CLIMÁTICOS, CONDICIONES DE TRABAJO, TIPO DE SUELO, ETC.), EL MANTENIMIENTO PREVENTIVO MENOR NO ES SUFICIENTE PARA PODER MANTENER LA MAQUINARIA EN CONDICIONES DE TRABAJO, POR LO QUE SE TIENE QUE TENER EN CUENTA LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO, QUE REQUIEREN DE MAS TIEMPO Y DETECTAR LAS POSIBLES FALLAS CON SUS SUBSECUENTES REPARACIONES QUE SE PRESENTEN EN DICHS TRABAJOS:

A) MANTENIMIENTO PREVENTIVO MAYOR DE LAS 500 HRS. ESTE SE PROGRAMA MENSUALMENTE A LAS 500 HORAS DE TRABAJO DE LA MÁQUINA, EN ESTE TIPO DE MANTENIMIENTO SE DEBE DE SER MAS CUIDADOSO, YA QUE SE REALIZARA DE ACUERDO A LA CARTA DE MANTENIMIENTO ESTABLECIDA POR EL FABRICANTE Y EL PROPIETARIO; ADEMÁS SE MEDIRÁN LOS DESGASTES DE LOS CONJUNTOS COMO: EL MOTOR, TRANSMISIÓN, SISTEMAS HIDRÁULICOS, ETC. TODO LO ANTERIOR SE REALIZA DE MANERA COMPARATIVAMENTE CONTRA LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS POR EL FABRICANTE (VER FORMATO 4.3).

EN ESTE TIPO DE MANTENIMIENTO MAYOR SE CORREGIRÁN LAS FALLAS MAYORES Y DETALLES SERIOS QUE PUEDA OCASIONAR PAROS PROLONGADOS DE LA MAQUINARIA. APROVECHANDO LO YA PREVISTO EN EL MANTENIMIENTO DE LAS 150 HORAS, TENIENDO YA LOS REPUESTOS Y LA MANO DE OBRA ADECUADA PARA NO TARDAR MAS TIEMPO DEL QUE SE programe

B) MANTENIMIENTO PREVENTIVO MAYOR DE LAS 1000 HRS. ESTE SERVICIO DURA CUANDO MENOS 3 DÍAS, SE EFECTUARA DE ACUERDO A LAS CARTAS DE MANTENIMIENTO, SE CONSIDERARA SI ES NECESARIO CAMBIAR CONJUNTOS A PARTES QUE SE ENCUENTREN EN DESGASTE EXCESIVO Y QUE SE HAN OBSERVADO EN LOS SERVICIOS DE MANTENIMIENTO ANTERIORES, SOLICITÁNDOSE CON ANTICIPACIÓN PARA REEMPLAZARSE EN ESTE SERVICIO, EL CUAL DEBE DE EFECTUARSE (COMO EL SERVICIO DE 500 HRS.) DE PREFERENCIA EN UN LUGAR O TALLER DONDE SE ENCUENTREN TODAS LAS HERRAMIENTAS, MANO DE OBRA Y RECURSOS QUE SEAN DE CALIDAD (VER FORMATO 4.4).

FORMATO 4.1. CONTROL DE MANTENIMIENTO DIARIO O DE LAS 10 Hrs.					
OBRA:			FECHA:		TURNO: 1 2 3
MÁQUINA:			MODELO:		No. Ec.:
OPERADOR:			PRODUCCIÓN DEL DÍA:		
HORÓMETRO					
ANTERIOR:		Hrs.	ESTE DÍA:		Hrs.
			ACUMULADO:		Hrs.
JORNADA DE TRABAJO:					
OPERACIÓN:		Hrs.	SERVICIO:		Hrs.
TPO. PERDIDO POR:		TPO. PERDIDO:		Hrs.	REPARACIÓN:
		REPARACIÓN DE:			
COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES AÑADIDOS					
ACEITE MOTOR:		Lts.	ACEITE TRANSMISIÓN:		Lts.
DIESEL:		Lts.	GRASA:		Kgs.
		AGUA:		Lts.	OTROS:
TIPO DE TRABAJO EFECTUADO:					
PIEZAS SUSTITUIDAS					
ELABORO:			REMSO:		AUTORIZO:

FORMATO 4.2. CONTROL DE MANTENIMIENTO SEMANAL O DE LAS 160 Hrs.																	
OBRA:						SEMANA No. DEL: AL: DE: DE: 199											
A = EN SERVICIO			B = EN RESERVA			C = EN PARO			D = EN REPARACIÓN			E = EN MONTAJE					
MÁQUINA O EQUIPO		No. EC.	LUNES		MARTES		MIERC.		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMING.		
LINK BELT	LS-108B	07	B	A	-	C	A	-	A	D	A	A	-	-	A	-	-
PERF. WATSON	5000	01	A	-	-	A	-	-	A	-	-	A	-	-	A	-	-
ELABORO:			REMSO:				APROBÓ:										









FORMATO 4.9 CONTROL DE ENVIOS Y RECEPCIÓN DE MAQUINARIA.

DE ENVIO ( )  
DE RECEPCION ( )

No. ECONOMICO. \_\_\_\_\_ OBRA \_\_\_\_\_ ORDEN NO. \_\_\_\_\_

INSPECCIONO \_\_\_\_\_ COMPAÑIA \_\_\_\_\_

MAQUINA \_\_\_\_\_ MODELO \_\_\_\_\_ SERIE \_\_\_\_\_ HORÓMETRO \_\_\_\_\_

SALE A \_\_\_\_\_ LLEGADA DE \_\_\_\_\_

MOTOR GASOLINA ( ) DIESEL ( ) REPARADO ( ) PORCENTAJE DE VIDA \_\_\_\_\_

	SALIDA	LLEGADA		SALIDA	LLEGADA
1) RADIADOR	( )	( )	47) EMPUJADOR	( )	( )
2) VENTILADOR	( )	( )	48) CARGADOR	( )	( )
3) BANDA VENTILADOR	( )	( )	49) RETROEXCAVADORA	( )	( )
4) BOMBA AGUA	( )	( )	50) CUCHARON O BOTE	( )	( )
5) BOMBA ACEITE	( )	( )	51) LANZA ARRASTRE	( )	( )
6) BOMBA TRANSFERENCIA	( )	( )	52) TIROM O ALACRAN	( )	( )
7) BOMBA INYECCION	( )	( )	53) GANCHO	( )	( )
8) TURBO CARGADOR	( )	( )	54) FAIRLEAD O GUIA CABLE	( )	( )
TRANSMISION			55) PLUMA	( )	( )
9) CLUTCH	( )	( )	56) CABLE	( )	( )
10) CRUCETAS	( )	( )	a) DE EXTENCION	( )	( )
11) FLECHAS CARDAN	( )	( )	b) DE SOSTEN _____ mts.	( )	( )
12) CAJA VELOCIDADES	( )	( )	c) DE LEVANTE _____ mts.	( )	( )
13) DIFERENCIAL	( )	( )	d) DE ARRASTRE _____ mts.	( )	( )
14) MANOS FINALES	( )	( )	FILTROS, NIVELES Y TAPONES		
TRANSITO			57) COMBUSTIBLE	( )	( )
15) RUEDAS GUIA	( )	( )	58) ACEITE MOTOR	( )	( )
16) CATARINAS	( )	( )	59) TRANSMISION	( )	( )
17) RODILLOS SUPERIORES	( )	( )	60) HIDRAULICO	( )	( )
18) RODILLOS INFERIORES	( )	( )	61) AIRE	( )	( )
19) RODILLOS CASETA	( )	( )	62) AGUA	( )	( )
20) CADENAS	( )	( )	FRENOS		
21) ZAPATAS	( )	( )	63) DE MANO	( )	( )
SISTEMA ELÉCTRICO			64) DE PIE	( )	( )
22) MOTOR DE ARRANQUE	( )	( )	CARROCERIA		
23) GENERADOR	( )	( )	65) ASIENTOS	( )	( )
24) ALTERNADOR	( )	( )	66) CRISTALES	( )	( )
25) REGULADOR	( )	( )	67) VOLANTE	( )	( )
26) SWITCH ENCENDIDO	( )	( )	68) PERILLAS Y PALANCAS	( )	( )
27) PRECALENTADOR	( )	( )	69) RINES	( )	( )
28) PARO AUTOMATICO	( )	( )	70) TANQUE COMBUSTIBLES	( )	( )
29) BATERIAS	( )	( )	71) TANQUE HIDRAULICO	( )	( )
30) INSTALACION	( )	( )	72) SILENCIADOR	( )	( )
31) CLAXON	( )	( )	73) HOJALATERIA	( )	( )
32) LUCES	( )	( )	74) PINTURA	( )	( )
33) CALAVERAS	( )	( )	75) LIMPIAPARABRISAS	( )	( )
TABLERO DE INSTRUMENTOS			76) CASETA	( )	( )
34) HOROMETRO	( )	( )	77) PARABRISAS Y CRISTALES	( )	( )
35) AMPERIMETRO	( )	( )	78) ESTRIBOS	( )	( )
36) TERMOMETRO	( )	( )	79) TAPAS MOTOR	( )	( )
a) AGUA MOTOR	( )	( )	80) TOLVAS	( )	( )
b) ACEITE MOTOR	( )	( )	RODILLOS VIBRATORIOS		
c) ACEITE TRANSMISION	( )	( )	81) BANOS	( )	( )
37) TACOMETRO	( )	( )	82) CLUTCH	( )	( )
38) MANOMETRO	( )	( )	83) ACELERADOR REMOTO	( )	( )
a) ACEITE MOTOR	( )	( )	84) RASPADORES	( )	( )
b) ACEITE TRANSMISION	( )	( )	VARIOS		
c) COMBUSTIBLE	( )	( )	85)	( )	( )
d) AIRE	( )	( )	86)	( )	( )
SISTEMA HIDRAULICO			87)	( )	( )
39) BOMBA HIDRAULICA	( )	( )	88)	( )	( )
40) BANCO DE VÁLVULAS	( )	( )	89)	( )	( )
41) MANGUERAS Y CONEXIONES	( )	( )	90)	( )	( )
42) PISTONES HIDRAULICOS	( )	( )	91)	( )	( )
43) ACUMULADOR NITROGENO	( )	( )	92)	( )	( )
EQUIPOS			93)	( )	( )
44) CUCHILLAS	( )	( )	94)	( )	( )
45) GAVILANES	( )	( )	95)	( )	( )
46) ESCORIFICADOR	( )	( )	96)	( )	( )
			97)	( )	( )
			98)	( )	( )
			99)	( )	( )
			100)	( )	( )

B.- BUEN ESTADO

M.- MAL ESTADO

O.- FALTANTES

FORMATO 4.10 CONTROL DE RECEPCIÓN DE MAQUINARIA

OBRA: \_\_\_\_\_

FECHA: \_\_\_\_\_

NO. ECO. _____	MAQUINA _____	MARCA _____	MODELO _____	SERIE _____
PROCEDENCIA _____			FECHA DE LLEGADA _____	
RENTADA		SI ( )	NO ( )	
CONTROL DE ENVIO		SI ( )	NO ( )	
CONTROL DE CALIDAD		SI ( )	NO ( )	
BITACORA DE MANTENIMIENTO		SI ( )	NO ( )	
CATALOGOS		SI ( )	NO ( )	ESPECIFICAR _____
MANUAL		SI ( )	NO ( )	ESPECIFICAR _____
AVALUO DE LLANTAS		SI ( )	NO ( )	
OBSERVACIONES _____				
_____				
_____				

BITACORA  
 SUPTE. DE MAQUINARIA

FORMATO 4.11 INVENTARIO FÍSICO DE MAQUINARIA.

EMPRESA: _____		OBRA _____							FECHA: _____					
NO. ECO.	DESCRIPCION	CARACTERISTICAS DE LA MAQUINA			CARACTERISTICAS DEL MOTOR				PROCEDENCIA	FECHA DE LLEGADA	NO. DE CONTROL	Kilómetros		HORAS TRABAJADAS
		MARCA	MODELO	SERIE	TIPO	MARCA	MODELO	SERIE				INICIAL	FINAL	

\_\_\_\_\_  
 ING. MECANICO

\_\_\_\_\_  
 SUPTE. DE MAQUINARIA

\_\_\_\_\_  
 SUPTE. OBRA

FORMATO 4.12 PROGRAMA DE REPARACIÓN DE MAQUINARIA MAYOR.

OBRA: \_\_\_\_\_  
FECHA: \_\_\_\_\_

NO. ECO.	MAQUINA	HRS. ACUM.	HRS. TRABAJO EN OBRA	HRS. MENSUAL PROM.	MES PROBABLE DE REPARACION												OBSERVACIONES		
					S	O	N	D	E	F	M	A	M	J	J	A			

\_\_\_\_\_  
SUPTTE. DE MAQUINARIA

\_\_\_\_\_  
COORDINADOR DE MAQUINARIA

\_\_\_\_\_  
SUPTTE. DE OBRA

FORMATO 4.13 SOLICITUD DE REPARACIÓN DE MÁQUINARIA MAYOR.

OBRA: \_\_\_\_\_

FECHA: \_\_\_\_\_

LUGAR: \_\_\_\_\_

MAQUINA: \_\_\_\_\_

MARCA: \_\_\_\_\_

MODELO: \_\_\_\_\_

SERIE: \_\_\_\_\_

CAMBIO DE: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

FECHA ULTIMO CAMBIO \_\_\_\_\_

COSTO APROXIMADO \_\_\_\_\_

FECHA INICIACION \_\_\_\_\_

FECHA TERMINACION \_\_\_\_\_

NO. ECO. \_\_\_\_\_

HOROMETRO ACTUAL \_\_\_\_\_

HORAS TRABAJADAS EN OBRA \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

REPARACION: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

FECHA ULTIMA REPARACION \_\_\_\_\_

MANO DE OBRA \_\_\_\_\_

HORAS - HOMBRE \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

S O L I C I T O

A U T O R I Z O

\_\_\_\_\_  
SUPTTE. DE MAQUINARIA

\_\_\_\_\_  
COORD. DE MAQUINARIA

\_\_\_\_\_  
CONTROL FISICO DIVISIONAL

FORMATO 4.14 LIQUIDACIÓN DE REPARACION DE MAQUINARIA MAYOR

OBRA: \_\_\_\_\_

FECHA: \_\_\_\_\_

LUGAR: \_\_\_\_\_

MAQUINA: \_\_\_\_\_ NO. ECO. \_\_\_\_\_ LECTURA DE HOROMETRO \_\_\_\_\_

FECHA SOLICITUD: \_\_\_\_\_ IMPORTE TOTAL REPARACION: \_\_\_\_\_

CANTIDAD AUTORIZADA: \_\_\_\_\_ FECHA INICIACION: \_\_\_\_\_

HORAS HOMBRE EMPLEADAS: \_\_\_\_\_ FECHA TERMINACION: \_\_\_\_\_

DESCRIPCION DEL TRABAJO EFECTUADO

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

DETALLE DEL CARGO:

REPARACIONES: \_\_\_\_\_

MATERIALES: \_\_\_\_\_

OBRA DE MANO: \_\_\_\_\_

INDIRECTOS: \_\_\_\_\_

IMPORTE TOTAL: \_\_\_\_\_

FORMULO

AUTORIZO

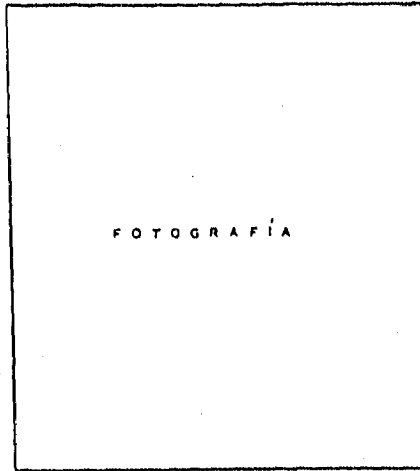
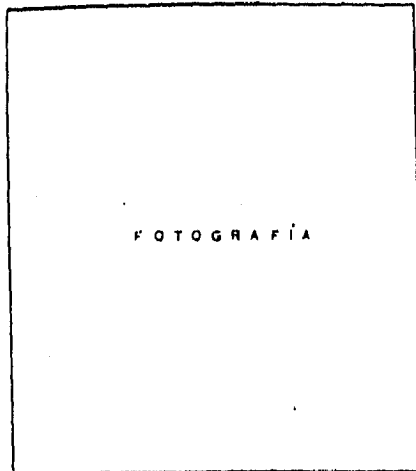
COORD. DE MAQUINARIA

CONTROL FISICO DIVISIONAL

50

FORMATO 4.15 FOTOGRAFÍAS DE LA MÁQUINA  
TOMADAS CADA 6 MESES

ECO. \_\_\_\_\_



FECHA \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_

HOROMETRO \_\_\_\_\_

HOROMETRO \_\_\_\_\_

OBRA \_\_\_\_\_

OBRA \_\_\_\_\_

TABLA 4.12 TABLA DE LUBRICACIÓN Y MANTENIMIENTO PREVENTIVO

Punto	Operación	Intervalo Recomendado								
		Diario	8 Horas	50 Horas	100 Horas	200 Horas	300 Horas	500 Horas	1000 Horas	2000 Horas
<b>SISTEMA DE LUBRICACIÓN</b>										
1.	Aceite del Motor	X			X					
2.	Filtro de Aceite				X					
3.	Enfriador de Aceite								X	
<b>SISTEMA DE ENFRIAMIENTO</b>										
4.	Nivel del Agua	X							X	
5.	Cojinetes del Ventilador							X		
6.	Mangueras							X		
7.	Radiador									X
<b>SISTEMA DE COMBUSTIBLE</b>										
8.	Tanque de Combustible							X		
9.	Filtros Primario y Secundario	X					X			
<b>SISTEMA DE AIRE</b>										
10.	Malla del Soplador								X	
11.	Depuradores de Aire		X							
12.	Grifos de Caja de Aire				X			X		
13.	Ventilación del Motor								X	
<b>SISTEMA ELÉCTRICO</b>										
14.	Motor de Arranque								X	X
15.	Generador							X		X
16.	Acumulador				X					
<b>MISCELANEOS</b>										
17.	Tacómetro			X						
18.	Controles del Acelerador					X				
19.	Afinación del Motor							X		
20.	Bandas							X		
21.	Toma de Fuerza		X	X				X		
22.	Transmisión Marina	X				X				
23.	Sistema "Hydrostarter"								X	X
24.	Convertidor "Torqmatic"	X		X					X	

## 4.3.3 MANTENIMIENTO PREDICTIVO.

MEDIANTE UN BUEN CONTROL DE LOS REGISTROS DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO, SE PUEDE PLANEAR UN PROGRAMA DE REPARACIONES DE MAQUINARIA, SIN QUE ESTO PERJUDIQUE EL AVANCE DE LOS TRABAJOS QUE DICHA MÁQUINA ESTA ENCARGADA DE REALIZAR. SIGUIENDO EL CRITERIO ANTERIOR SURGE EL CONCEPTO DE MANTENIMIENTO PREDICTIVO.

EL MANTENIMIENTO PREDICTIVO ES EL RESULTADO DE UN BUEN CONTROL DE RESULTADOS, OBSERVACIONES Y PRUEBAS, REALIZADAS DURANTE LOS SERVICIOS PERIÓDICOS DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO (MAYOR Y MENOR), YA QUE NOS ALERTA DE FALLAS EN LA MAQUINARIA, EN SU FASE INICIAL; Y DE ESTA MANERA PODER PROGRAMAR LA REPARACIÓN O SUSTITUCIÓN DE LA MAQUINARIA EN MAL ESTADO, SIN AFECTAR LA PRODUCCIÓN (REF. 8).

A) EN MÉXICO EXISTEN EMPRESAS CONSTRUCTORAS GRANDES (GRUPO I.C.A. POR EJEMPLO), QUE CUENTAN CON LABORATORIO DE ANÁLISIS DE ACEITE (NUEVO Y USADO) QUE DIAGNÓSTICA PROBLEMAS TALES COMO:

I) DESGASTE DE METALES. AL SER ANALIZADO, EL ACEITE PRESENTA PEQUEÑAS PARTÍCULAS DE METAL EN ESCALA MICROSCÓPICA.

II) VISCOSIDAD. ES NECESARIO SABER SI LA VISCOSIDAD ES LA CORRECTA A DIFERENTES TEMPERATURAS O EL ACEITE SE ENCUENTRA DILUIDO O CONTAMINADO.

III) NÚMERO TOTAL DE BASIDAD. ESTA NOS AYUDA A DETERMINAR LA RESERVA ALCALINA CON QUE CUENTA EL ACEITE, SIENDO ESTA LA QUE EVITA LA FORMACIÓN DE ÁCIDOS (ESTA PRUEBA NOS DA EL TIEMPO MÁXIMO QUE EL ACEITE SE PUEDE USAR, ENTRE CAMBIO Y CAMBIO).

IV) TEMPERATURA DE INFLAMACIÓN E IGNICIÓN. ESTA COMPRUEBA SI EL ACEITE QUE SE USA, CUMPLE CON EL CONTROL DE CALIDAD REQUERIDO.

V) PRESENCIA DE DILUYENTES O CONTAMINANTES. POR MEDIO DE PRUEBAS FÍSICAS Y QUÍMICAS SE DETECTA LA PRESENCIA DE AGUA, COMBUSTIBLE U OTRO SOLVENTE O DILUYENTE, QUE ALTERE LA CALIDAD DEL ACEITE Y NOS SIRVE TAMBIÉN PARA DETECTAR LA COMUNICACIÓN DE LOS SISTEMAS COMO: EL SISTEMA DE ENFRIAMIENTO (PRESENCIA DE AGUA EN EL ACEITE Y VICEVERSA) O EL SISTEMA DE COMBUSTIÓN.

B) EN CASO DE QUE LA EMPRESA NO CUENTE CON EL SERVICIO DE LABORATORIO DE ACEITES, EXISTEN UNA SERIE DE PRUEBAS COMPLETAMENTE PRACTICAS, QUE NOS SIRVEN PARA COMPROBAR LOS PUNTO MENCIONADOS ANTERIORMENTE:

I) DESGASTE DE METALES. EXISTEN TAPONES IMANTADOS PARA EL CARTER, QUE RETIENEN LAS PARTÍCULAS METÁLICAS DESGASTADAS, QUE SE ENCUENTRAN EN SUSPENSIÓN EN EL ACEITE; EN OCASIONES LAS PARTÍCULAS PUEDEN SER DETECTADAS POR SIMPLE TACTO Y VISUALMENTE.

II) VISCOSIDAD. ESTA SE PUEDE DETERMINAR DE MANERA APROXIMADA, DE LA SIGUIENTE MANERA: SE PONE UNA PEQUEÑA GOTTA DE ACEITE QUEMADO Y OTRA DE ACEITE NUEVO SOBRE UN VIDRIO O PLACA METÁLICA LISA, CON UNA INCLINACIÓN MENOR DE 45 GRADOS EXPUESTAS A UNA FUENTE DE CALOR CONSTANTE; EL ACEITE QUEMADO DEBE ESCURRIR MAS LENTO O POR LO MENOS IGUAL QUE EL ACEITE LIMPIO. DE NO SER ASÍ PUEDE EXISTIR UNA POSIBLE CONTAMINACIÓN DEL ACEITE DEL MOTOR.

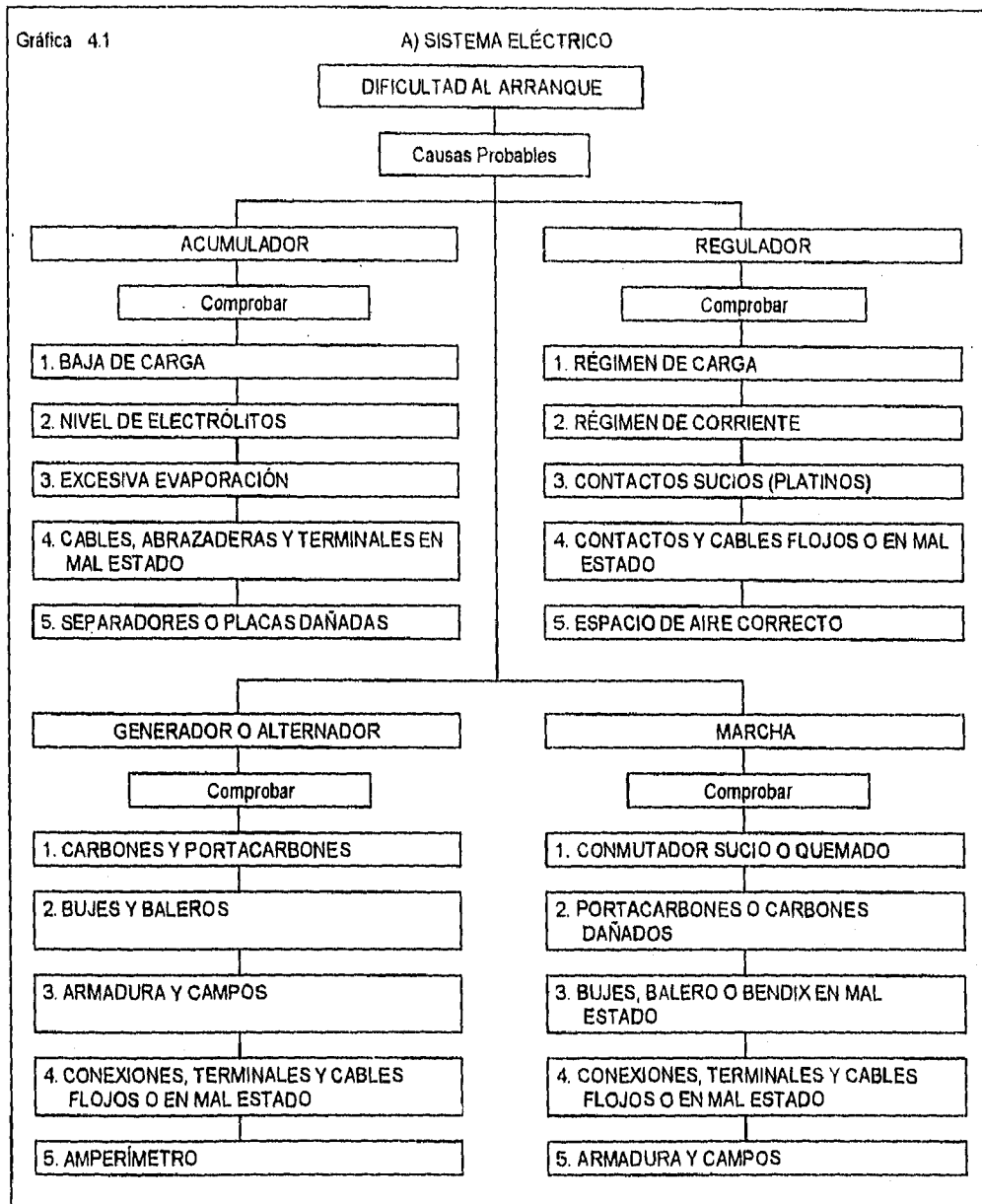
OTRA MANERA DE COMPROBAR LA CONTAMINACIÓN DEL ACEITE ES POR EL COLOR Y 'TEXTURA'. CUANDO, EL ACEITE SE ENCUENTRA CONTAMINADO CON AGUA SE FORMA UNA EMULSIÓN COLOR GRIS Y LA INTENSIDAD DEL COLOR DEPENDERÁ DE LA CANTIDAD DE AGUA PRESENTE EN EL ACEITE. CUANDO EL ACEITE SE CONTAMINA CON DIESEL LA TONALIDAD DEL ACEITE SE VUELVE MAS CLARA.



4.3.4 MANTENIMIENTO CORRECTIVO.

DEBIDO A QUE LA MAQUINARIA CUENTA CON VARIOS Y MUY COMPLEJOS SISTEMAS, SÓLO MENCIONAREMOS LOS SISTEMAS MÁS ELEMENTALES Y DE FALLAS FRECUENTES. EN ESTE SUBCAPÍTULO, SE DARÁ UNA LÍNEA DE AYUDA PARA DETECTAR FALLAS Y SUS POSIBLES SOLUCIONES. ESTO NOS AYUDARÁ EN LA ELABORACIÓN DE UN PROGRAMA TENTATIVO DE REPARACIONES DE MAQUINARIA, EN TIEMPO Y GASTOS. LOS PRINCIPALES SISTEMAS EN MAQUINARIA QUE ESTADÍSTICAMENTE TIENEN MAYORES PROBLEMAS SON:

- A) SISTEMA ELÉCTRICO.
- B) SISTEMA HIDRÁULICO - MECÁNICO.
- C) MOTOR Y CONVERTIDOR.



A) SISTEMA ELÉCTRICO

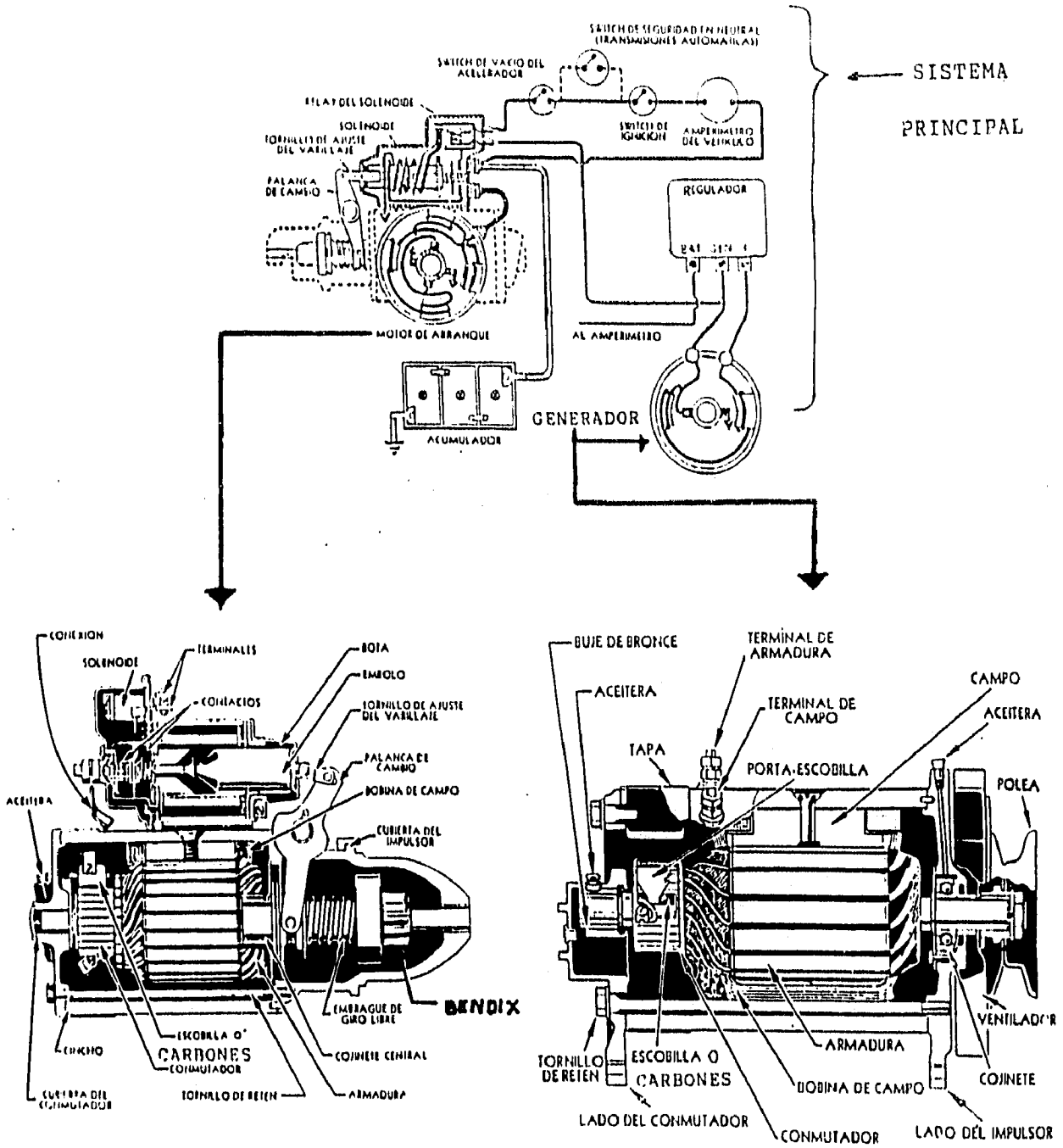
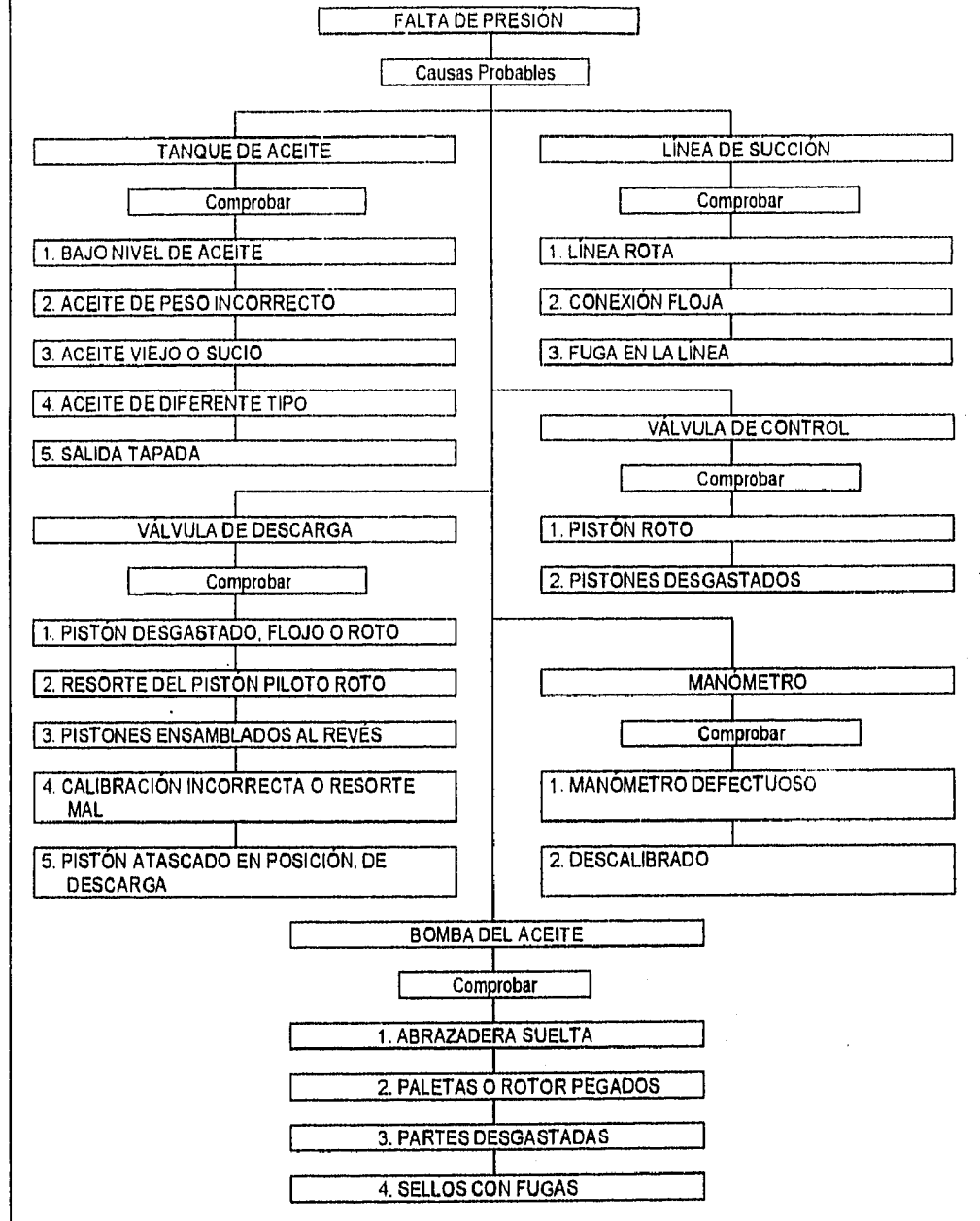
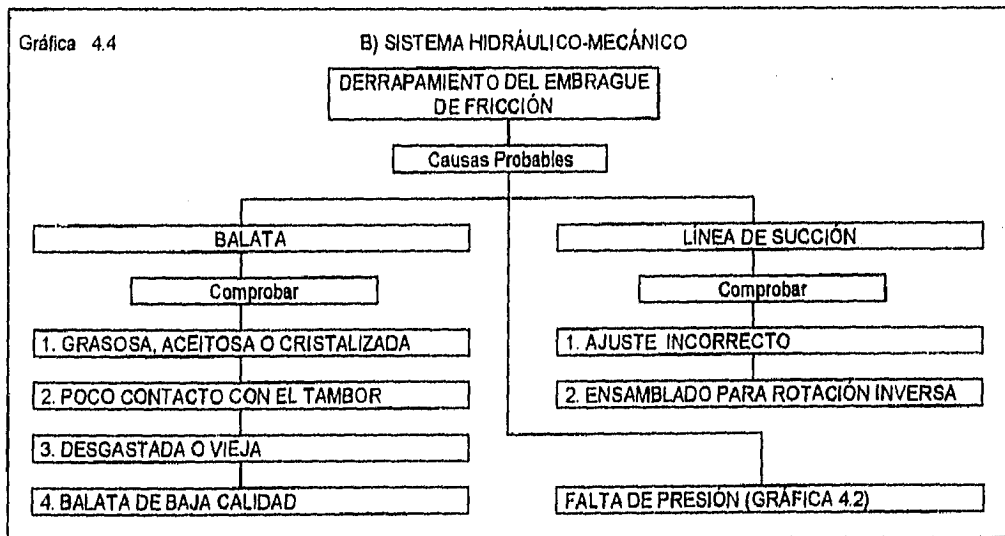
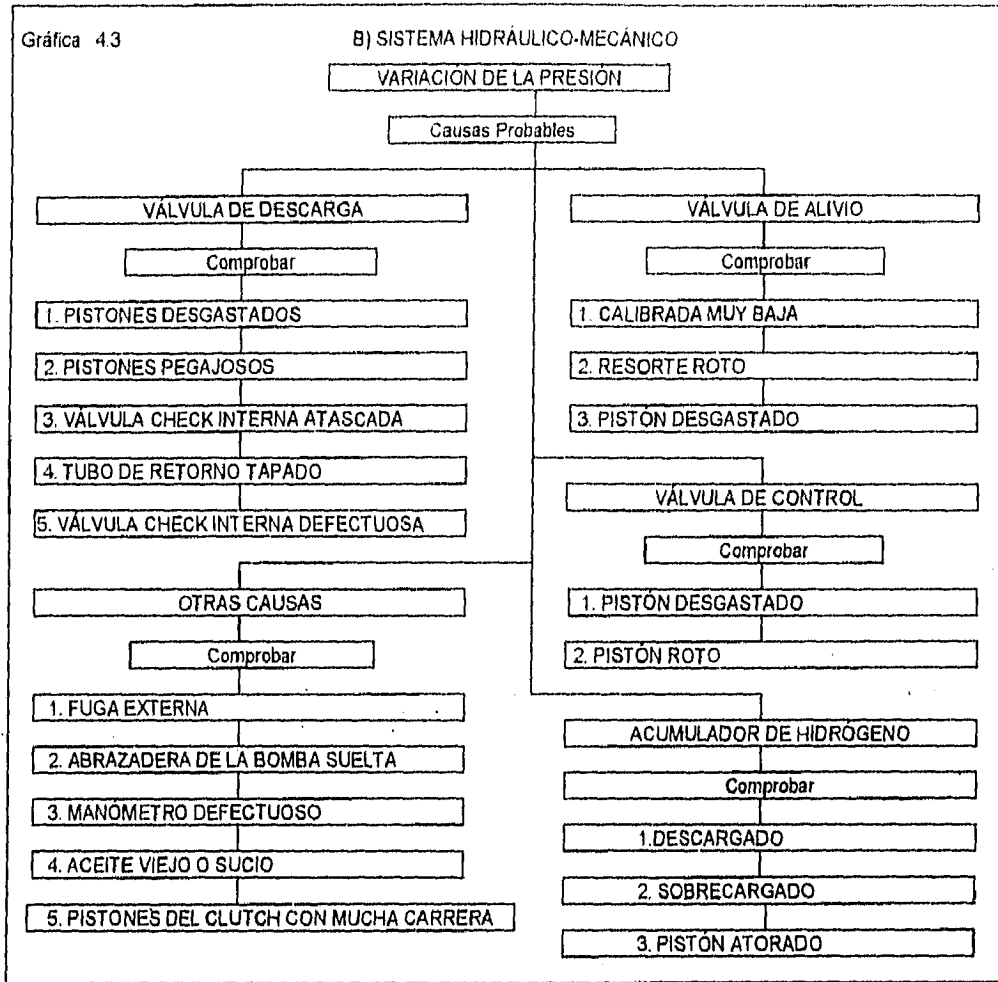


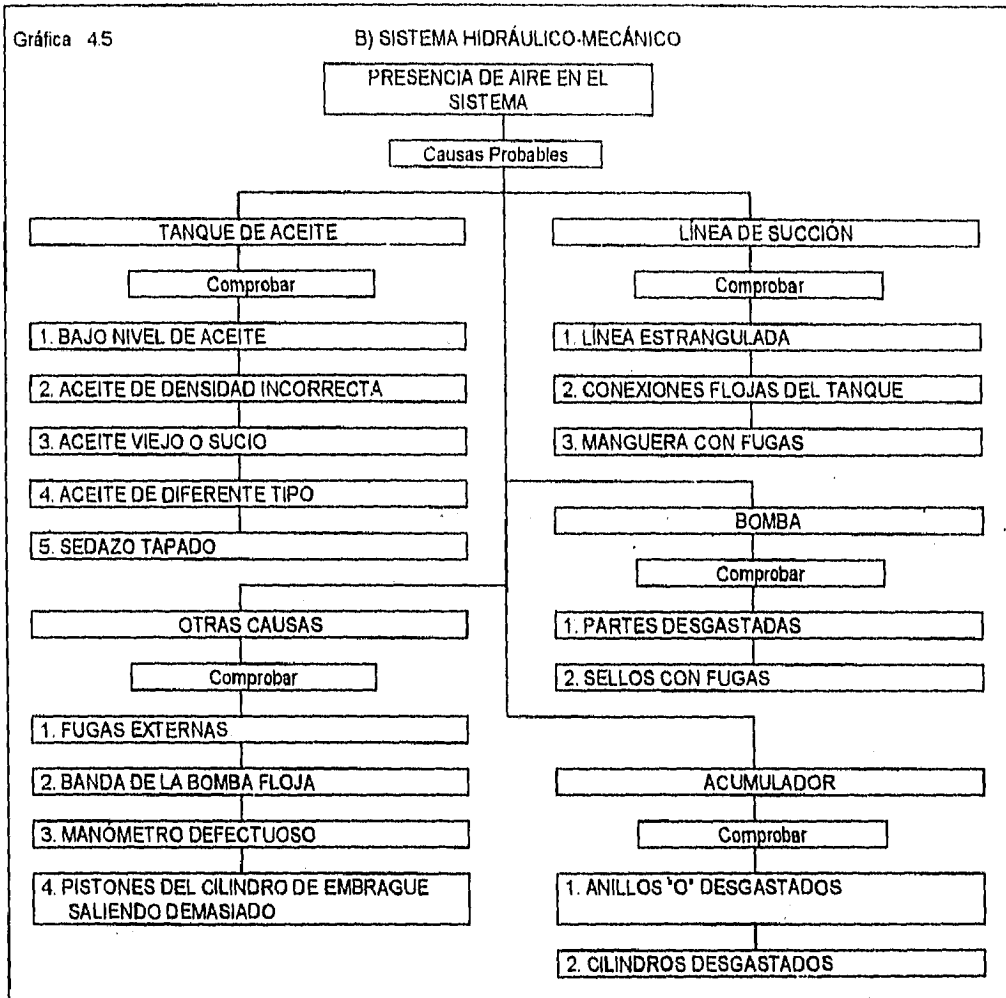
FIG. 4.21 SISTEMA ELÉCTRICO DE ARRANQUE Y SUS COMPONENTES PRINCIPALES.

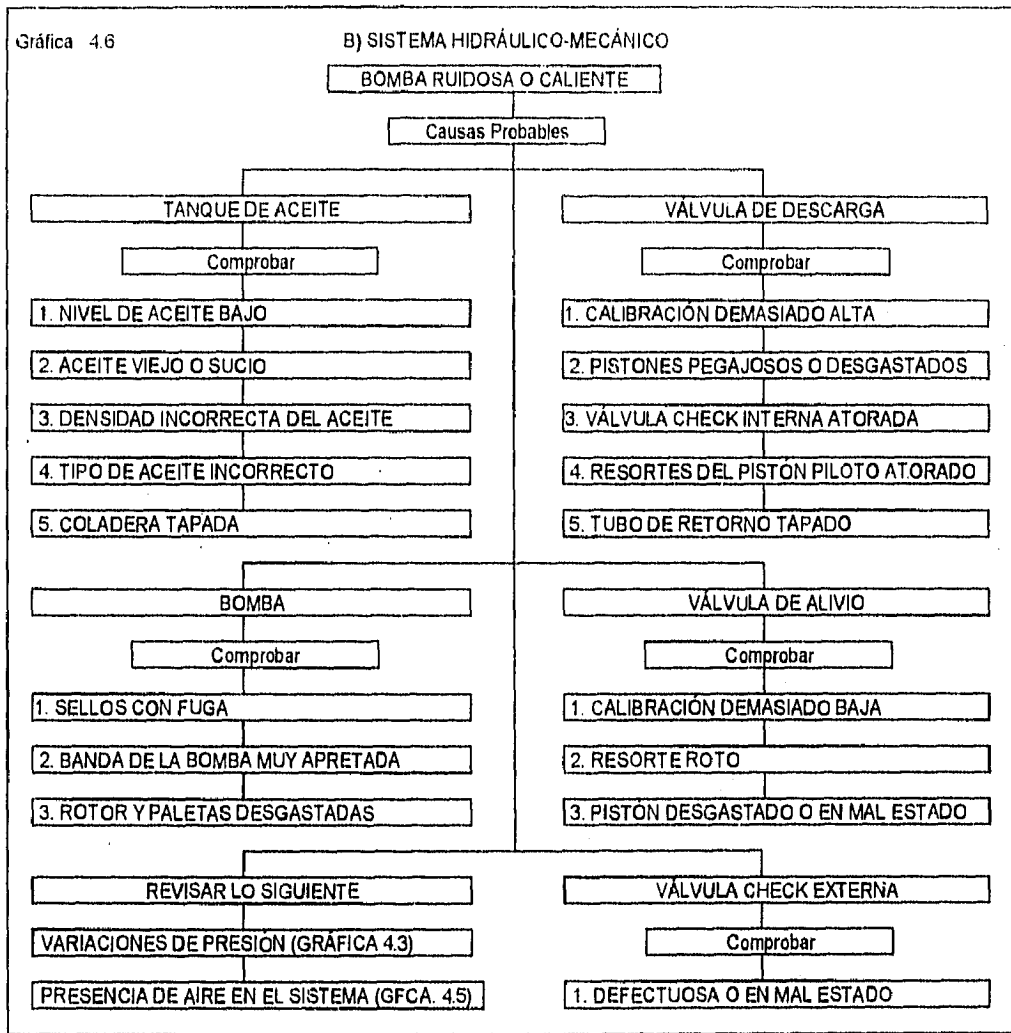
Gráfica 4.2

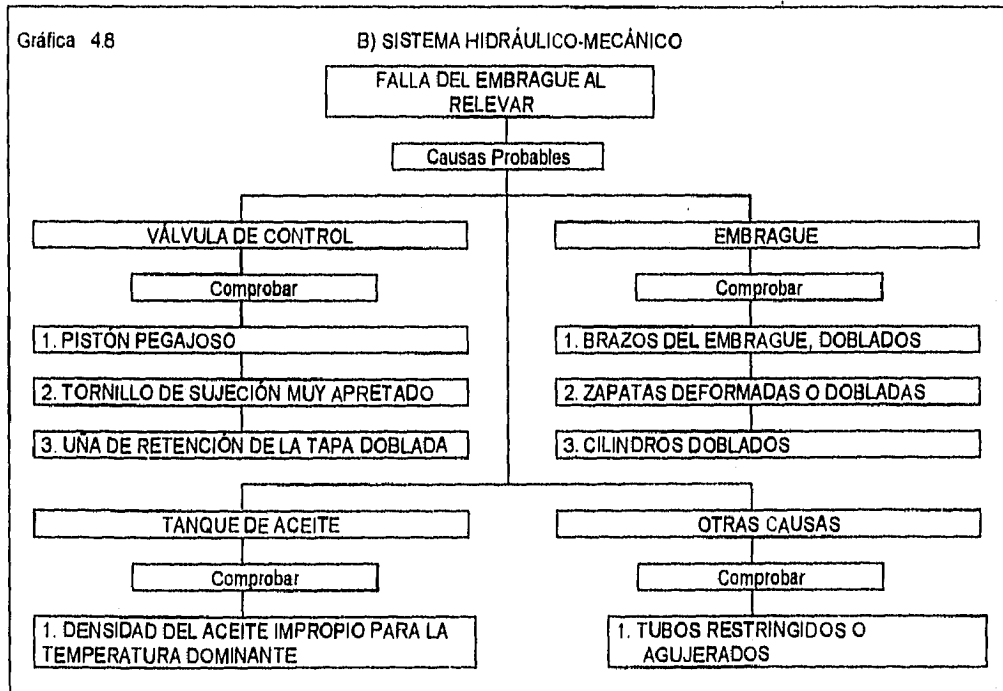
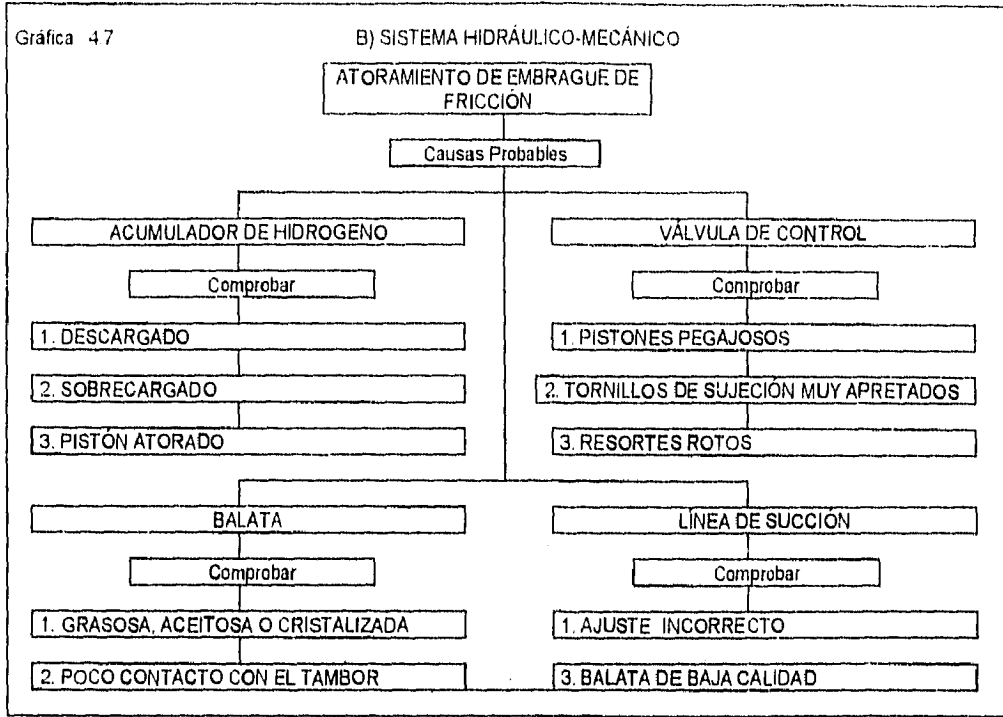
B) SISTEMA HIDRÁULICO-MECÁNICO











B ) SISTEMA HIDRÁULICO-MECÁNICO

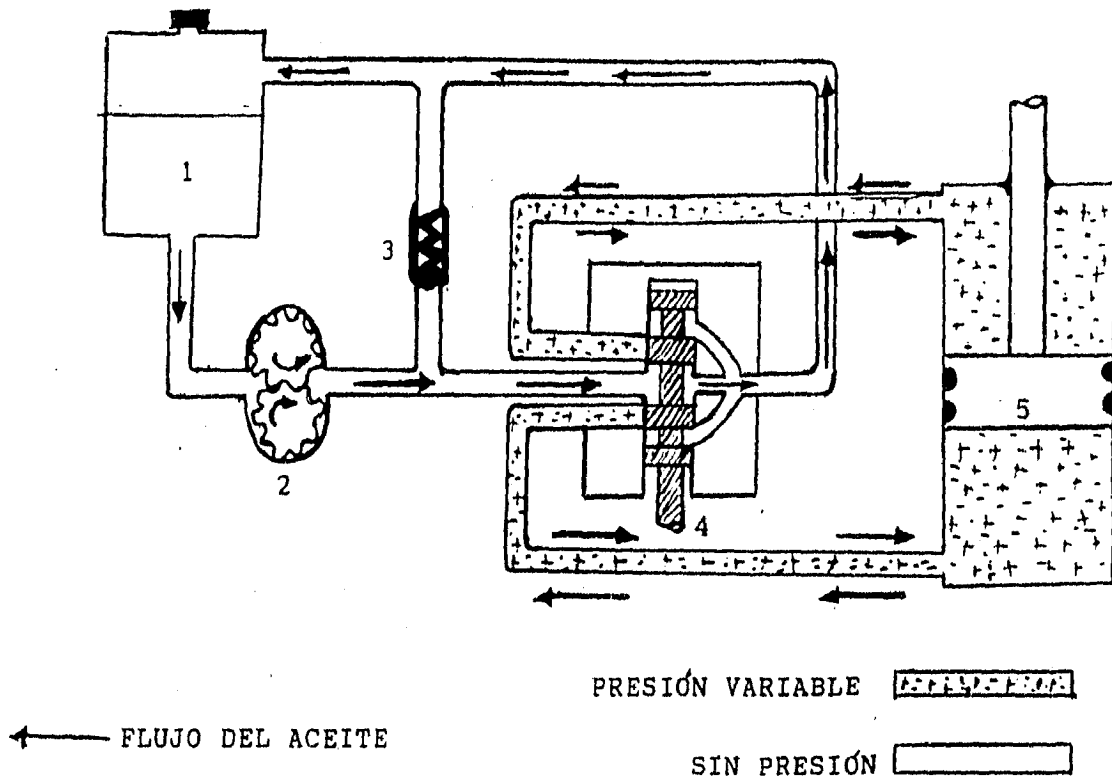


FIG. 4.22 SISTEMA HIDRÁULICO CONVENCIONAL Y SUS PRINCIPALES COMPONENTES, QUE SON:

- |  |   |                            |   |           |
|--|---|----------------------------|---|-----------|
| 1.-DEPÓSITO<br>DE ACEITE<br>HIDRÁULICO | 2.-BOMBA:<br>DE ENGRANES<br>DE PALETAS<br>DE PISTONES | 3.-VÁLVULA DE<br>SEGURIDAD | 4.-VÁLVULA DE<br>CONTROL:<br>ABIERTO<br>CERRADO | 5.-PISTÓN |
|--|---|----------------------------|---|-----------|



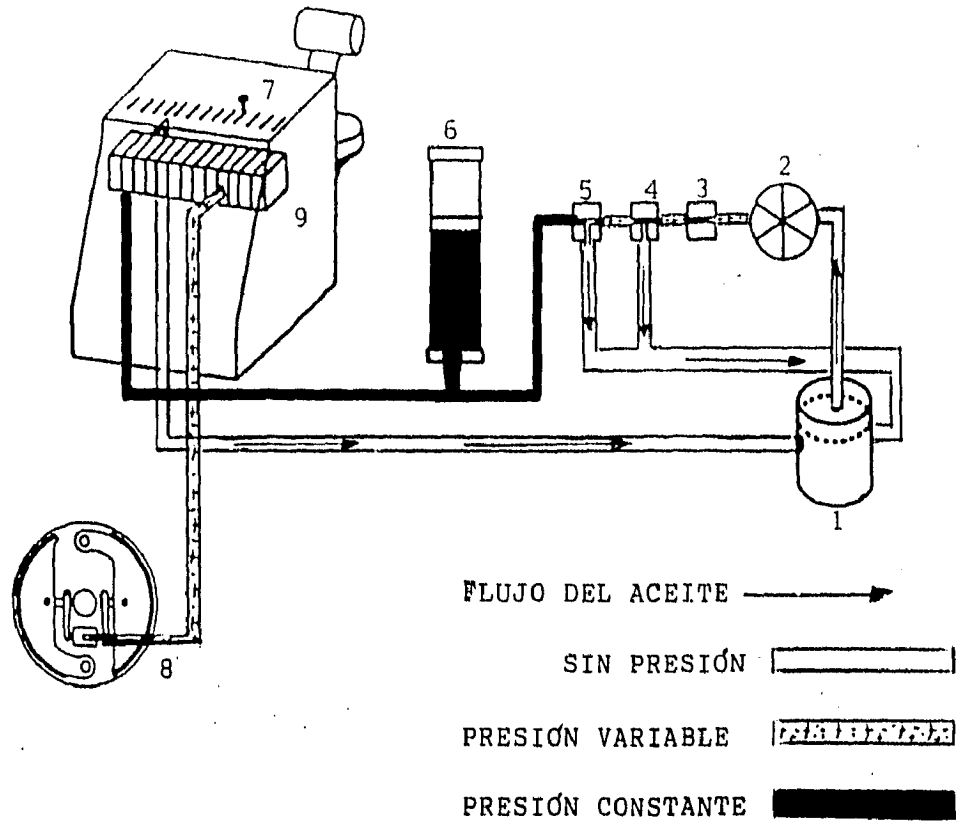
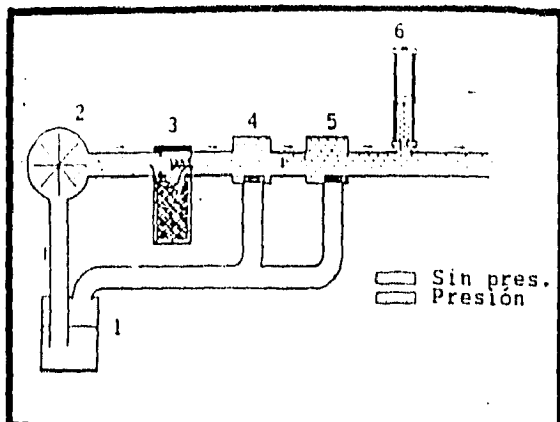


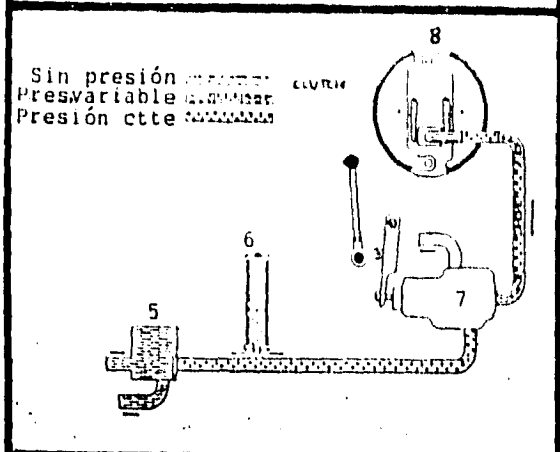
FIG. 4.23 SISTEMA HIDRÁULICO ESPECIAL Y SUS PRINCIPALES COMPONENTES, QUE SON:

- |                               |                            |                       |  |
|-------------------------------|----------------------------|-----------------------|--|
| 1.-DEPÓSITO DEL ACEITE HIDRÁ. | 2.-BOMBA DE FLUJO HID.     | 3.-FILTRO             | 4.-VÁLVULA DE ALIVIO                         |
| 5.-VÁLVULA DE DESCARGA        | 6.-ACUMULADOR DE HIDRÓGENO | 7.-VÁLVULA DE CONTROL | 8.-CLUTCH ACCIONADO POR UN PISTÓN HIDRÁULICO |
| 9.-TABLERO DE CONTROL GRAL.   |                            |                       |  |

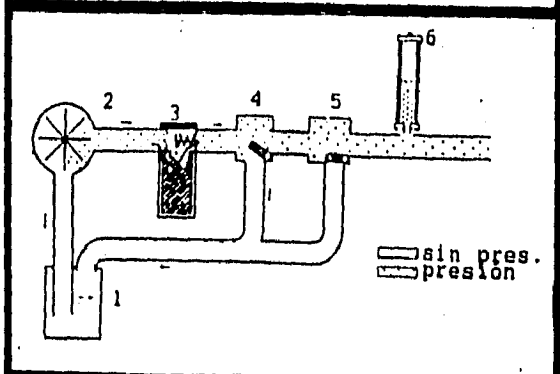
LA BOMBA PROVOCA UN FLUJO CONSTANTE DE ACEITE HIDRÁULICO EN EL SISTEMA CARGÁNDOLO.



CUANDO SE OPERA UNA O VARIAS VÁLVULAS DE CONTROL, LA PRESIÓN SE MANTIENE CONSTANTE EN CADA CILINDRO ACTIVADO, ES AYUDADO POR LA PRESIÓN DEL ACUMULADOR.



CUANDO EL SISTEMA ES SOBRECARGADO POR FALLA DE LA VÁLVULA DE DESCARGA Y LLEGANDO A 1250 Psi. LA VÁLVULA DE ALIVIO SE ACTIVA COMO VÁLVULA AUXILIAR.



CUANDO SE ALCANZA UNA PRESIÓN DE 1050 Psi. SE ACTIVA LA VÁLVULA DE DESCARGA DISMINUYENDO LA PRESIÓN A 900 Psi.

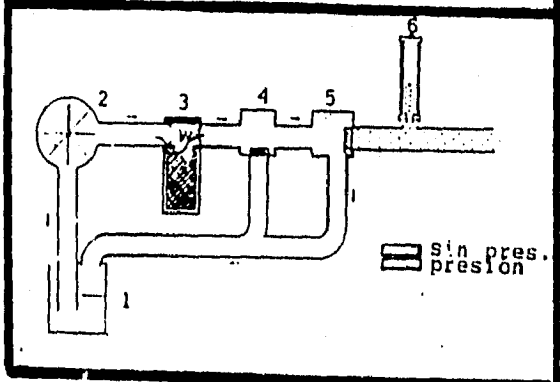


FIG. 4.24 SISTEMA HIDRÁULICO Y SU FUNCIONAMIENTO (REF.22).

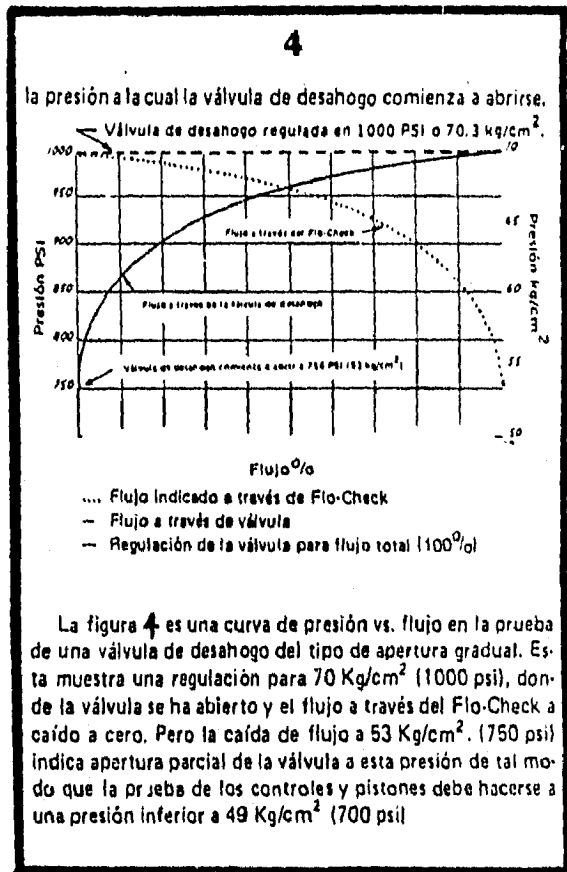
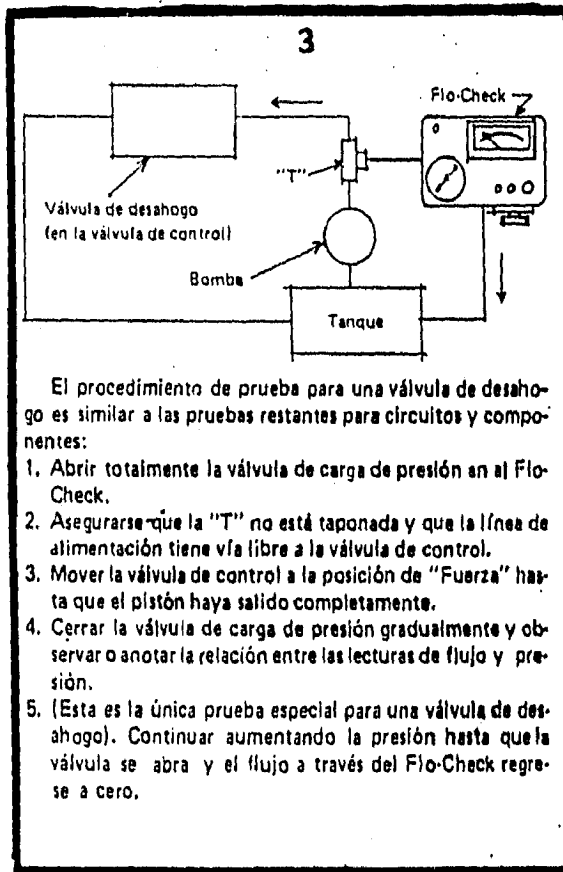
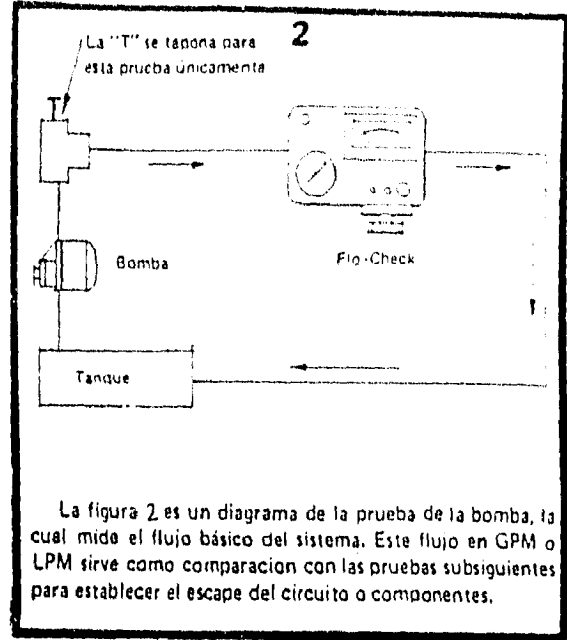
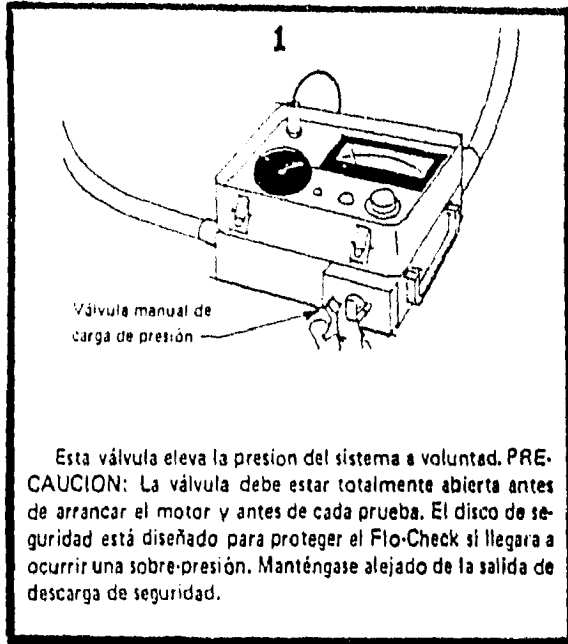
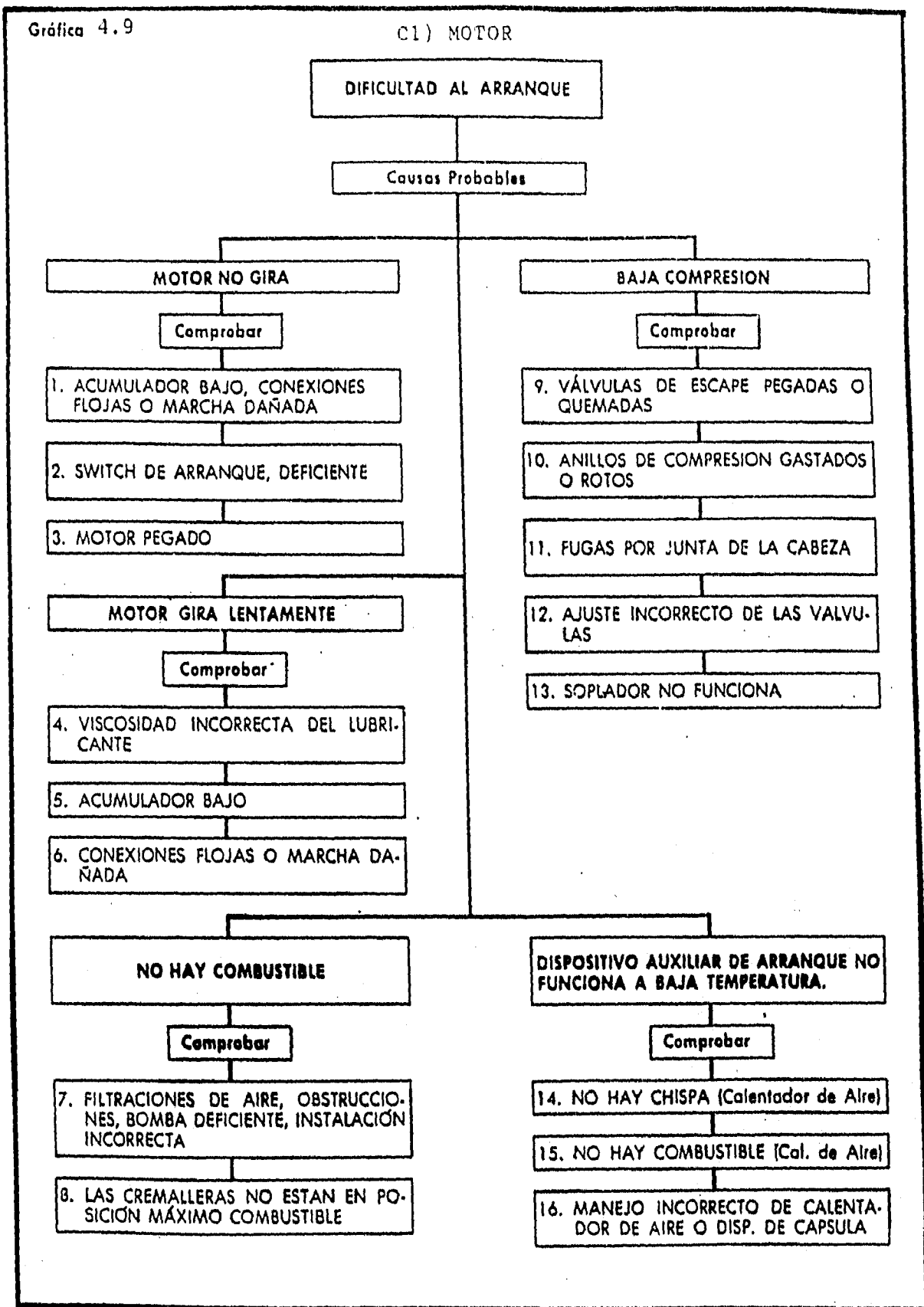


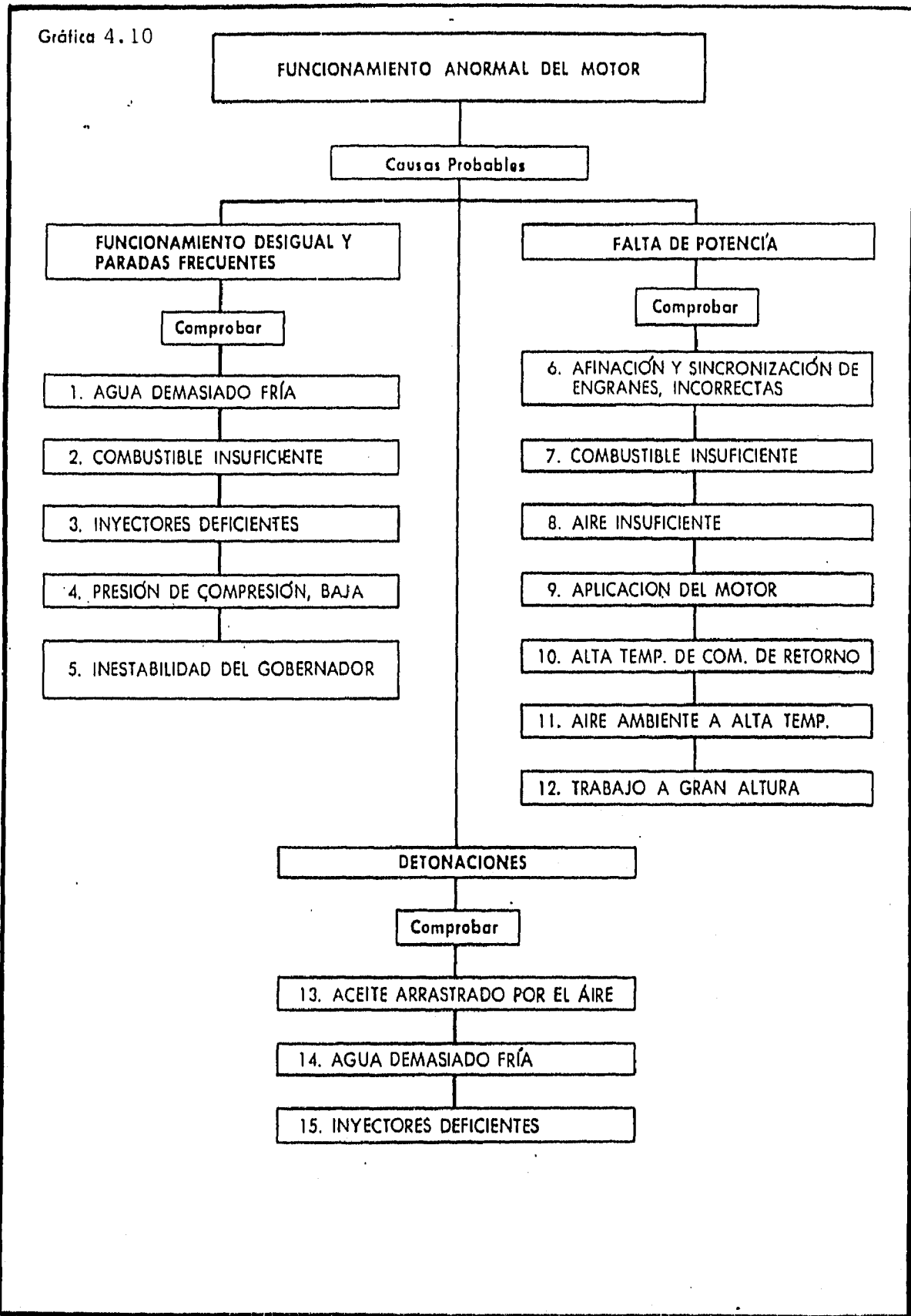
FIG. 4.25 SECUENCIA PARA DETECTAR FALLAS EN EL SISTEMA HIDRÁULICO.

Gráfica 4.9

C1) MOTOR

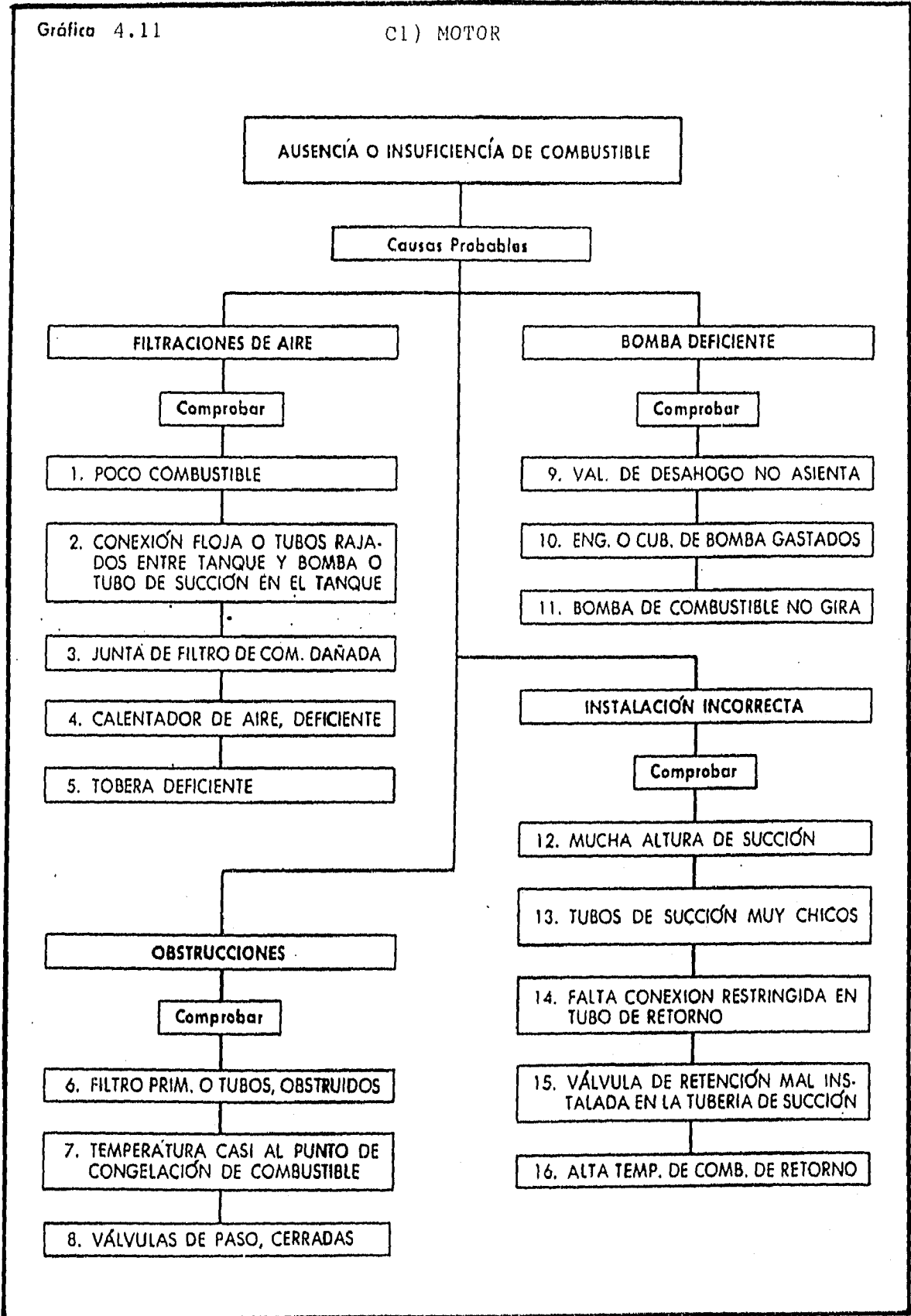


Gráfica 4.10



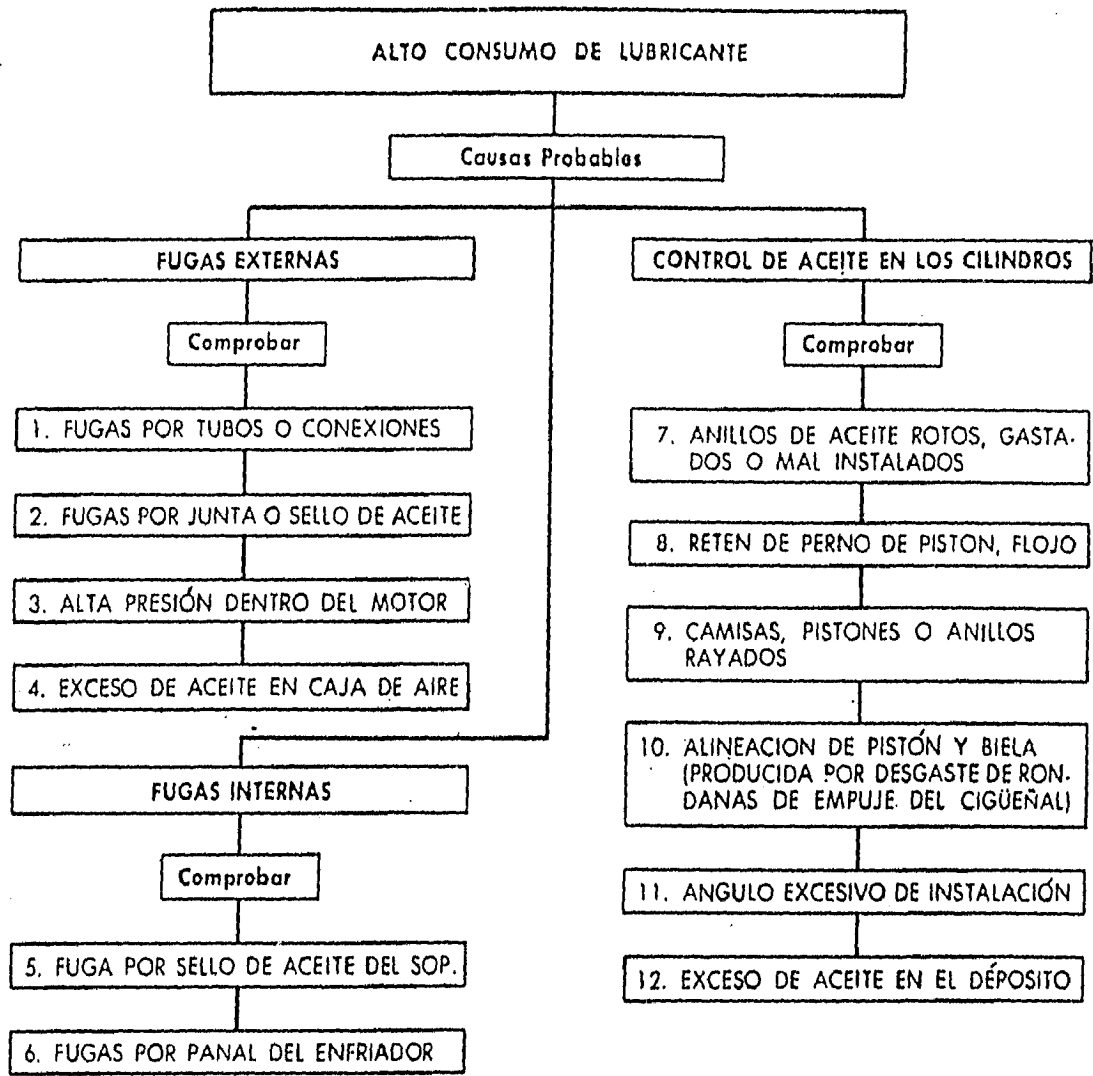
Gráfica 4.11

C1) MOTOR



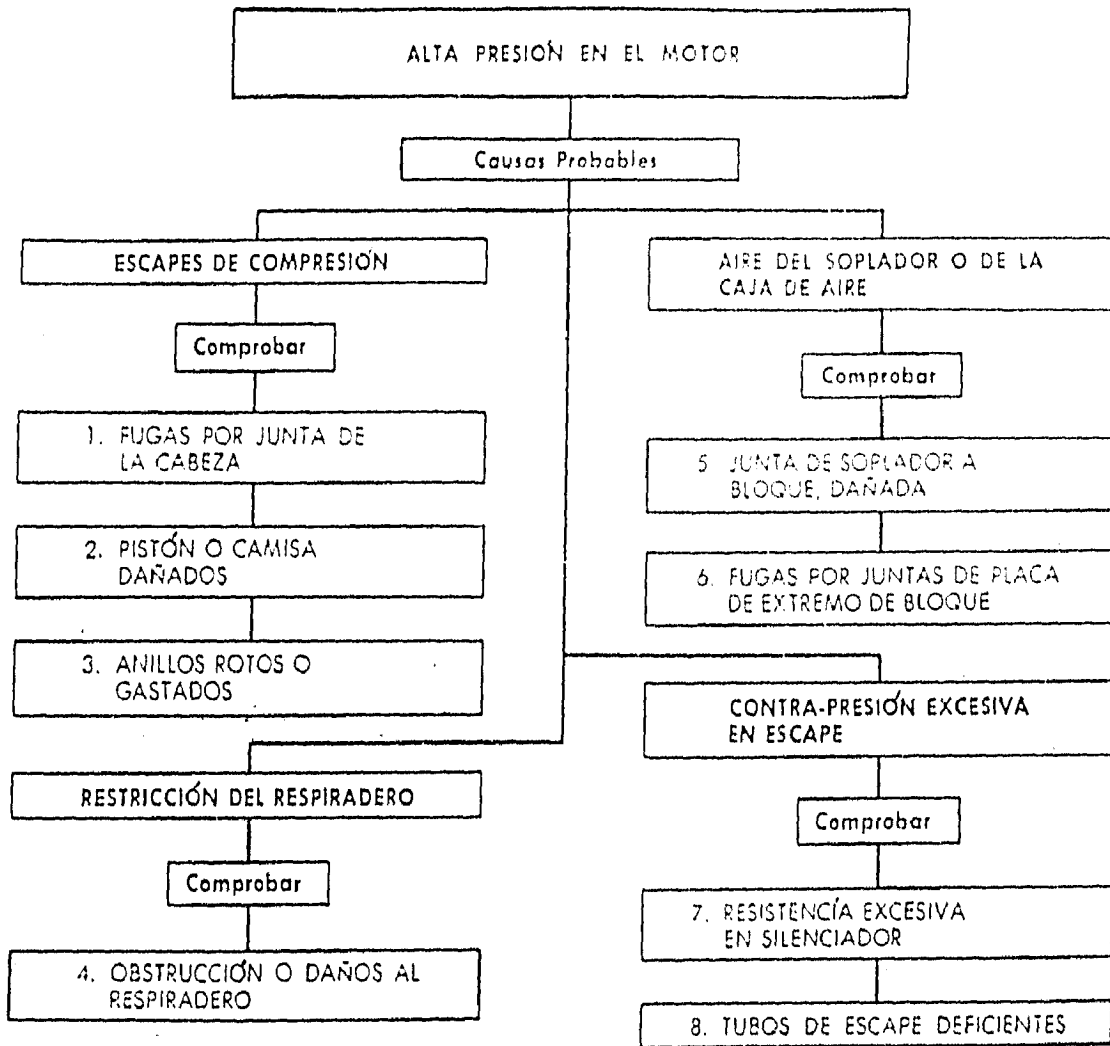
Gráfica 4.12

C1) MOTOR



Gráfica 4.13

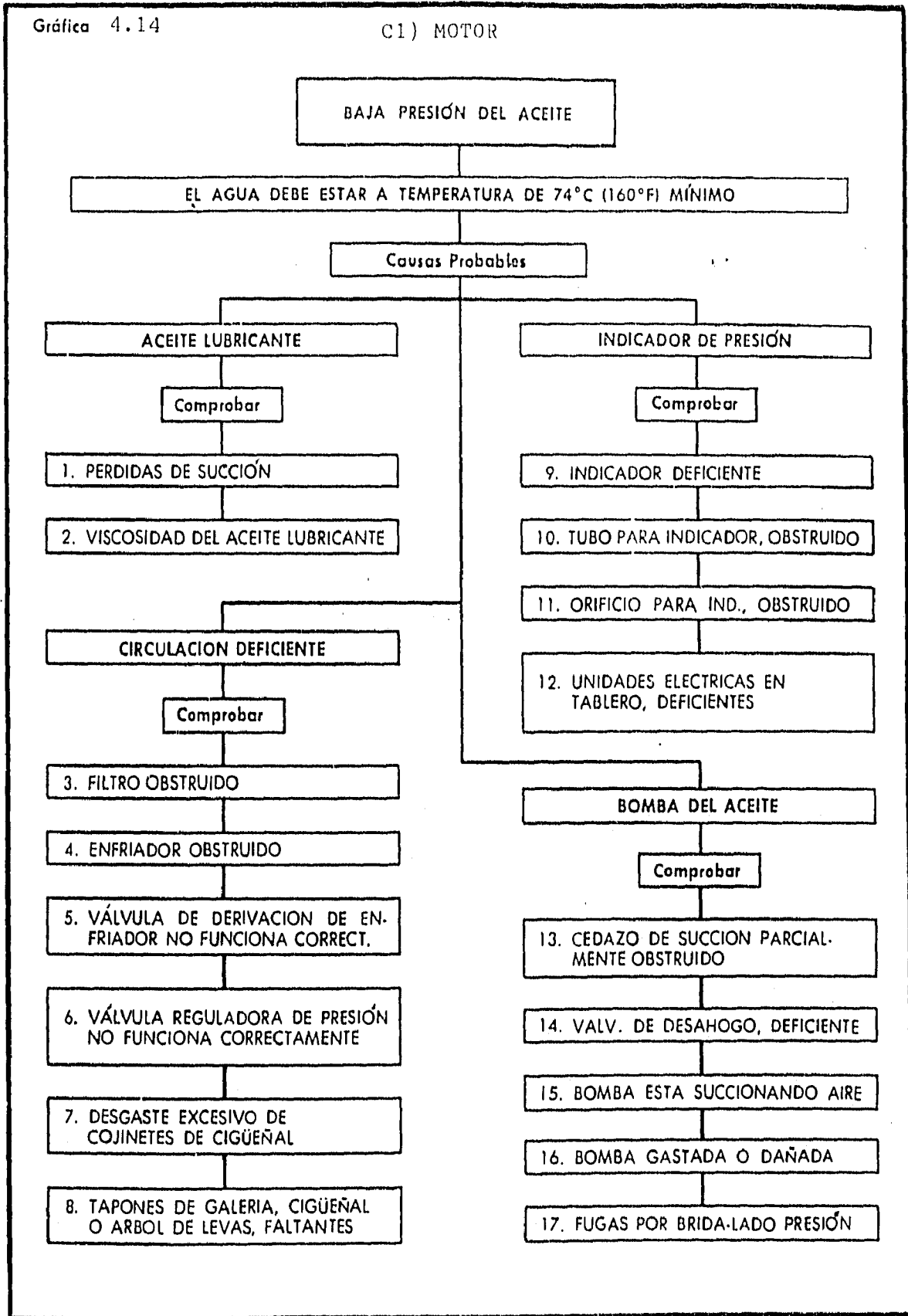
C1) MOTOR





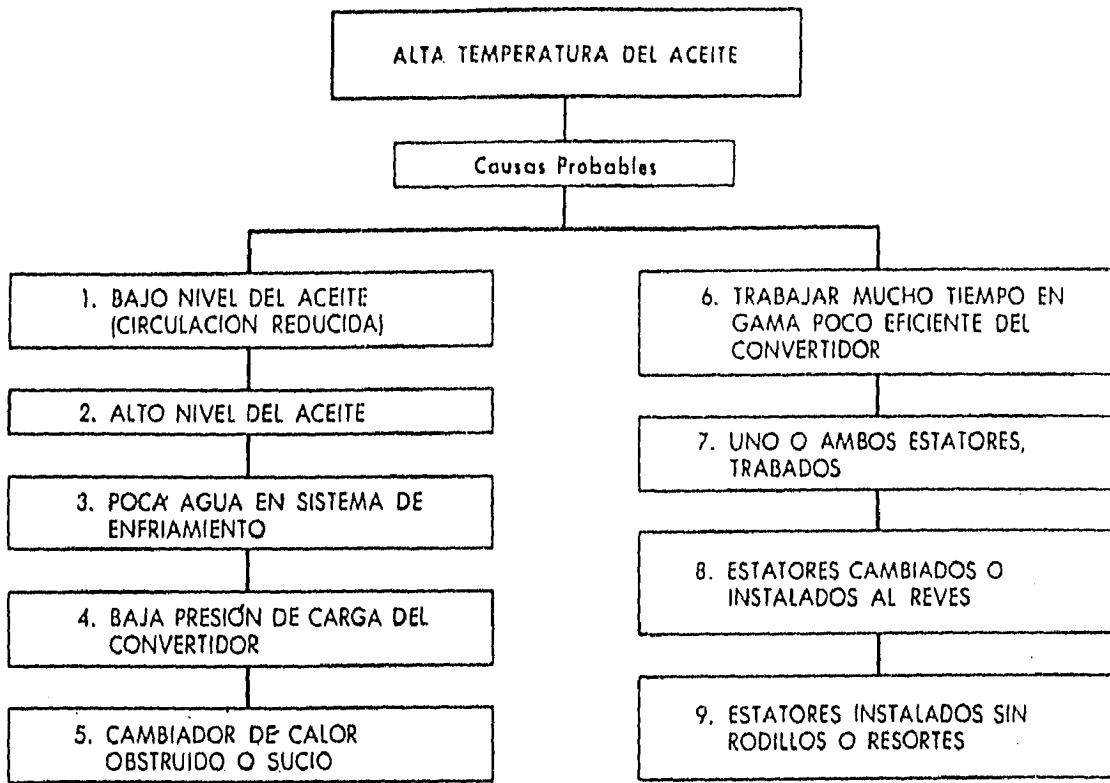
Gráfica 4.14

C1) MOTOR



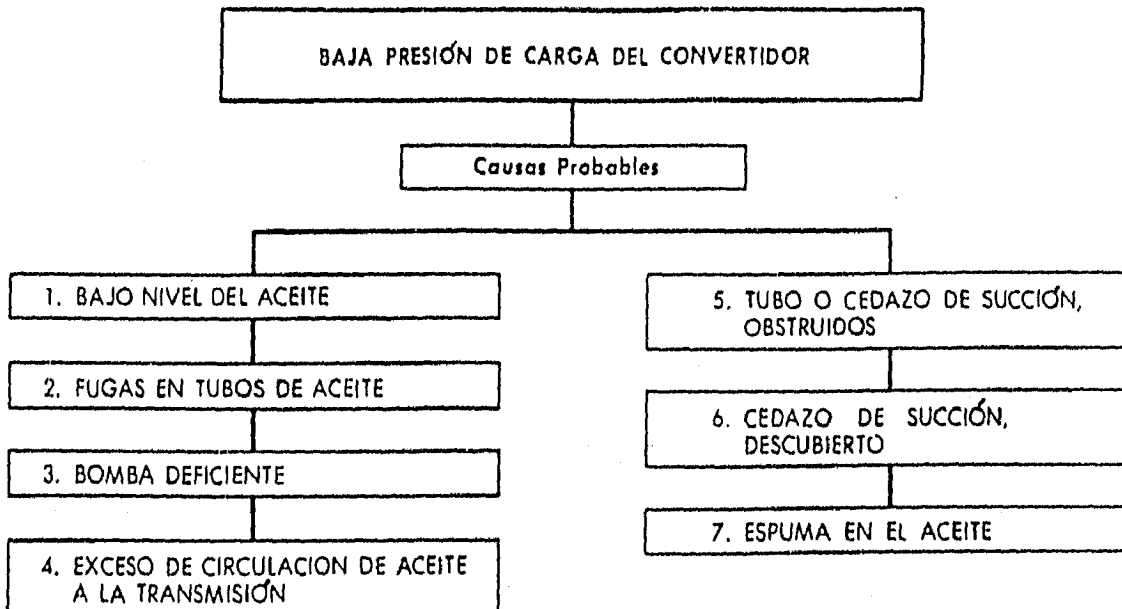
Gráfica 4.15

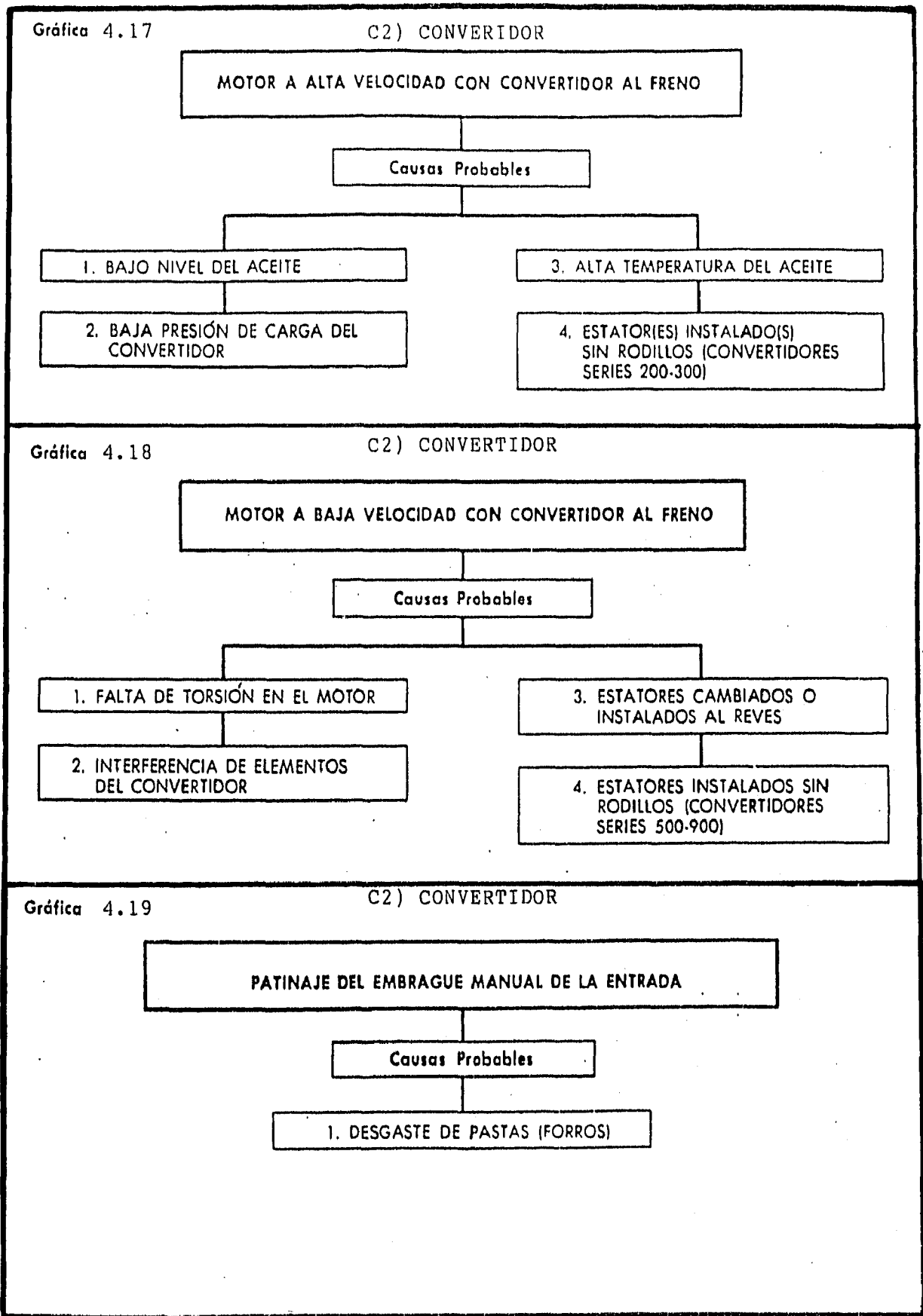
C2) CONVERTIDOR



Gráfica 4.16

C2) CONVERTIDOR





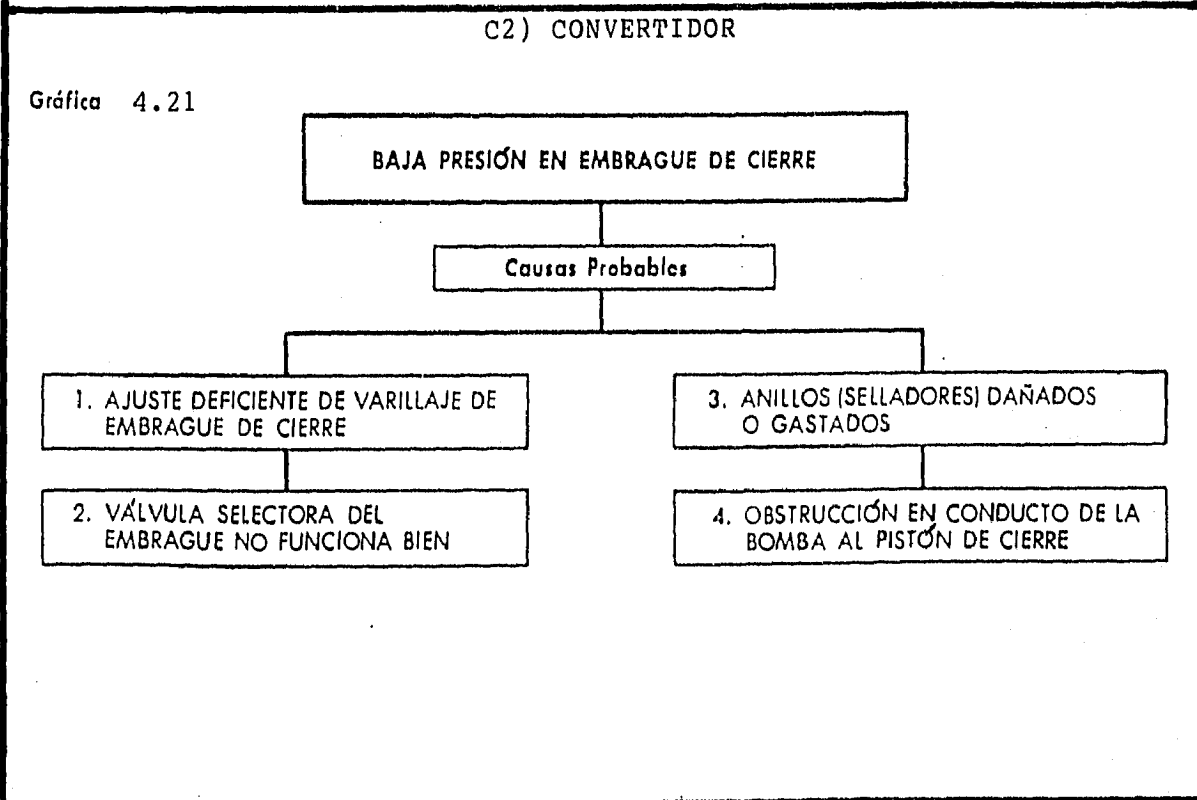
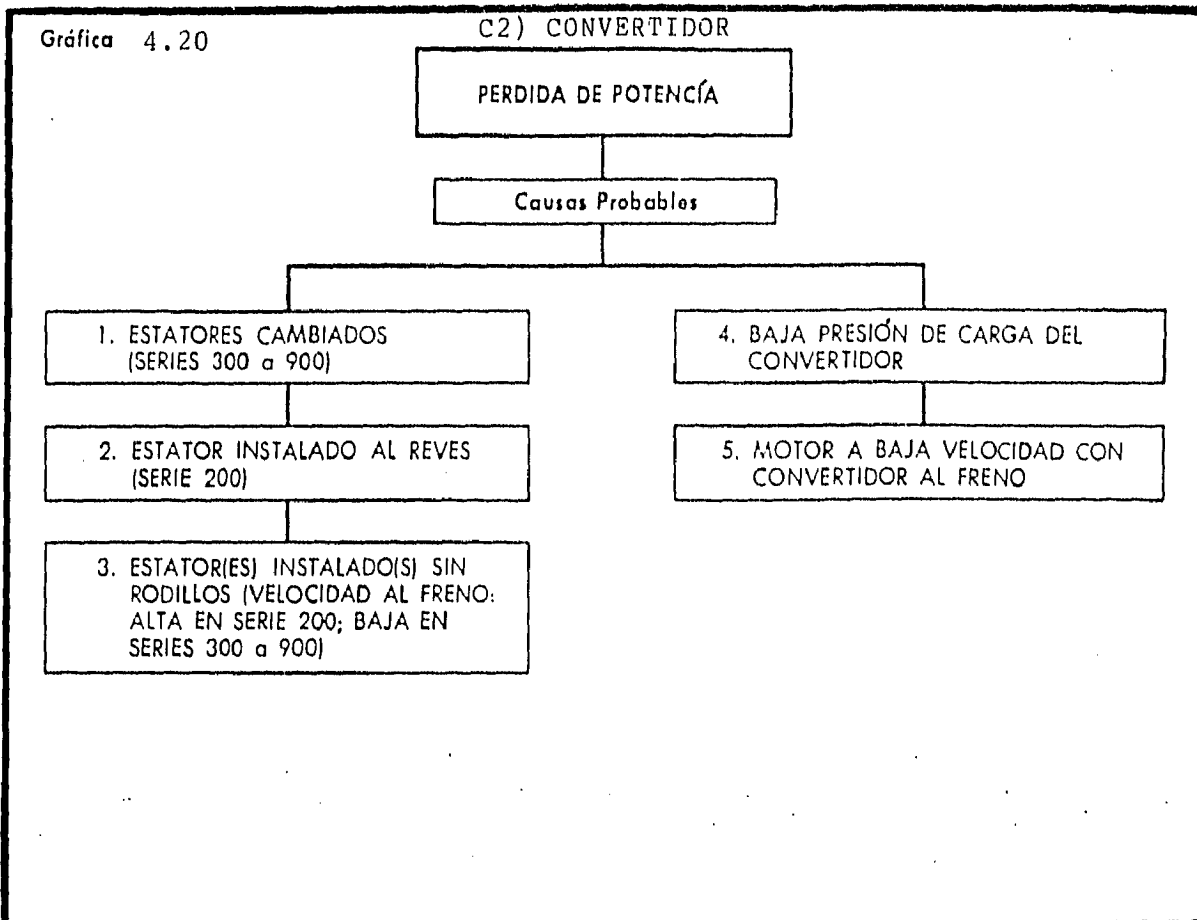
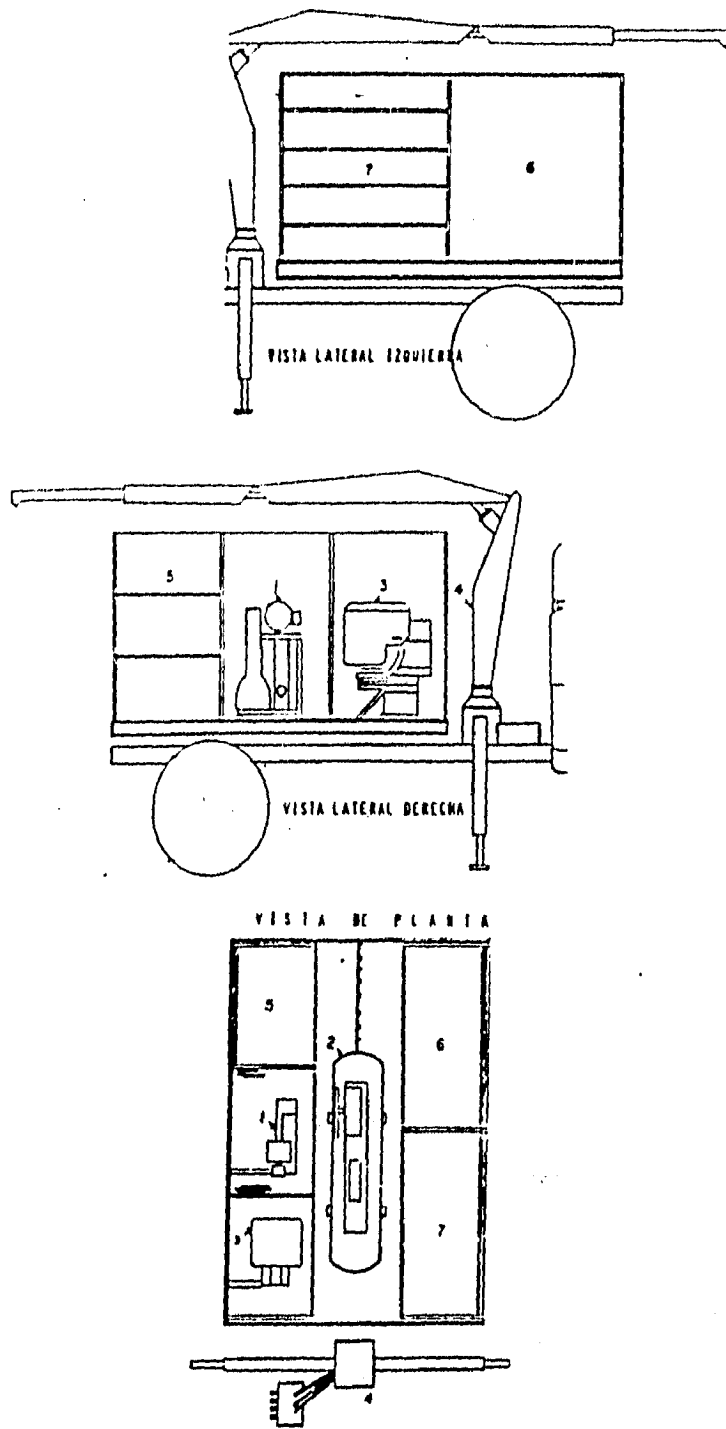


TABLA 4.13 CLASIFICACIÓN DE LAS BOMBAS DE INYECCIÓN (REF. 22).

BOMBAS INYECTORAS MEDIDAS DE COMBUSTIBLE	ELEMENTOS INDIVIDUALES	BOSCH PE
		CATERPILLAR
		SIMMS
		CAV BPE
	TIPO DISTRIBUIDOR	CAV DPA
		BOSCH EP-VE
		ROOSA MASTER DB
		INTERNATIONAL, DISTRIBUCIÓN EN LÍNEA
	MÚLTIPLE DISTRIBUIDOR	CUMMINS PT
	TIPO UNITARIO	GENERAL MOTORS
POR SU SINCRONIZACIÓN SE DIVIDEN EN :	BOMBAS SINCRÓNICAS	TODAS LAS MARCAS MENOS CUMMINS
	BOMBAS ASINCRÓNICAS	CUMMINS PT

TABLA 4.14 CLASIFICACIÓN DE LOS INYECTORES (REF. 22).

MECÁNICOS	GENERAL MOTORS	ESTOS INYECTORES MECÁNICOS REQUIEREN DE UNA CALIBRACIÓN ESPECIAL EN EL BALANCÍN
	CUMMINS	
HIDRÁULICOS	CAV	LOS INYECTORES HIDRÁULICOS SE CALIBRAN POR : LAINAS, TORNILLOS Y CONTRATUERCAS, TAPÓN ROSCADO, ETC.
	ROOSA MASTER	
	BOSCH	
	CATERPILLAR	
	SIMMS	



(REF. 8)

**SIMBOLOGÍA**

- |                       |                         |
|-----------------------|-------------------------|
| 1 LAVADORA DE PRESIÓN | 6 FILTROS Y REFACCIONES |
| 2 COMPRESOR           | 7 TORNILLERÍA           |
| 3 PLANTA DE LUZ       | — LÍNEA DE AGUA         |
| 4 GRÚA                | — LÍNEA DE AIRE         |
| 5 HERRAMIENTA         | — LÍNEA DE ACEITE       |

FIG. 4.25 ESQUEMATIZACIÓN DE UN TALLER MOVIL.

## CAPÍTULO 5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

UN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ES UNA SECUENCIA DE ACTIVIDADES NECESARIAS PARA LA TOTAL REALIZACIÓN DE UNA OBRA O PARTE DE ESTA, DETERMINADA EN BASE A UN ESTUDIO TENDIENTE A OPTIMIZAR LA SECUENCIA EN FUNCIÓN DE LOS RECURSOS ( MATERIALES Y HUMANOS ) DISPONIBLES ECONOMICAMENTE.

LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN ESTÁN EN FUNCIÓN DEL TIPO Y VOLUMEN DE OBRA QUE SE DESEE REALIZAR, ASÍ COMO DE SU COSTO, UNA CORRECTA SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO, REDITUARA EN UNA OPTIMIZACIÓN ECONÓMICA Y LA PRONTA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS. DE MANERA GENERAL SE PUEDE DECIR, QUE EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO A EMPLEAR SE VERA LIMITADO POR LA EXISTENCIA Y DISPOSICIÓN DEL EQUIPO CON QUE CUENTEN LOS CONTRATISTAS, Y NO POR EL EQUIPO IDEAL QUE SE REQUIERÁ.

EN EL CASO DE CIMENTACIONES, SE DEBERÁ DE SELECCIONAR LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS QUE GARANTICEN UNA PERFORACIÓN CON EL MÍNIMO DE EXCENRICIDAD POSIBLE, ASÍ COMO LA VERTICALIDAD ADECUADA Y QUE NO ALTERE (EN LO POSIBLE) EL SUELO ADYACENTE A LA PERFORACIÓN; ADEMÁS DEBE DE PRESENTAR UNA PERFORACIÓN LIMPIA, QUE TENGA Y CONSERVE LAS DIMENSIONES DE PROYECTO EN TODA SU PROFUNDIDAD.

DE LO ANTERIOR SE PUEDE DECIR, QUE LOS MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN APLICADOS EN CIMENTACIONES COLADAS 'IN SITU' PUEDE CAMBIAR EN CIERTO GRADO LOS PARÁMETROS DE DISEÑO, LA EXPERIENCIA CON LA QUE CUENTE EL CONTRATISTA EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN ES NECESARIA PARA PREVER (DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTRATIGRÁFICO, HIDRÁULICO Y DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE DEL SUELO), LA FORMA MAS ECONÓMICA, SEGURA Y DE MENOR TIEMPO DE EJECUCIÓN DEL MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN.

LOS MÉTODOS PARA CONSTRUIR CIMENTACIONES COLADAS EN EL SITIO SE DIVIDEN EN DOS GRUPOS PRINCIPALES, EN UNO, SE REALIZA UNA PERFORACIÓN HASTA ALCANZAR LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA CIMENTACIÓN Y SE CONSTRUYE EL CIMIENTO DENTRO DEL MISMO, USUALMENTE, LOS LADOS DE LA EXCAVACIÓN DEBEN DE ADEMARSE Y APUNTALARSE PARA EVITAR EL DERRUMBAMIENTO; A ESTAS PERFORACIONES SE LES CONOCE COMO ADEMADAS, LO QUE DEPENDE DE QUE SE ADEME CON FORROS METÁLICOS O TABLAESTACAS. EN ALGUNOS CASOS (PRINCIPALMENTE EN SUELOS INESTABLES O SIN COHESIÓN QUE PROVOQUE DERRUMBAMIENTOS), SE TENDRÁ QUE ESTABILIZAR LA PERFORACIÓN POR MEDIO DE LODOS ARCILLOSOS O BENTONÍTICOS (LA BENTÓNITA ES UNA ARCILLA NATURAL DE CARACTERÍSTICAS BIEN DEFINIDAS).

EN ALGUNOS CASOS LA PERFORACIÓN (EN PILAS) O LA EXCAVACIÓN (EN MURO MILÁN), SE TENDRÁ QUE REALIZAR EN TERRENOS QUE SE ENCUENTRAN BAJO AGUA, EN ESTOS CASOS SE TENDRÁ QUE UTILIZAR ATAGUÍAS. BAJO LA PROTECCIÓN DE LA ATAGUÍA SE REALIZA LA EXCAVACIÓN HASTA EL NIVEL DESEADO Y SE CONSTRUYE LA CIMENTACIÓN. ES MUY IMPORTANTE QUE AL CONSTRUIR, SE CONSERVEN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO UTILIZADAS PARA EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN, Y EN LO QUE SEA POSIBLE MEJORARLAS, PARA UN MEJOR COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

### 5.1 EN PILAS DE CIMENTACIÓN.

PARA LOS TRABAJOS EN PILAS DE CIMENTACIÓN, ES NECESARIO TENER DE ANTEMANO LA SELECCIÓN DE LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS Y LOS EQUIPOS DISPONIBLES. LOS MÉTODOS Y EQUIPOS DEPENDEN DE LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO EN QUE SE VA HA TRABAJAR, SE PARTE INICJALMENTE DE LOS DATOS QUE ACOMPAÑAN AL PROYECTO TOTAL: ESTUDIO GEOTÉCNICO, PLANOS Y ESPECIFICACIONES SON LA PRINCIPAL FUENTE DE INFORMACIÓN. ES NECESARIO ESTUDIAR LAS EXPERIENCIAS ANTERIORES, -

EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES DE EDIFICACIONES VECINAS, LOS CORTES O LAS EXCAVACIONES PROFUNDAS Y LAS GEOLOGÍA DE LA ZONA.

A) PILAS TIPO CHICAGO. LAS PRIMERAS PILAS DE CIMENTACIÓN QUE SE CONSTRUYERON (FINALES DEL SIGLO PASADO REF. 1, 2 Y 3), FUERÓN EN SU TOTALIDAD FABRICADAS DE FORMA MANUAL. SE LES CONOCE COMO PILAS TIPO CHICAGO, POR QUE FUE EN ESA CIUDAD DONDE SE EMPEZARON A UTILIZAR A FINALES DEL SIGLO XIX. LA PRIMER ETAPA DE LA EXCAVACIÓN SE REALIZABA EN TERRENO NATURAL Y A MANO, ENTRE 1.20 Y 1.80 Mts., LA PERFORACIÓN SE FORRABA CON UN RECUBRIMIENTO DE MADERA DE 5cm. POR 15cm. (2 POR 6 PULGADAS), CON LAS ARISTAS BISELADAS, PARA SELLAR COMPLETAMENTE LAS UNIONES. EL REVESTIMIENTO DE MADERA SE MANTIENE FIJO EN SU LUGAR MEDIANTE ANILLOS METÁLICOS SECCIONADOS (VER FIG. 5.1-A).

B) PILAS TIPO GOW. FUERON DISEÑADAS POR EL CORONEL CHARLES R. GOW (REF. 3), UTILIZAN CILINDROS TELESCÓPICOS DE ACERO DE 1.50 A 2.40 Mts. (5 A 8 PULGADAS) COMO RECUBRIMIENTO DE LA PERFORACIÓN O TIRO. CONFORME AVANZA LA PERFORACIÓN A MANO (VER FIG. 5.1 - B) . CADA CILINDRO TIENE 5 Cms. MENOS DE DIÁMETRO Y SE HINCA DE MANERA ASENTADA DE TAL MODO QUE HAYA UNA JUXTAPOSICIÓN ENTRE CILINDRO DE APROXIMADAMENTE 30 Cm. Y DE MANERA INSCRITA.

C) SELLADO DE PILAS TIPO CHICAGO Y GOW. SE REALIZA EL HINCADO DE UNA SERIE DE TABLONES CORTOS EN TODA LA PERIFERIA DEL CIMIENTO POR DENTRO Y SE SUJETAN POR MEDIO DE ANILLOS TIPO CHICAGO (VER FIG. 5.1 -C).

#### 5.1.1 PERFORACIÓN

ES MENESTER MENCIONAR QUE LOS MÉTODOS MANUALES DE EXCAVACIÓN HAN SIDO DESPLAZADOS POR LA PERFORACIÓN CON MÉTODOS MECÁNICOS, PERO ESTO NO IMPLICA QUE NO SE USEN. CUANDO SE LOCALIZA UNA OBSTRUCCIÓN SUBTERRÁNEA Y LAS CONDICIONES DEL TERRENO LO PERMITEN, ES POSIBLE CONTINUAR LA PERFORACIÓN POR MEDIOS MANUALES (LA DEMOLICIÓN DEL OBSTÁCULO DETECTADO).

UN PUNTO IMPORTANTE ANTES DE INICIAR UNA PERFORACIÓN, Y TODOS LOS TRABAJO QUE INVOLUCRAN LA CONSTRUCCIÓN DE UNA CIMENTACIÓN, ES CONTAR CON UNA SUPERFICIE DE TRABAJO APROPIADA, ESTO DEBE CONTEMPLARSE DESDE LA FIRMA DEL CONTRATO (COMO UNA DE LAS CLÁUSULAS) Y COMO UN TRABAJO PRELIMINAR , SIENDO ESTA ZONA UNA SUPERFICIE SENSIBLEMENTE HORIZONTAL Y CAPAZ DE SOPORTAR EL PESO DEL EQUIPO Y SUS MOVIMIENTOS. SE DEBE DE CONTAR CON LA LOCALIZACIÓN COMPLETA DE TODAS LAS PILAS, CON UNA CUADRILLA DE TOPOGRAFÍA O UN RESPONSABLE PARA CONSULTAR DICHAS UBICACIONES Y DE ESTA MANERA SE EVITARAN TIEMPOS MUERTOS POR ESTE CONCEPTO.

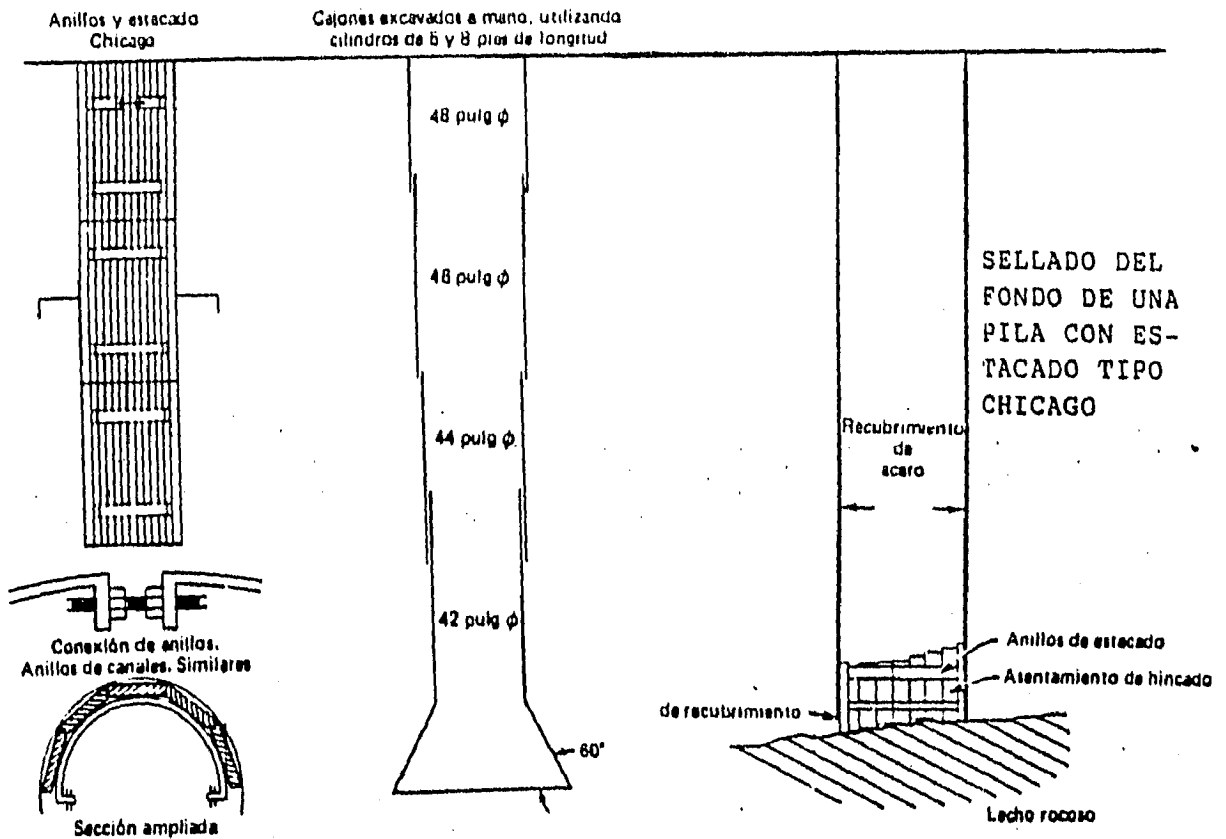
LA SELECCIÓN DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO DEBE DE GARANTIZAR LA LOCALIZACIÓN PRECISA DE LA PERFORACIÓN, SU VERTICALIDAD Y SIEMPRE PROCURANDO QUE EL SUELO CIRCUNDANTE A LA EXCAVACIÓN NO SE ALTERE MAYORMENTE, BUSCANDO CON ESTO UNA PERFORACIÓN LIMPIA Y DE DIMENSIONES REQUERIDAS EN EL PROYECTO; SE DEBE DE EVITAR SIEMPRE LA SOBREXCAVACIÓN DEL TERRENO.

UN OPTIMO TRABAJO DE PERFORACIÓN ES AQUEL QUE SE REALIZA EN EL MENOR TIEMPO POSIBLE Y SEGUIDO DE LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, YA QUE SI UNA EXCAVACIÓN SE MANTIENE ABIERTA POR TIEMPOS PROLONGADOS EXISTE EL RIESGO DE RELAJAMIENTO DE ESFUERZOS EN EL SITIO, PRINCIPALMENTE EN SUELOS FINOS, ORIGINANDO CON ESTO DESPLAZAMIENTO DE SUELO HACIA EL FONDO DE LA PERFORACIÓN; Y DANDO CON ESTO UNA DISMINUCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE Y UN MAL COMPORTAMIENTO DEL CIMIENTO (REF. 5 Y 7).



## PILAS TIPO CHICAGO

## PILAS TIPO GOW



NOTA: EL MÉTODO CONSTRUCTIVO PARA PILAS TIPO CHICAGO FUÉ INVENTADO Y UTILIZADO POR EL GENERAL W.M. SOOYSMITH EN 1892 (REF. 1), ASI COMO, EL MÉTODO GOW FUÉ INVENTADO Y UTILIZADO POR EL CORONEL CHARLES R. GOW A FINALES DEL SIGLO XIX (REF. 3).

FIG. 5.1 PRIMEROS MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE CIMENTACIÓN, CONSTRUIDAS A MANO.

UN PUNTO TAMBIÉN IMPORTANTE ES LA CORRECTA SELECCIÓN DEL EQUIPO DE PERFORACIÓN, ESTE DEBE DE TENER LA CAPACIDAD SUFICIENTE PARA EL TIPO DE SUELO QUE VA A SER ATACADO O PERFORADO, ASÍ TAMBIÉN ES IMPORTANTE LA SELECCIÓN DE LA HERRAMIENTA DE ATAQUE. ES RECOMENDABLE CONTAR CON UN NÚMERO SUFICIENTE DE BROCAS DE DIVERSOS TIPOS Y POR LO MENEOS UN PAR DE LA PRINCIPAL

#### 5.1.1.1 EN SUELOS ESTABLES O COHESIVOS.

LA PERFORACIÓN ES LA PARTE INICIAL DE LA CONSTRUCCIÓN DE LAS PILAS Y DEPENDIENDO DE LA ESTABILIDAD DEL SUELO Y LA PRESENCIA DE NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS ESTAS PUEDEN SER AMPLIADAS EN SU BASE (CAMPANA). SE PUEDE DECIR QUE LA ESTABILIDAD DE UN SUELO ES LA COMBINACIÓN DE: SUS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, PROPIEDADES MECÁNICAS Y EN CASO DE EXISTIR LA INFLUENCIA DEL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS. LA PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN, ES DETERMINANTE EN EL COSTO FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN, COMO SE EXPLICA MAS ADELANTE.

PARA PODER REALIZAR UNA PERFORACIÓN EN MATERIALES COHESIVOS ES MENESTER SELECCIONAR CORRECTAMENTE EL EQUIPO Y HERRAMIENTAS DE ATAQUE (BROCA Y BARRENA PARA INICIAR LA EXCAVACIÓN), TODO EN BASE A LA RESISTENCIA DETECTADA EN EL SUBSUELO; CONTANDO CON LO ANTERIOR SE REALIZA LA PERFORACIÓN HASTA ALCANZAR LA PROFUNDIDAD DE DISEÑO, PERO SIEMPRE CUIDANDO SU VERTICALIDAD.

EN EL CAPÍTULO 4 DE ESTE TRABAJO SE DIO UNA BREVE DESCRIPCIÓN DE LAS PERFORADORAS Y EQUIPOS (SUBCAPÍTULO 4.1.2-A Y B) DE USO MÁS FRECUENTE EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, TODOS ESTOS CUENTAN CON NIVELES DE BURBUJA (TIPO ALBAÑIL), PERO LA NIVELACIÓN POR MEDIO DE ÉSTOS NO ES SUFICIENTE PARA GARANTIZAR UNA PERFORACIÓN LO MÁS VERTICAL POSIBLE, POR ESTE MOTIVO SE RECOMIENDA ANTES DE INICIAR LA PERFORACIÓN NIVELAR LAS BARRAS GUÍAS ( KELLY) POR MEDIO DE UNA PLOMADA, EN SU VISTA FRONTAL Y SU VISTA LATERAL COMO LO MUESTRA LA FIGURA 5.2; ADEMÁS DE CHECAR CONTINUAMENTE Y CONFORME AVANZA LA PERFORACIÓN ( CON EL KELLY EN EL FONDO DEL BARRENO) QUE LA VERTICALIDAD SE CONSERVE, ESTO SE PUEDE HACER POR MEDIO DE UN NIVEL DE ALBAÑIL.

#### 5.1.1.1.1. CON PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA..

COMO SE MENCIONO ANTERIORMENTE, LA PRESENCIA DEL NIVEL DE AGUA FREÁTICA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN, ES DETERMINANTE EN EL COSTO FINAL DE LA CONSTRUCCIÓN. DURANTE LA PERFORACIÓN EXISTE UN FLUJO CONSTANTE DE AGUA HACIA ADENTRO DE LA PERFORACIÓN, DEBIDO A QUE EXISTE UNA LIBERACIÓN DE PRESIÓN HIDROSTÁTICA (Y PIEZOMÉTRICA SEGÚN EL Dr. LEONARDO ZEEVAERT), SI ESTE FLUJO DE AGUA ES CONSTANTE, PROVOCA DERRUMBAMIENTOS DE LAS PAREDES DE LA PERFORACIÓN DEBIDO A LA DIFERENCIA DE PRESIONES POR LO QUE EXISTE LA NECESIDAD DE ADEMAR PARA EVITAR DICHO FENÓMENO.

A) ADEMACO DE LA PERFORACIÓN. SI LAS PERFORACIONES NO SON MUY PROFUNDAS PUEDE UTILIZARSE UN TUBO COMO ADEMACO, LA RESISTENCIA DEL TUBO ESTARÁ DETERMINADA POR LOS ESFUERZOS A LOS QUE ESTARÁ SOMETIDO DURANTE SU HINCADO Y EXTRACCIÓN; EL HINCADO PUEDE SER REALIZADO POR MEDIO DE LA MISMA PERFORADORA (SI EL SUELO NO ES MUY DURO), MARTINETE DIESEL, OSCILADOR Y EL MÉTODO MENOS RECOMENDABLE ES POR MEDIO DEL VIBROHINCADOR (PUEDE PROVOCAR REMOLDEO EN ARCILLAS Y EN ALGUNOS TIPOS DE LIMOS).

OTRO MÉTODO PARA ADEMACO ES LA UTILIZACIÓN DE LODOs ARCILLOSOS COLOIDALES, SIENDO ÉSTOS: LA BENTÓNITA Y LA BÁRITA, LA MAYORÍA DE LOS SUELOS ESTABLES O COHESIVO, CON PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA SON ARCILLAS Y LIMOS (SUELOS FINOS DE ORIGEN LACUSTRE); SI LA PERFORACIÓN SE-

REALIZA EN ARCILLA SE FORMA UN LODO QUE POR SI SOLO PUEDE MANTENER ESTABLE LA PERFORACIÓN, SIEMPRE Y CUANDO ESTA NO DURE MUCHO TIEMPO EN SU CONSTRUCCIÓN O YA TERMINADA SE QUEDE ABIERTA. LA BENTÓNITA ES LA ARCILLA DE USO MÁS COMÚN EN MÉXICO DEBIDO A QUE CUENTA CON CARACTERÍSTICAS BIEN DEFINIDAS COMO: LA FORMACIÓN DE UNA COSTRA MILIMÉTRICA LLAMADA 'CAKE', QUE EVITA EL FLUJO EXCESIVO HACIA LA PERFORACIÓN, ADEMÁS DE TENER UNA DENSIDAD MAYOR A LA DEL AGUA (1.05 KG. /M<sup>3</sup> Y PUEDE SER MEJORADA CON UN TIEMPO DE AÑEJAMIENTO). EXISTE UN GEL QUE SE UTILIZA PARA ADEMAR PERFORACIONES, EN MÉXICO SU USO AÚN NO ES MUY DIFUNDIDO PERO EN E.U. SU USO ES COMÚN, YA QUE LA BENTÓNITA ES CONSIDERADA UN AGENTE CONTAMINANTE (REF. 25).

B) BOMBEO E INYECCIÓN PARA ESTABILIZAR. EN ALGUNOS CASOS, LOS SUELOS PUEDE CONVERTIRSE, DE SUELO POTENCIALMENTE INESTABLE (DEBIDO A LA PRESENCIA DEL N.A.F., EN ESTABLE, DESAGUÁNDOLO O INYECTÁNDOLO, SI POR EJEMPLO, LA INESTABILIDAD DE LAS PAREDES SE DEBE A ZONAS PERMEABLES CON GRAN FLUJO DE AGUA, PUEDE SER POSIBLE DRENAR TODO EL EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA, HACIENDO DESCENDER EL NIVEL DE AGUA FREÁTICA A UNO INFERIOR AL DEL FONDO DE LAS PERFORACIONES, CUMPLIENDO CON LO ANTERIOR LA EXCAVACIÓN PUEDE REALIZARSE EN SECO Y EVITANDO DE ESTA MANERA LA UTILIZACIÓN DEL ADEME, EN VARIOS LIBROS Y MANUALES DE CIMENTACIONES A ESTE PROCEDIMIENTO SE LE CONOCE COMO EL MÉTODO SECO (REF. 5).

#### 5.1.1.2 SIN PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA.

AL TOMAR LA DECISIÓN DE UTILIZAR CIMENTACIONES SIN ADEMAR COLADOS EN EL LUGAR, EN LUGAR DE ZAPATAS O CAJONES, REQUIERE DE UN CUIDADOSO ESTUDIO DE LAS CONDICIONES QUE INVOLUCREN O AFECTEN A LAS CONSTRUCCIONES EXISTENTES EN EL LUGAR. EL COMPORTAMIENTO DE ESTE TIPO DE CIMENTACIONES (COLADA EN EL SITIO) DEPENDERÁ DEL PROCEDIMIENTO UTILIZADO, ASÍ COMO POR LAS CARACTERÍSTICAS CARGA-ASENTAMIENTO DE LOS TERRENOS ADYACENTES Y SUBYACENTES (REF. 5). AL NO EXISTIR PRESENCIA DE AGUA, LA OBRA SE BENEFICIARA EN LA CALIDAD DEL TRABAJO, PUES DE ESTA MANERA PUEDE REALIZARSE UNA INSPECCIÓN VISUAL DE LAS CONDICIONES DE LA PERFORACIÓN Y DEL SUELO QUE RECIBIRÁ EL CIMIENTO.

LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES ESTA SUJETA A LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO, TALES COMO: LA ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS, SI EL SUELO ES FIRME O DURO SE DICE QUE ES COHESIVO. LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SOBRE EN SUELOS FIRMES, COMPACTOS O DUROS, CON PEQUEÑAS O NULAS FILTRACIONES DE AGUA SE PUEDEN REALIZAR SIN NECESIDAD DE UTILIZAR ADEMES EN LA PERFORACIÓN; AL MENOS QUE SE UTILICE COMO MEDIDA DE SEGURIDAD PARA LA INSPECCIÓN DEL BARRENO. A ESTE PROCEDIMIENTO SE LE CONOCE COMO MÉTODO SECO.

LOS SUELOS QUE EN LOS QUE SE PUEDE REALIZAR LA PERFORACIÓN SIN NECESIDAD DE ADEMAR PUEDEN SER: ARCILLAS Y LIMOS ARCILLOSOS, FIRMES O DUROS, O BIEN LIMOS ARENOSOS COMPACTOS Y TOBAS QUE PUEDEN MANTENER ESTABLES SUS PAREDES EN CORTES VERTICALES AUN EN PRESENCIA DE AGUA, SIEMPRE QUE EL FLUJO NO SEA EXCESIVO MIENTRAS SE TENGA LA PERFORACIÓN ABIERTA. SI EXISTE UNA ZONA INESTABLE, ESTA PUEDE SER ADEMADA CON UN TUBO Y POR LOS MÉTODOS DESCRITOS EN EL SUBCAPÍTULO 5.1.1.1 ( VER FIG. 5.5).

#### 5.1.1.3 PRESENCIA DE LENTES DE ARENA COMPACTA.

YA SE MENCIONO QUE LOS GRANDES DEPÓSITOS DE SUELOS FINOS Y EN PRESENCIA DE AGUA TIENEN ORIGEN LACUSTRE (ALBERGADOS EN LOS VALLES O LLANURAS), PERO NO SON LOS ÚNICOS SUELOS QUE SE DEPOSITAN EN EL FONDO DE LOS VALLES, EXISTEN TAMBIÉN DEPÓSITOS DE ARENA, QUE FUERON TRANSPORTADAS POR LAS CORRIENTE PLUVIALES Y EL VIENTO. ESTAS FORMACIONES SON SOMETIDAS A GRANDES PRESIONES (AL PESO DE LOS MATERIALES DEPOSITADOS ARRIBA, MÁS LA CARGA -

HIDROSTÁTICA), LLEGANDO ALCANZAR UNA GRAN DUREZA CERCANA A LA DE LA ROCA (ESENCIALMENTE ES UNA ROCA SEDIMENTARIA).

UNA MANERA DE ATACAR ESTE PROBLEMA ES UTILIZANDO UNA BROCA ESPIRAL CÓNICA ("CHILILLO"), CON PUNTA REFORZADA, CAPAZ DE PENETRAR EL LENTE DE ARENA. NO ES RECOMENDABLE LA UTILIZACIÓN DE BROCAS DE MENOR DIÁMETRO, PUES SE CORRE EL PELIGRO DE CONTINUAR LA PERFORACIÓN EN PRESENCIA DE UNA EXCENTRICIDAD, PRODUCTO DE LA HOLGURA ENTRE PERFORACIÓN EXISTENTE Y BROCA DE MENOR DIÁMETRO. OTRA HERRAMIENTA QUE SE PUEDE UTILIZAR ES UNA BROCA ESPECIAL PARA GOLPEAR CUYO EJE CENTRAL CONSISTE EN UNA FLECHA DE 20 Cmts. DE DIÁMETRO Y BRAZOS DEL DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN, ESTE TIPO DE HERRAMIENTA DEJA DE SER BROCA PUES SE UTILIZA PARA GOLPEAR MONTADA EN EL BARRETÓN Y SOLO SE UTILIZA CON ROTACIÓN CUANDO VA PENETRANDO LA CAPA DURA ENCONTRADA.

#### 5.1.1.1.4 CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS.

A LA AMPLIACIÓN DE UNA PERFORACIÓN EN SU PARTE INFERIOR SE LE CONOCE COMO CAMPANA. ÉSTE REMATE AMPLIADO AUMENTA CONSIDERABLEMENTE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL CIMIENTO, ÉSTA AMPLIACIÓN DEBE DESCANSAR SOBRE UN ESTRATO RESISTENTE Y SI SE QUIERE AUMENTAR AÚN MÁS LA CAPACIDAD DE CARGA SE EMPOTRA EN DICHO ESTRATO (GENERALMENTE SE UTILIZA UNA DE LAS DOS CONDICIONES), Y ÉSTAS SÓLO SE PUEDEN CONSTRUIR EN AUSENCIA DE AGUA.

PARA QUE LAS PILAS CON CAMPANA TRABAJEN ESTRUCTURALMENTE BIEN, SE DEBEN DE CONSTRUIR EN UN ESTRATO DE SUELOS EN EL QUE SE PUEDA REALIZAR LA CAMPANA SIN RIESGO DE COLAPSO O DERRUMBES. EL ESTRATO DEBE TENER EL ESPESOR SUFICIENTE, PARA ALBERGAR LA ALTURA DE LA CAMPANA (POR LO MENOS UNA ALTURA DE LA CAMPANA DE MÁS). ASÍ MISMO EL SUELO DEBE DE ESTAR LIBRE DE CUALQUIER FILTRACIÓN DE AGUA Y DEBE SER LO BASTANTE RÍGIDO PARA QUE LA PARTE SUPERIOR (TECHO) DE LA CAMPANA NO SE DESPLOME DURANTE LA EXCAVACIÓN. CASI SIEMPRE, LA INCLINACIÓN DE LA CAMPANA SUELE SER DE 60 GRADOS A PARTIR DEL PLANO HORIZONTAL (REF. 3), O BIEN, QUE CUMPLA LA RELACIÓN DE PROPORCIÓN DE 2:1 (VER FIG. 3.9). EN SUELOS FINOS SE UTILIZAN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS, BOTES ACAMPANADORES, LLAMADOS BOTES 'NAPOLEÓN' (VER FIG. 4.18) O TAMBIÉN PUEDEN SER CONSTRUIDOS MANUALMENTE.

EN LA REFERENCIA No. 3 EXISTEN UNAS RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACIÓN DE CAMPANAS EN SUELOS ESTABLES O COHESIVOS, SIENDO LAS SIGUIENTES: " LA DISTANCIA HORIZONTAL DEL EXTERIOR DEL TIRO DE LA PERFORACIÓN AL BORDE EXTERIOR DE LA CAMPANA SE LE DENOMINA SOCAVACIÓN HORIZONTAL. EN ARCILLAS BLANDAS, DONDE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR MUESTRA TRES A CUATRO GOLPES POR PIE (0.33mts.), EL LÍMITE SEGURO DE LA SOCAVACIÓN HORIZONTAL ES DE APROXIMADAMENTE 18 PULGADAS (46 cm). CUANDO EL CONTEO DE GOLPES SEA DE DIEZ, SE PUEDE HACER UNA SOCAVACIÓN DE APROXIMADAMENTE 4 PIES (1.33mts.).

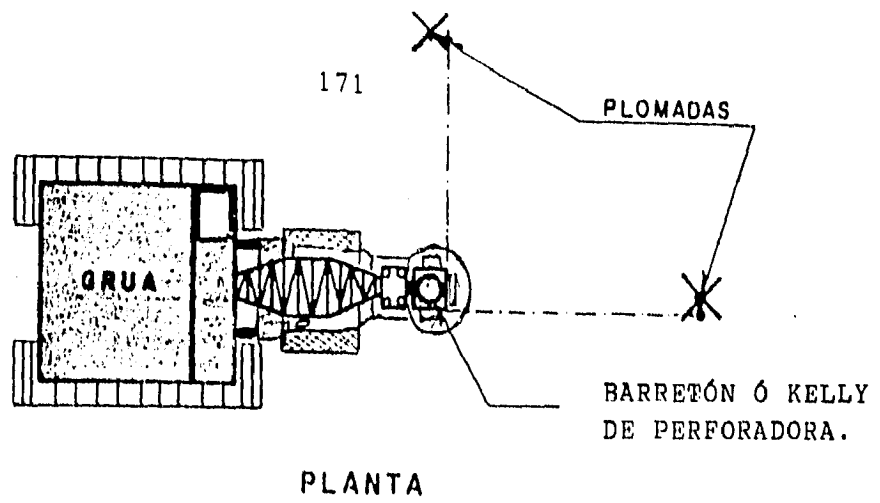


FIG. 5.2 VERTICALIDAD Y PUESTA A PLOMO DE LA PERFORADORA.

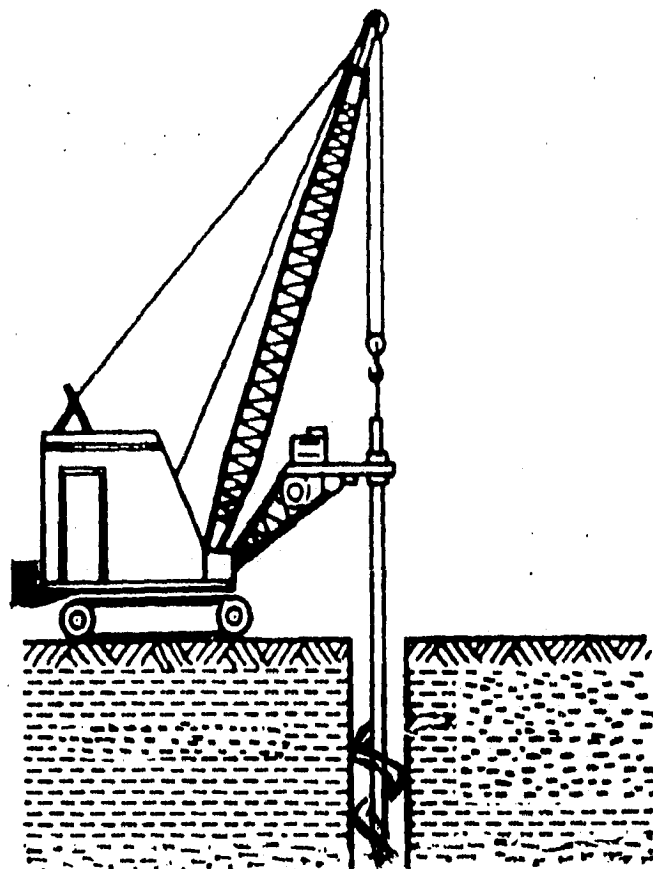
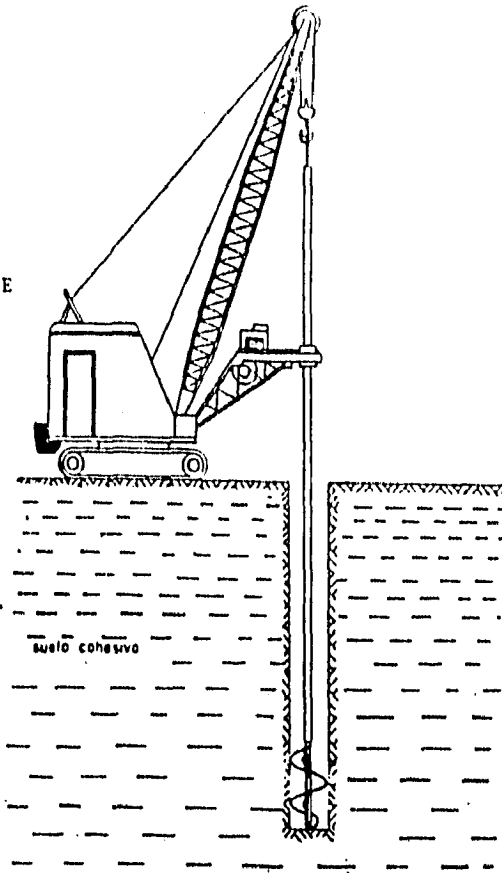


FIG. 5.3 INICIO DE LA PERFORACIÓN CON EQUIPO ROTATORIO.

A) EN SUELO ESTABLE



B) ESTABILIZADA CON LODOS

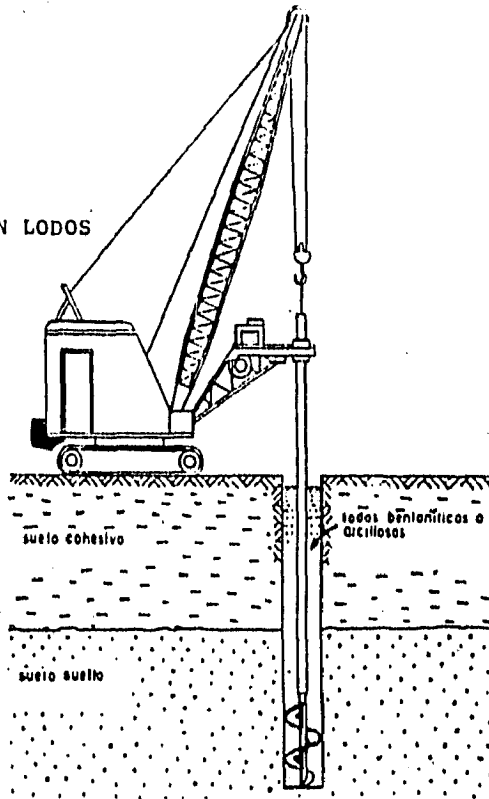


FIG. 5.3 PERFORACIÓN SIN PRESENCIA DEL N.A.F

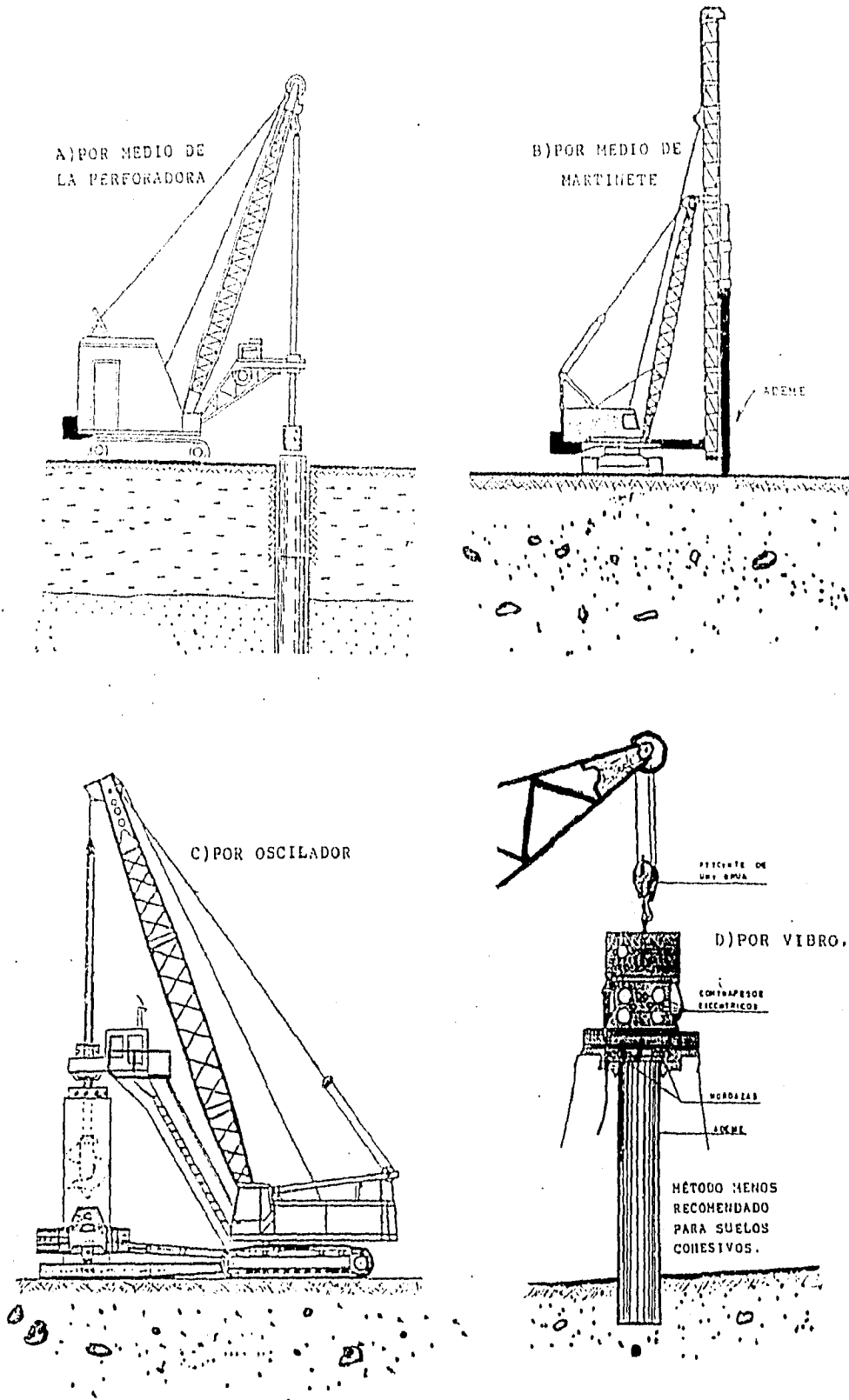
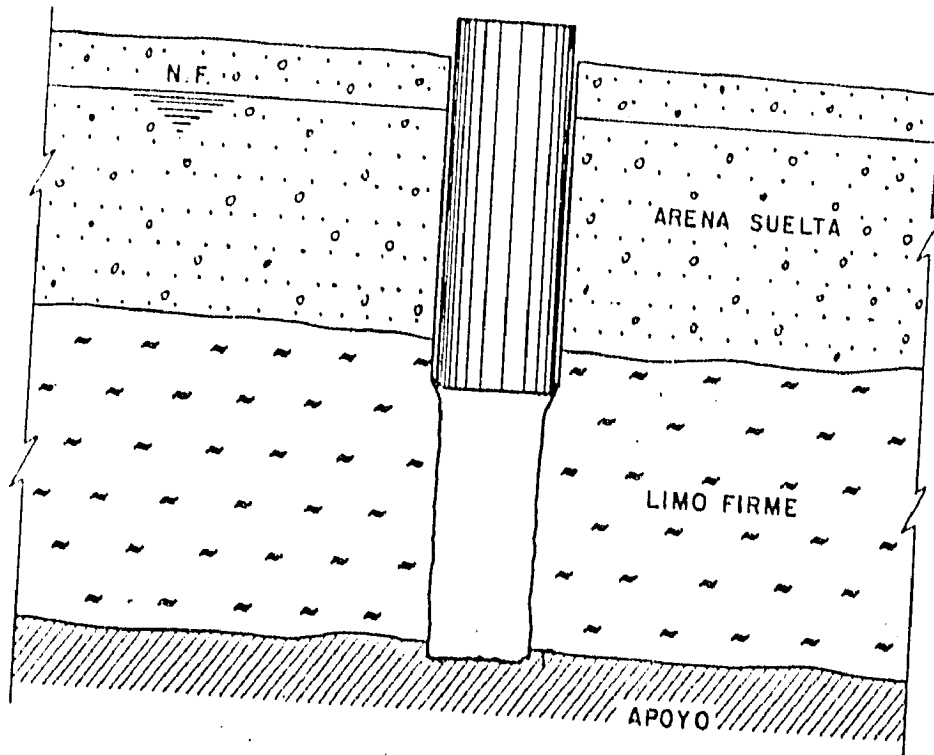


FIG. 5.4 HINCADO DE ADEME METÁLICO EN SUELOS ESTABLES.

HINCADO PARCIAL

174



HINCADO TOTAL

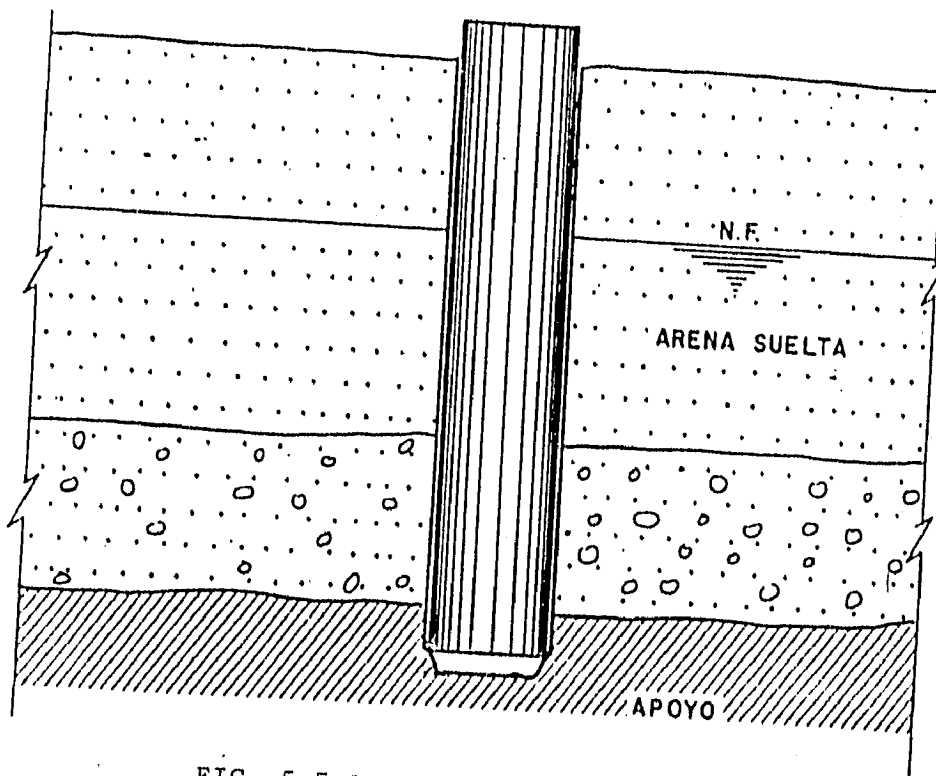


FIG. 5.5 ADEMES HINCAODS.



#### 5.1.1.2 EN SUELOS INESTABLES O GRANULARES.

EN UN PRINCIPIO CUANDO SE EMPEZARON A CONSTRUIR CIMENTACIONES ATRAVES DE SUELOS FINOS, SE USARON PERFORACIONES EXCAVADAS A MANO CON ADEMÉS DE MADERA, ESTE MÉTODO ES USADO AÚN, ESPECIALMENTE EN RECIMENTACIONES, ESTE PROCEDIMIENTO SE CONOCE COMO EL MÉTODO CHICAGO. SE HACE UNA PERFORACIÓN CIRCULAR DE CUANDO MENOS 1 M DE DIÁMETRO, A MANO, CON UNA PROFUNDIDAD QUE VARIA DE 0.5 A 2 MTS, LO QUE DEPENDE DE LA CONSISTENCIA DE LA ARCILLA, SE ADEMAN LAS PAREDES DE LA EXCAVACIÓN CON TABLAS VERTICALES, CONOCIDAS COMO FORRO. EL FORRO SE MANTIENEN SU SITIO POR MEDIO DE DOS ANILLOS CIRCULARES DE ACERO (VER. FIG. 5. 1), ESTE PROCESO SE UTILIZO POR PRIMERA VEZ EN 1892 (POR EL GENERAL WM. SOOYSMITH, STOCK EXCHANGE) Y SE LE CONOCE COMO EL MÉTODO CHICAGO (REF. 1).

SI EL SUELO PRESENTA CONDICIONES DESFAVORABLES O DE INESTABILIDAD EN LAS PAREDES, POR FALTA DE COHESIÓN ( O CUALQUIER TIPO DE CEMENTANTE NATURAL), Y POR EL FLUJO DE AGUA FREÁTICA AL INTERIOR DEL BARRENO QUE NO PERMITAN A LA PERFORACIÓN MANTENERSE ABIERTA, DURANTE EL TIEMPO QUE REQUIERAN LOS DEMÁS TRABAJOS INVOLUCRADOS EN SU CONSTRUCCIÓN; SE TENDRÁ QUE TOMAR LA DECISIÓN DE EMPLEAR OTRO MÉTODO CONSTRUCTIVO ACORDE A LA NECESIDAD DE LA OBRA. UN EJEMPLO EXCELENTE DE SUELO INESTABLE LO CONSTITUYE UN SUELO ARENOSO LIMPIO QUE SE ENCUENTRA DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO.

EN EL SUBCAPÍTULO ANTERIOR SE PROPUSO LA MECÁNICA DE TRABAJOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COLADAS EL SUELO ESTABLE Y SE DEJO VER QUE DICHO SUELO NO REQUERÍA DE SOPORTE O MOLDE ALGUNO, YA QUE EL SUELO ADYACENTE SERVIA DE CIMBRA PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CIMENTO. PERO PARA SUELOS NO COHESIVOS ES NECESARIO UTILIZAR CAMISAS DE ENCOFRAMIENTO O ADEMÉS.

EL EMPLEO DE ADEMÉS ES APLICABLE (COMO YA SE MENCIONO EN PÁRRAFOS ANTERIORES) DONDE LAS CONDICIONES DEL SUELO IMPLICAN DERRUMBES. EN ALGUNOS CASOS, LOS SUELOS PUEDE CONVERTIRSE, DE SUELO POTENCIALMENTE INESTABLE. EN ESTABLE, DESAGUÁNDOLO O INYECTÁNDOLO, SI POR EJEMPLO, LA INESTABILIDAD DE LAS PAREDES SE DEBE A ZONAS PERMEABLES SIN COHESIÓN, PUEDE SER POSIBLE DRENAR TODO EL EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA, HACIENDO DESCENDER EL NIVEL DE AGUA FREÁTICA A UNO INFERIOR AL DEL FONDO DE LAS PERFORACIONES, CUMPLIENDO CON LO ANTERIOR LA EXCAVACIÓN PUEDE REALIZARSE EN SECO Y EVITANDO DE ESTA MANERA LA UTILIZACIÓN DEL ADEME, EN VARIOS LIBROS Y MANUALES DE CIMENTACIONES A ESTE PROCEDIMIENTO SE LE CONOCE COMO EL MÉTODO SECO.

#### 5.1.1.2.1 CON PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA.

EL TRABAJO DE PERFORACIÓN EN ESTE TIPO DE SUELOS, ES MUY DELICADO Y EN PRESENCIA DE AGUA LO ES TODAVÍA MAS, EN PRESENCIA DE SUELOS PREDOMINANTEMENTE GRANULARES Y SUELTOS NO SE DEBE DE CORRER NINGÚN RIESGO, PUES NO SOLO SE ARRIESGA LA CALIDAD DE LOS TRABAJOS, ADEMÁS TAMBIÉN LA MAQUINARIA, EQUIPO Y PERSONAL CORREN PELIGRO. EN ESTE TIPO DE MATERIALES SIEMPRE SE UTILIZAN LOS DOS TIPOS DE ADEMÉS CONOCIDOS: 1.- LODOS COLOIDALES Y 2.- CAMISAS METÁLICAS.

A) PRIMER PROCEDIMIENTO RECOMENDADO. LOS TRABAJOS DE INICIAN CON LA PERFORACIÓN DE MANERA CONVENCIONAL, ES DECIR, CONFORME SE AVANZA EN LA PERFORACIÓN Y SE VA EXTRAYENDO EL MATERIAL PRODUCTO DE LA PERFORACIÓN, EL VOLUMEN DESPLAZADO ES SUSTITUIDO POR UN VOLUMEN SIMILAR DE LODO, TENIENDO SIEMPRE CUIDADO QUE DICHO LODO TENGA EL CORRECTO CONTROL DE CALIDAD ESPECIFICADO; LA PERFORACIÓN DEBE DE REALIZARSE EN EL TIEMPO MENOR POSIBLE, DEMASIADO TIEMPO ABIERTA PUEDE PROVOCAR QUE LA PERFORACIÓN SE CIERRE BRUSCAMENTE, QUEDANDO ATRAPANDO EL BARRETÓN DE LA PERFORADORA (CON NULAS POSIBILIDADES DE RECUPERACIÓN). LLEGANDO A LA PRIMERA CAPA DE MATERIAL IMPERMEABLE Y ESTABLE, SE PROCEDE AL -

HINCADO DEL ADEME METÁLICO. LOS PROCEDIMIENTOS DEL HINCADO SON LOS MISMOS QUE SE DESCRIBIERON PARA SUELOS ESTABLES O COHESIVOS. ESCOGIENDO SIEMPRE EL DE MENOR TIEMPO Y EL QUE GENERE MENOS MOVIMIENTOS BRUSCO QUE PROVOQUEN DERRUMBAMIENTOS DENTRO DE LA PERFORACIÓN (VER FIG. 5.4 Y 5.6).

B) SEGUNDO PROCEDIMIENTO RECOMENDADO. ESTE PROCEDIMIENTO ES TAN SOLO LA FORMA INVERSA DE LOS TRABAJOS ANTERIORES, ES DECIR, SE INICIA CON EL HINCADO DEL ADEME EN PRIMER TERMINO, SEGUIDO DE LA PERFORACIÓN; EN ESTE PROCEDIMIENTO, EL HINCADO DEL ADEME PUEDE REALIZARSE DE CUALQUIER MANERA Y SIN NINGÚN LIMITANTE, TODO DEPENDERÁ DEL EQUIPO DISPONIBLE CON QUE CUENTE LA CONTRATISTA. CUANDO EL SUELO CONSISTE EN ARENAS LIMPIAS (ZONAS COSTERAS Y LÉCHOS DE RÍOS) EL EQUIPO MAS RECOMENDADO PARA EL HINCADO DE ADEMES SON LOS VIBROHINCADORES, PUES EL MOVIMIENTO VIBRATORIO MEJORAN LAS CONDICIONES DE COMPACTAD RELATIVA DE LAS ARENAS (VER FIG. 5.7).

C) COMBINACIÓN DE LAS DOS RECOMENDACIONES ANTERIORES. LA PERFORACIÓN, EL HINCADO Y LA COMBINACIÓN DE AMBAS, SÓLO TENDRÁN COMO LIMITANTE EL TIPO DE EQUIPO DISPONIBLE, MÁS LA EXPERIENCIA DE LOS OPERADORES E INGENIEROS, PUES SE PUEDE CONTAR CON LOS EQUIPOS INDICADOS Y NO OBTENER LOS RESULTADOS ESPERADOS, DEBIDO A UNA MALA OPERACIÓN Y DIRECCIÓN EN OBRA. LOS MÉTODOS ANTERIORES NO SON LOS ÚNICOS (PERO SI LOS MÁS USADOS EN MÉXICO), PUEDEN EXISTIR OTROS MUCHOS MAS, PERO TODOS PERSIGUEN SELLAR LA PERFORACIÓN CONTRA LAS FILTRACIONES DE AGUA HACIA DENTRO DE LA PERFORACIÓN; POR LO QUE CUALQUIER MÉTODO O COMBINACIÓN DE ÉSTOS DEPENDERÁ DEL TIPO DE SUELO Y EQUIPOS DISPONIBLES.

D) UTILIZANDO PERFORADORAS DE BROCA CONTINUA. ESTE MÉTODO NO REQUIERE DE NINGÚN TIPO DE ADEME, YA QUE LA MISMA BROCA, CONFORME VA AVANZANDO TAMBIÉN VA SOSTENIENDO LA PERFORACIÓN, Y SÓLO SE RETIRA PROGRESIVAMENTE CONFORME SE LLENA LA PERFORACIÓN DE CONCRETO (VER FIG. 5.8).

#### 5.1.1.2.2 SIN PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA.

LA INEXISTENCIA DE AGUA DURANTE LA PERFORACIÓN, NO IMPLICA QUE SE DEJEN DE UTILIZAR ADEMES, EN ESTE TIPO DE CONDICIONES ES MENESTER EL USO DEL ADEME, CON LA VENTAJA QUE SE PUEDE UTILIZAR UNO DE LOS DOS PRINCIPALES TIPOS DE ADEME Y SÓLO POR SEGURIDAD LA COMBINACIÓN DE AMBOS. UNA MANERA DE CONSTRUIR PILAS SIN LA UTILIZACIÓN DE ADEMES, EN ÉSTE TIPO DE SUELOS, ES POR MEDIO DE EQUIPOS DE PERFORACIÓN CON BROCA CONTINUA (TIPO AUGER), YA QUE CONFORME SE PERFORA NO SE PRODUCE DESPLAZAMIENTO DE MATERIAL FUERA DEL BARRENO, AL LLEGAR A LA PROFUNDIDAD DE PROYECTO (VER FIG. 5.8), SE INICIA LA INYECCIÓN DEL CONCRETO POR MEDIO DEL CENTRO HUECO DE LA BROCA Y SE VA RETIRANDO LA BROCA CONFORME SE LLENA LA PERFORACIÓN CON CONCRETO; SI LA PILA REQUIERE DE ARMADO DE REFUERZO ESTE PUEDE SER COLOCADO DESPUÉS DEL COLADO (VER SUBCAPÍTULO 5.1.2.1.2).

#### 5.1.1.2.3 PRESENCIA DE BOLEOS DE GRAN DIÁMETRO

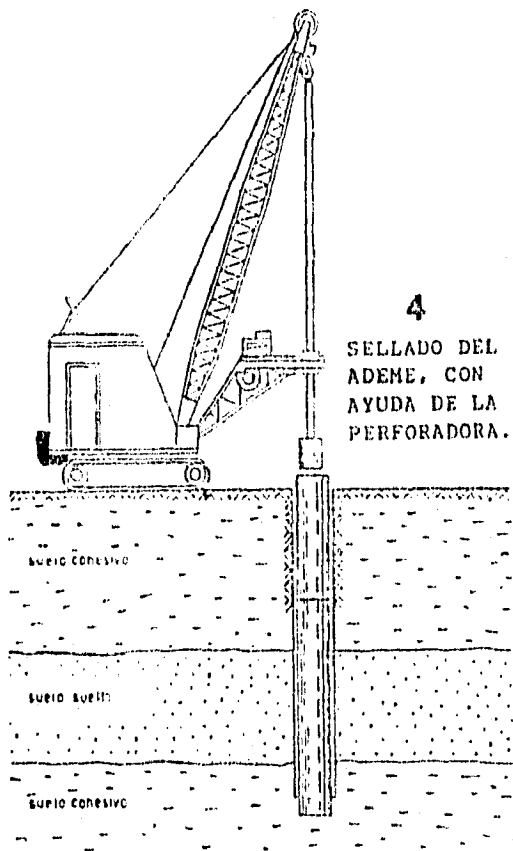
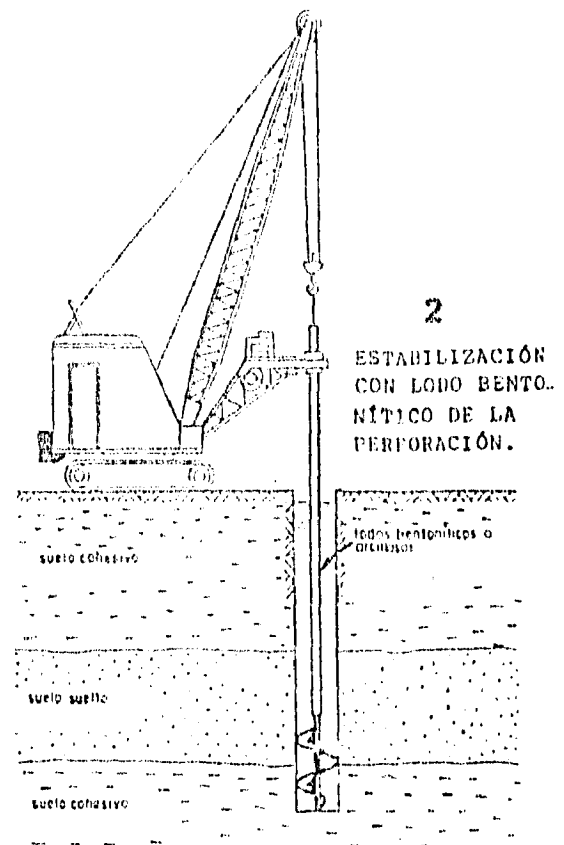
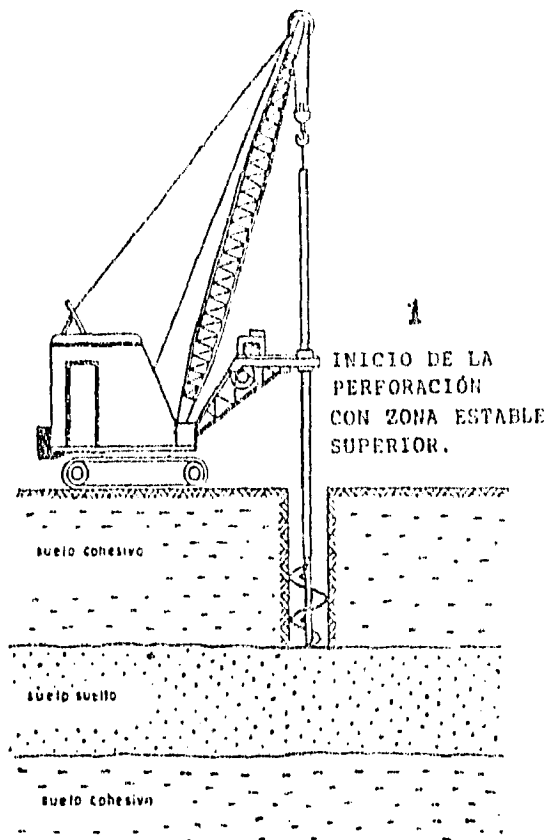
EL TIEMPO QUE SE REQUIERA PARA TERMINAR LA EXCAVACIÓN DEPENDERÁ NATURALMENTE, DE LAS CONDICIONES DEL SUELO Y DE LA GEOMETRÍA DE LA EXCAVACIÓN, PUEDEN HACERSE PERFORACIONES DE POZOS CON DIÁMETRO DE UN METRO Y PROFUNDIDAD DE 20 METROS, ATRAVES DE UNA ARENA LIMOSA, EN MENOS DE TREINTA MINUTOS. SI DURANTE LA PERFORACIÓN SE DETECTAN INTERFERENCIAS MATERIALES, COMO CAPAS DE CONGLOMERADOS, BOLEOS O ROCA, ESTO OCASIONARÁ QUE SE REQUIERA DE MAYOR TIEMPO PARA CONCLUIR LA EXCAVACIÓN, EN EXCAVACIONES DE MAYOR DIÁMETRO Y PROFUNDIDAD EL TIEMPO DE TERMINACIÓN SERÁ MAYOR. CUANDO LOS BOLEOS SEAN DE DIÁMETRO CONSIDERABLE (MAYOR AL DIÁMETRO DE LA PILA) SE PROCEDE A SU DEMOLICIÓN, Y ÉSTA-

PODRÁ SER DE MANERA MANUAL O POR MEDIO DE LA UTILIZACIÓN DEL TREPANO (SUBCAPÍTULO 4.1.2 FIG. 4.18). LA UTILIZACIÓN DEL TREPANO PUEDE SER REALIZADA POR LA MISMA MÁQUINA PERFORADORA CON AYUDA DEL CABLE AUXILIAR (VER FIG. 5.9-A), PERO ES RECOMENDABLE QUE SEA UNA MÁQUINA AUXILIAR (NODRIZA) LA ENCARGADA DE REALIZAR ESTA MANIOBRA, YA QUE LA PERFORADORA MONTADA OBSTRUYE LA VISIBILIDAD AL OPERADOR, QUE TIENE QUE DEJAR CAER EL TREPANO DE UNA ALTURA DE POR LO MENOS 5mts. PARA PODER GENERAR UNA ENERGÍA POTENCIAL CAPAZ DE DEMOLER EL OBSTÁCULO ENCONTRADO, ESTA MANIOBRA DEBE DE REALIZARSE EL NÚMERO DE VECES QUE SEA NECESARIO HASTA QUE LA BROCA O BOTE PUEDA SEGUIR AVANZANDO CON LA PERFORACIÓN. EXISTEN OTRO TIPO DE TRÉPANOS QUE SE MONTAN EN EL BARRETÓN DE LA PERFORADORA, PERO NO SON RECOMENDABLES PARA ESTE TIPO DE TRABAJOS (SE CORRE EL PELIGRO DE DAÑAR EL BARRETÓN).

#### 5.1.1.2.3 CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS.

EN SUELOS INESTABLES COMO ES EL CASO DE ARENAS Y LIMOS GRANULARES EN ESTADO SUELTO NUNCA SE RECOMIENDA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS, PUES SU CONSTRUCCIÓN NO ES FACTIBLES. PERO EXISTEN EXPERIENCIAS EN MÉXICO DE CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS EN RELLENOS ARTIFICIALES O SANITARIOS, TAL ES EL CASO DE LA ZONA DE SANTA FE, ANTIGUO TIRADERO DE DESECHOS SÓLIDOS Y MINAS DE ARENA Y GRAVA. LA CONSTRUCCIÓN DE LA PILA SE REALIZABA CON ADEME METÁLICO HINCADO POR MEDIO DE UN OSCILADOR Y LA CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS EN ESTE TIPO. DE MATERIALES SE EMPEZÓ A REALIZAR DE MANERA MANUAL, EN EL ESTRATO DE APOYO QUE CONSISTÍA EN UN ALUVIÓN CON GRANDES BOLEOS, SOLO BAJANDO PERSONAL SE PODÍAN CONSTRUIR LAS CAMPANAS; ESTE PROCEDIMIENTO COSTO ALGUNOS ACCIDENTE (ALGUNOS MORTALES), DEBIDO A LOS GASES QUE SE GENERAN EN LA DESCOMPOSICIÓN DEL MATERIAL DE DESECHO, LA EMPRESA INGENIERÍA ESPECIALIZADA EN CIMENTACIONES DISEÑO UNA HERRAMIENTA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS EN ESTE TIPO DE SUELOS (VER FIG. 5.9).

EN EL CASO DE QUE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO PERMITAN LA CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS, ESTAS DEBEN DE SER CONSTRUIDAS COMO EN TODOS LOS CASOS ANTERIORES, EN AUSENCIA DE AGUA Y EL TIRO DE LA PERFORACIÓN ADEMADA.



5

ADEME SELLADO EN UN SUELO FIRME, ESTABLE E IMPERMEABLE. SI NO SE CUMPLE CON UNO DE ESTOS PUNTOS SE DEBE DE ADEMAR HASTA EL FONDO TOTAL DE LA PERFORACIÓN.

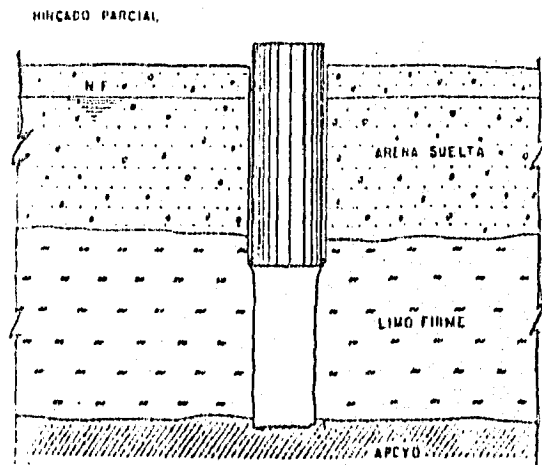
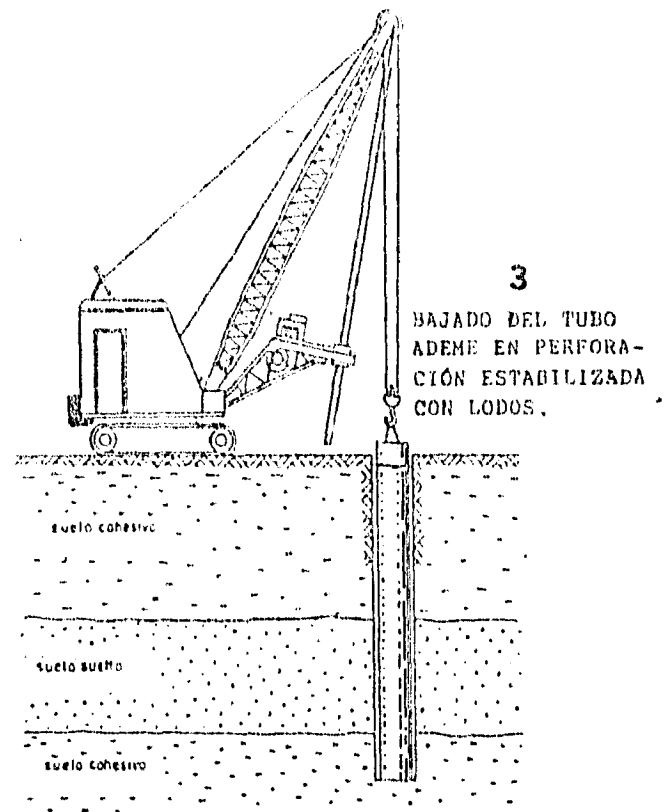
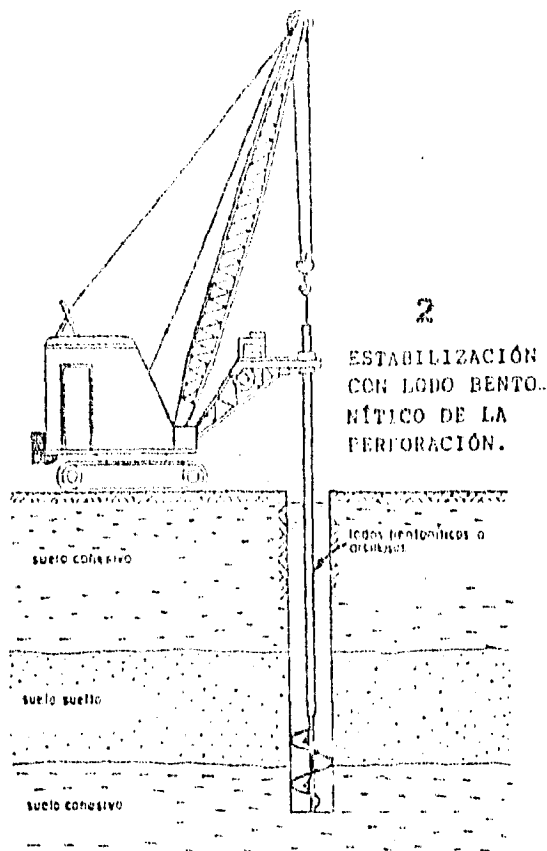


FIG. 5.6 PERFORACIÓN Y ADEMACIÓN EN SUELOS INESTABLES.



5  
ADEME SELLADO EN UN SUELO FIRME, ESTABLE  
E IMPERMEABLE. SI NO SE CUMPLE CON UNO  
DE ESTOS PUNTOS SE DEBE DE ADEMAR HASTA  
EL FONDO TOTAL DE LA PERFORACIÓN.

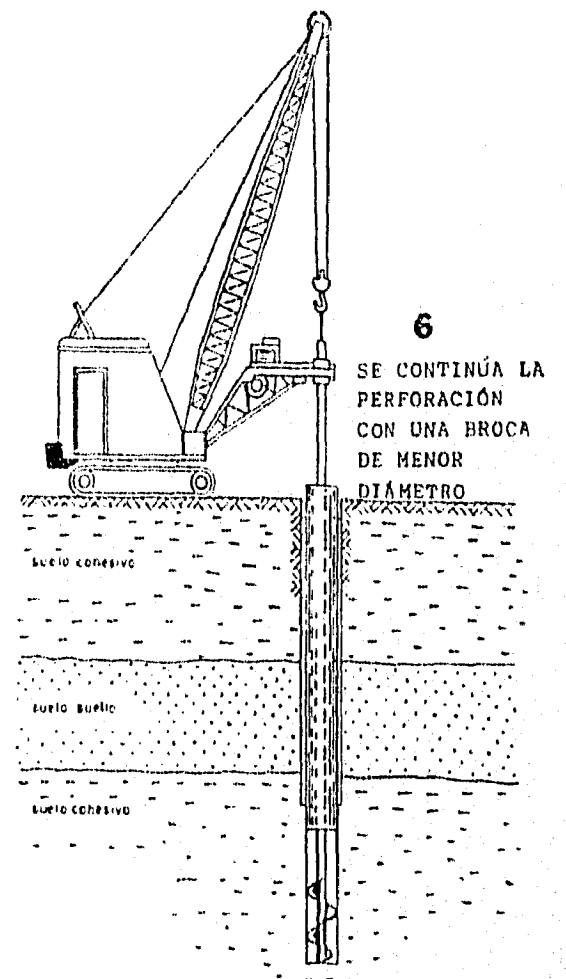
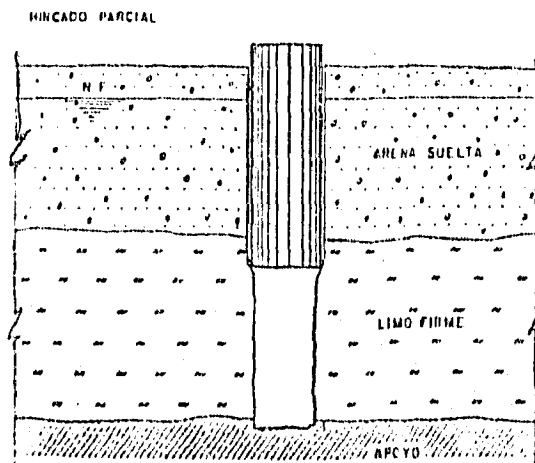
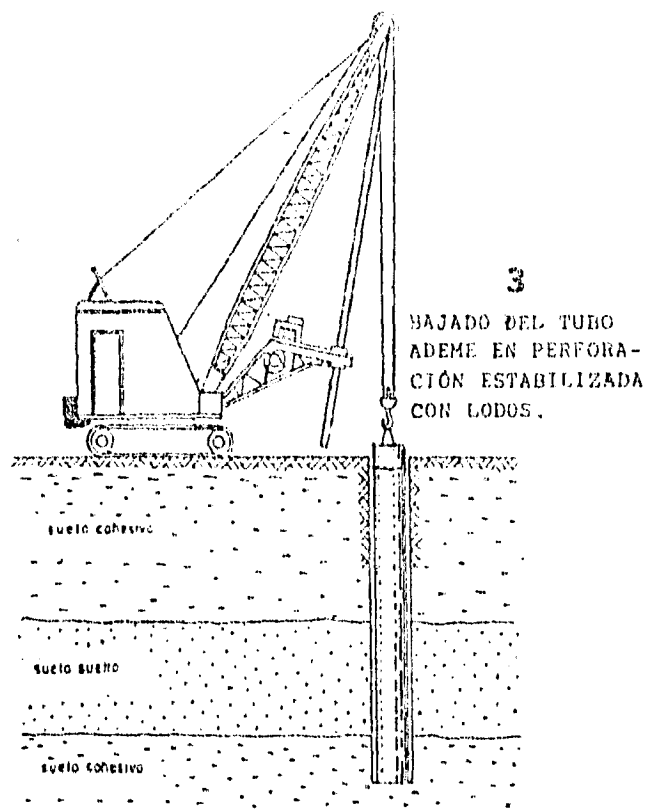
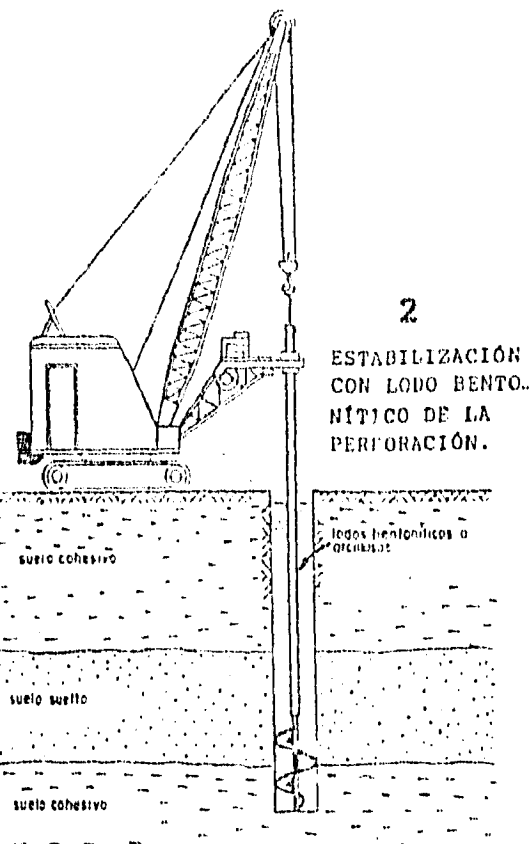
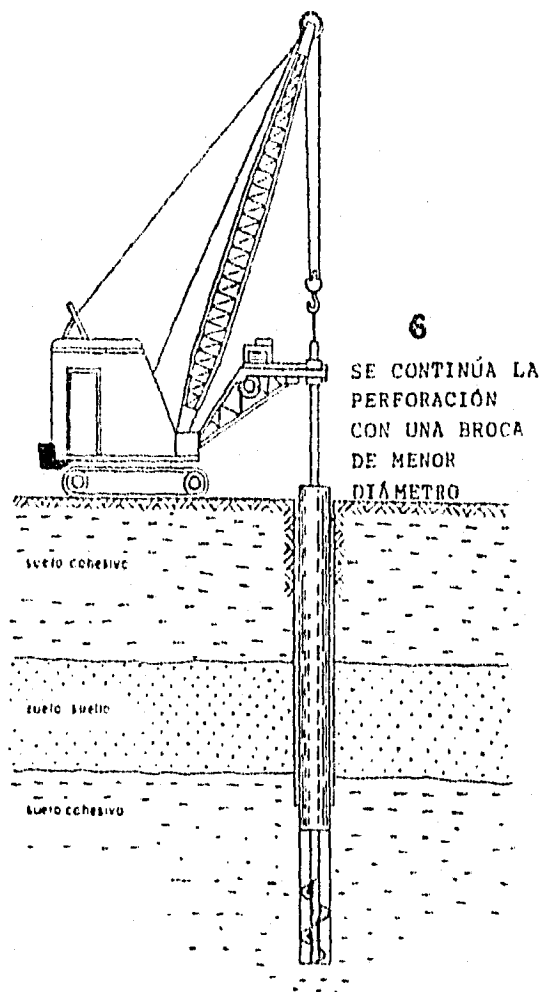
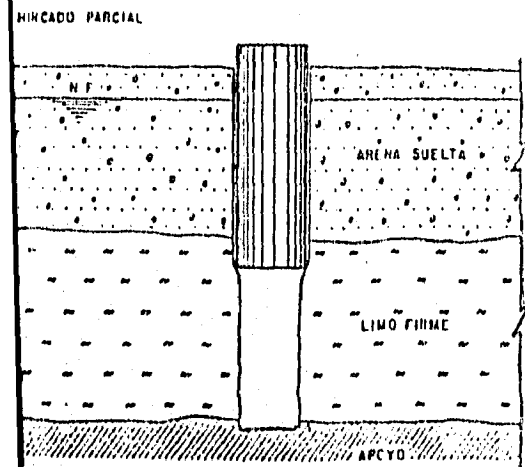


FIG. 5.6 PERFORACIÓN Y ADEMACO EN SUELOS INESTABLES.



5

SE SELLADO EN UN SUELO FIRME, ESTABLE  
IMPERMEABLE. SI NO SE CUMPLE CON UNO  
ESTOS PUNTOS SE DEBE DE ADEMAR HASTA  
FONDO TOTAL DE LA PERFORACIÓN.



PERFORACIÓN Y ADEMACO EN SUELOS INESTABLES.

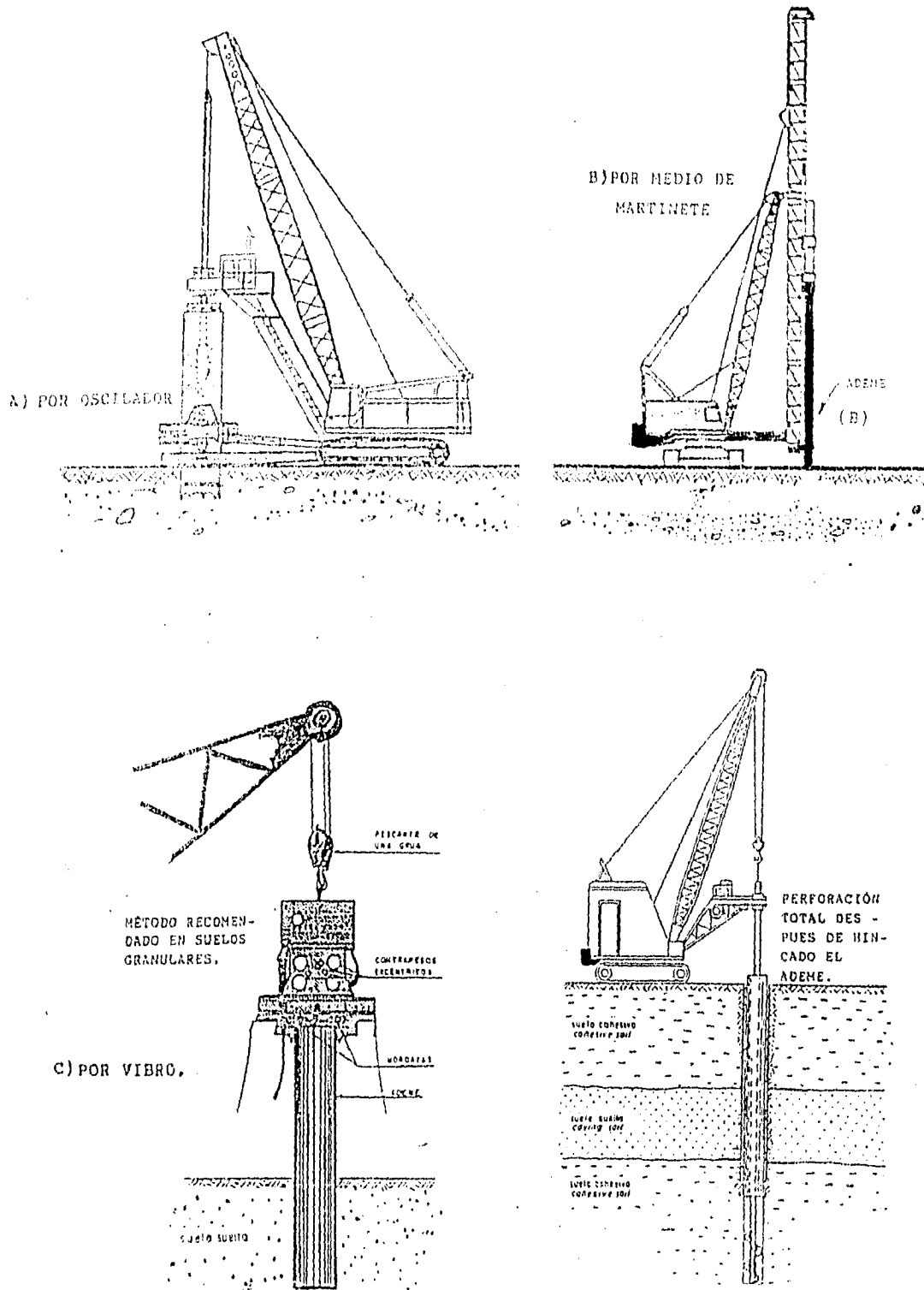


FIG. 5.7 ADEMADO Y PERFORACIÓN EN SUELOS INESTABLES.

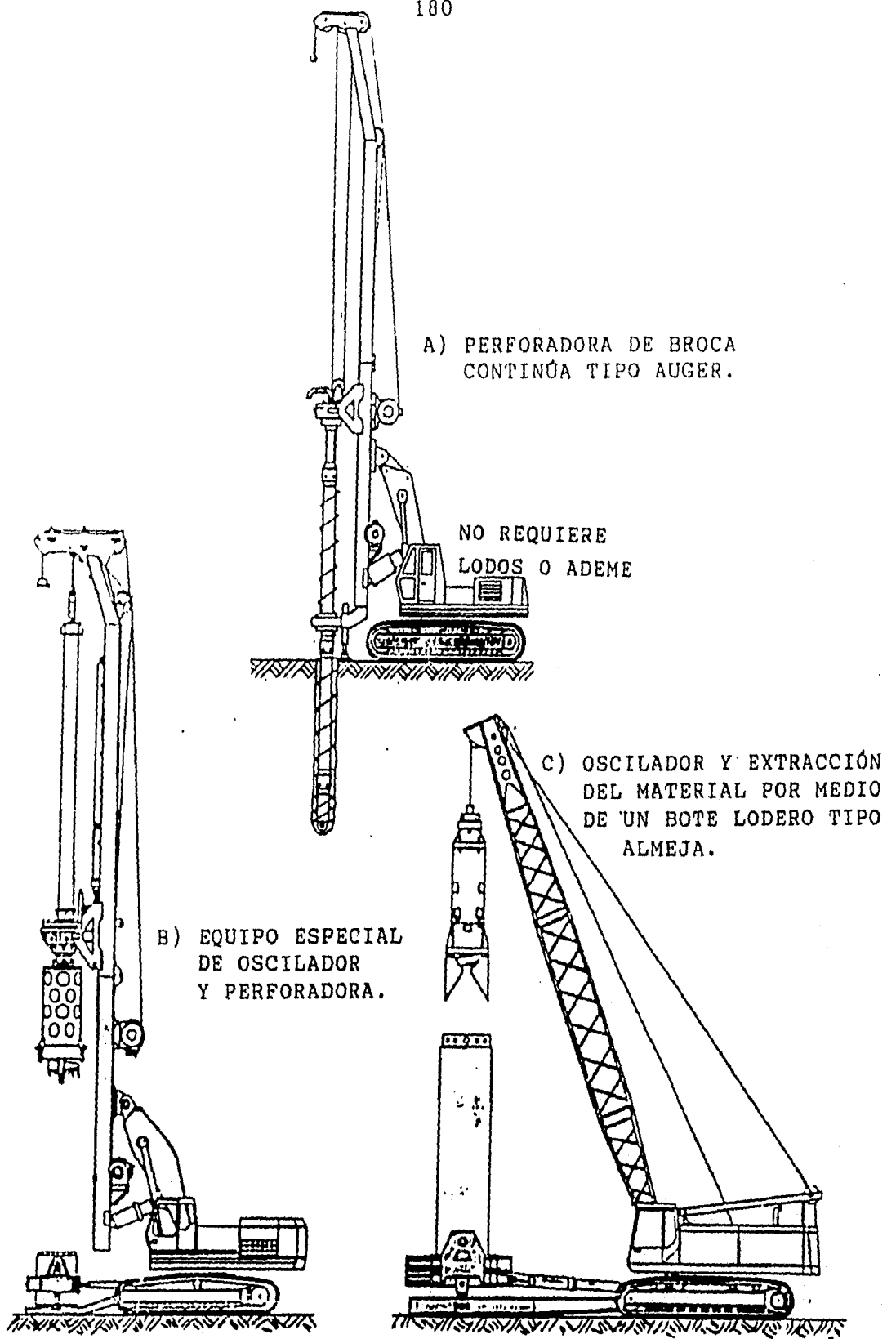


FIG. 5.8 OTRAS ALTERNATIVAS DE PERFORACION EN SUELOS INESTABLES



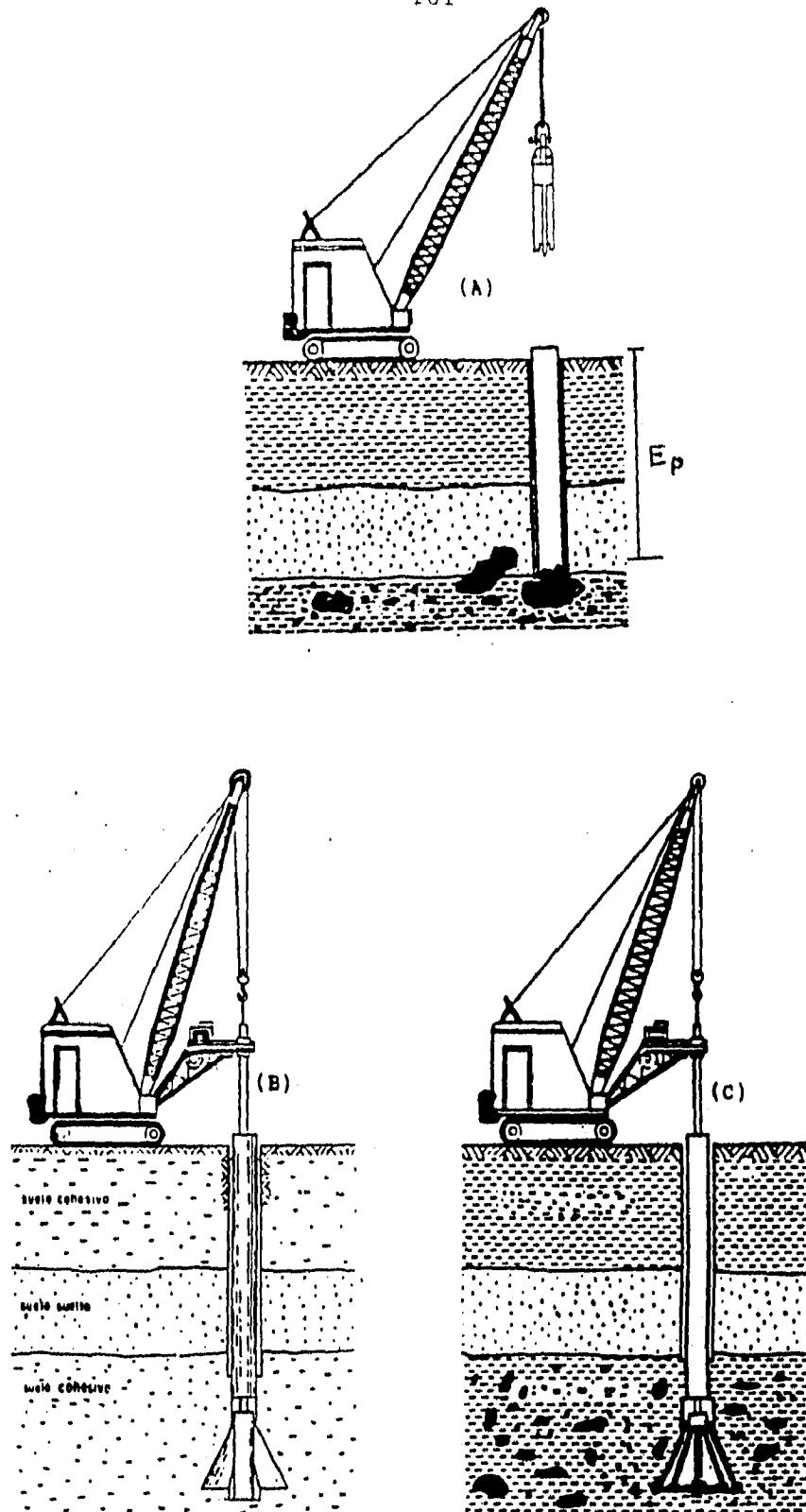


FIG. 5.9 A) DEMOLICIÓN DE GRANDES BOLEOS UTILIZANDO EL TREPANO.  
 B) CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS EN SUELOS FINOS,  
 C) CONSTRUCCIÓN DE CAMPANAS EN SUELOS GRUESOS O BOLEOS.

### 5.1.2 COLADO DEL ELEMENTO.

ANTES DE INICIAR EL COLADO DEL ELEMENTO ES NECESARIO REALIZAR UNA LIMPIEZA DEL FONDO DE LA PERFORACIÓN, CON EL FIN DE LIMPIAR DE AZOLVES Y CAÍDOS, MEDIANTE LAS HERRAMIENTAS ESPECIALES PARA ESTE TIPO DE TRABAJO (BOTES ARENEROS O BROCAS PLANAS LLAMADAS PLATOS).

PARA LOGRAR ÓPTIMOS RESULTADOS CONSTRUCTIVOS, EL BUEN DISEÑO DE LA MEZCLA ES DEFINITIVO. SE RECOMIENDA UN REVENIMIENTO DEL ORDEN DE 15 CM.. ADEMÁS DEL EMPLEO DE ADITIVOS CON EL FIN DE RETARDAR EL FRAGUADO DURANTE EL COLADO Y MEJORAR LAS CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO. LA PREPARACIÓN DE PRUEBAS PERMITE LOGRAR MEZCLAS CON LA RESISTENCIA Y CARACTERÍSTICAS DE FLUJO APROPIADAS; PUEDE PRESENTARSE EXUDACIÓN O 'SANGRADO' EN CONCRETOS CON UN ALTO REVENIMIENTO; PERO SIEMPRE RESULTA MEJOR TENER QUE CORTAR O DEMOLER UNOS CENTÍMETROS DE CONCRETO DÉBIL EN LA SUPERFICIE, QUE ARRIESGAR LA FALLA TOTAL DEL CIMIENTO A CAUSA DE UN LLENADO DEFICIENTE DE LA PERFORACIÓN.

LAS ESPECIFICACIONES NORMALES REQUIEREN EL COLADO POR MEDIO DE DISPOSITIVOS DE VACIADO, QUE EVITEN LA CAÍDA LIBRE DIRECTA DEL CONCRETO, YA QUE DURANTE SU VIAJE HACIA EL FONDO DE LA PERFORACIÓN EXISTE SEGREGACIÓN DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DEL CONCRETO, LO CUAL AFECTA LA CALIDAD DE LA MEZCLA Y POR LO TANTO SU RESISTENCIA. SOLO EN AQUELLAS PERFORACIONES SECAS Y QUE NO CUENTEN CON MUCHA PROFUNDIDAD O PARA SU PARTE FINAL SE PUEDE REALIZAR EL COLADO DIRECTO, PERO SIEMPRE TENIENDO CUIDADO QUE LA CAÍDA DEL CONCRETO NO ROSE LAS PAREDES DE LA PERFORACIÓN, SI ES QUE ESTA NO SE ENCUENTRA ADEMADA.

#### 5.1.2.1 COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.

LA COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO DEBE SER EJECUTADA POR OPERADORES QUE CUENTEN CON LA EXPERIENCIA SUFICIENTE PARA ESTE TIPO DE MANIOBRAS, ESTO CON EL FIN DE EVITAR DEFORMACIONES POR MOVIMIENTOS Y MANIOBRAS DEL LEVANTADO Y LANZADO DEL ARMADO DURANTE ESTOS TRABAJOS. ASÍ TAMBIÉN COMO LA SEPARACIÓN ENTRE VARILLAS PARA PERMITIR QUE EL CONCRETO FLUYA Y PENETRE POR TODA LA EXCAVACIÓN Y ENTRE EL ACERO.

EL ACERO DEL ARMADO DE REFUERZO, TIENE QUE SATISFACER LAS ESPECIFICACIONES PARA LA OBRA EN CUANTO A LA CALIDAD Y LIMPIEZA. DEBEN TOMARSE PRECAUCIONES EN EL DISEÑO DEL ARMADO PARA ASEGURAR SU ESTABILIDAD AL SER COLOCADO. ALGUNOS DISEÑADORES AGREGAN CINCHOS DE ACERO QUE FIJAN DEBAJO DEL ZUNCHO ESPIRAL (REFUERZO TRANSVERSAL EN LUGAR DE ESTRIBOS) PARA DOTAR AL ARMADO DE ESTABILIDAD EN SU TOTALIDAD. ESTOS CINCHOS SON SUELDADOS. ES MUY IMPORTANTE QUE LA COLOCACIÓN DEL ARMADO SEA LO MAS CENTRADA POSIBLE, PUES DE ESTA MANERA SE GARANTIZA UN COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DESEADO, ADEMÁS DE CONTAR CON EL RECUBRIMIENTO SEGÚN PROYECTO.

##### 5.1.2.1.1 ANTES DEL COLADO.

LA SECUENCIA DE LOS TRABAJOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES COLADAS EN EL LUGAR, NOS REFIEREN QUE AL TERMINAR LA PERFORACIÓN SE COLOQUE EL ACERO DE REFUERZO, SI LA PERFORACIÓN ERA LO SUFICIENTEMENTE GRANDE EL ARMADO SE PODÍA HACER DENTRO DE LA PERFORACIÓN (EN EL CASO DE LAS PRIMERAS PILAS DE CIMENTACIÓN POR MÉTODOS MANUALES), SI ES QUE ESTA REQUERÍA DEL REFUERZO, DE NO SER ASÍ EL CONCRETO SE COLABA SIN NECESIDAD DE ACERO. PERO EN MÉXICO ES REQUISITO ESENCIAL EL REFORZAMIENTO DEL LAS CIMENTACIONES Y LA SECUENCIA DE LOS TRABAJOS SEGUÍA SIENDO LA MISMA: PRIMERO PERFORAR, ACTO SEGUIDO ES LA COLOCACIÓN DEL ARMADO DE REFUERZO DENTRO DE LA PERFORACIÓN YA TERMINADA Y SE FINALIZABA CON EL COLADO DEL CIMIENTO.

DEBIDO A QUE EL CONSTRUCTOR DEBE SEGUIR LAS RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO, LA COLOCACIÓN DEL ARMADO DE REFUERZO DEBE DE COLOCARSE TERMINADA LA PERFORACIÓN Y ACTO SEGUIDO COLAR EL ELEMENTO CON CONCRETO. LOS TRABAJOS DEL IZADO Y LANZADO RECAEN EN LA RESPONSABILIDAD Y HABILIDAD DEL OPERADOR, PERO PARA TENER LA SEGURIDAD DE QUE EL ARMADO QUEDE BIEN CENTRADO, ES NECESARIO COLOCARLES ROLES ( VER FIG. 5.10) DE CONCRETO, CUYO RADIO SEA IGUAL AL ESPESOR DE RECUBRIMIENTO ESPECIFICADO (LOS ROLES SON IGUALES A LOS USADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE MURO MILÁN).

#### 5.1.2.1.2 DESPUÉS DEL COLADO.

LA COLOCACIÓN DEL ARMADO DE REFUERZO ANTES DE INICIAR EL COLADO, ES LA MAS COMÚN EN MEXICO, DEBIDO A LO TRADICIONAL DE LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS, PERO CON LA UTILIZACIÓN DE EQUIPOS ALTERNATIVOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS COLADAS EN EL SITIO LA COLOCACIÓN DEL ARMADO PUEDE REALIZARSE DESPUÉS DEL COLADO. LOS EQUIPOS DE PERFORACIÓN DE BROCA CONTINUA O TIPO AUGER COMO SE LES CONOCE, TIENEN MUCHO TIEMPO DE SER UTILIZADOS EN EL PAÍS, PERO SU USO ESTABA RESTRINGIDO AL HINCADO DE PILOTES O CIMIENTOS COLADOS EN EL LUGAR SIN ACERO DE REFUERZO (COMO ES EL CASO DE LAS COLUMNAS DE MORTERO FLEXIBLE UTILIZADAS POR SOILTEC S.A. REF. 25). LA COLOCACIÓN DEL ARMADO EN UNA PILA YA COLADA SE REALIZA CON AYUDA DE UN VIBROHINCADOR, COMO SE MUESTRA EN LA FIG. 5.10-B.

#### 5.1.2.2 COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

EXISTEN VARIOS MÉTODOS PARA COLOCAR EL CONCRETO EN LA PERFORACIÓN YA REALIZADA, QUE EN COMÚN BUSCAN EVITAR SU SEGREGACIÓN, POR MEDIO DE TUBERÍA DE CONOS, SEGMENTADAS, LLAMADAS COMÚNMENTE TROMPAS DE ELEFANTE O POR MEDIO DE TUBOS TREMIE, EL CONCRETO SE VACÍA DIRECTAMENTE DE LA OLLA REVOLVEDORA AL CONO, ESTE DEBE DE FLUIR LIBREMENTE POR LO QUE SE TIENE QUE CUMPLIR CON EL REVENIMIENTO ESPECIFICADO Y EN UN INTERVALO DE TIEMPO ADECUADO ENTRE OLLA Y OLLA PARA NO TENER PROBLEMAS, COMO CUANDO SE PRESENTA EL PROCESO DE FRAGUADO INICIAL (CUYA SOLUCIÓN SE VERA EN EL CAPÍTULO DE CALIDAD DE LOS MATERIALES) O SE TIENE OBSTRUCCIÓN DEL TRAFICO DENTRO DE LA OBRA, ASÍ COMO EN LAS ZONAS COLINDANTES HA ESTA.

ADEMÁS DE LOS REQUISITOS DE CALIDAD QUE DEBEN DE CUMPLIR (CAPÍTULO 6), LOS AGREGADOS Y DEMÁS MATERIALES QUE INTERVIENEN EN LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO, DEBEN DE TOMARSE EN CUENTA LOS SIGUIENTES ASPECTOS. PARA GARANTIZAR LA CONSTRUCCIÓN DE CUALQUIER TIPO DE PILA, EN CUALQUIER CONDICIÓN DE TRABAJO

A) TAMAÑO DEL AGREGADO. ESTE ES IMPORTANTE PARA QUE EL CONCRETO PASE LIBREMENTE ENTRE EL ARMADO DE ACERO Y LOGRE UN VERDADERO ACOMODO EN TODO LO LARGO DE LA PERFORACIÓN, POR LO QUE SE RECOMIENDA QUE EL TAMAÑO MÁXIMO DE LOS AGREGADOS NO SEA MAYOR DE 2/3 PARTES DEL PASO LIBRE ENTRE VUELTA Y VUELTA DEL ACERO TRANSVERSAL Y DEL ESPESOR DEL RECUBRIMIENTO O LO QUE RESULTE MENOR DE AMBOS ( ESTAS RECOMENDACIONES FUERON DADAS EN EL SUBCAPÍTULO DE DISEÑO ESTRUCTURAL, CAPÍTULO 3 DE ESTE TRABAJO).

B) REVENIMIENTO. SE RECOMIENDA UN REVENIMIENTO DE 15 A 20 CM. ADEMÁS DEL EMPLEO DE ADITIVOS TANTO PARA RETARDAR EL FRAGUADO DURANTE EL COLADO COMO PARA MEJORAR LAS CARACTERÍSTICAS DE FLUIDEZ, ES IMPORTANTE NO SUSPENDER EL COLADO CON EL FIN DE EVITAR LA CREACIÓN DE JUNTAS FRÍAS.

C) ADITIVOS. NO SE RECOMIENDA EL USO DE ACELERANTE FRAGUADO INICIAL, LOS RETARDANTES PUEDEN SER ÚTILES EN CIERTOS CASOS DE EMERGENCIA, ASÍ COMO LOS FLUIDIZANTES; EL ADITIVO QUE SI ES RECOMENDABLE EN TODOS LOS CASOS ES EL QUE PROCURA LA MÍNIMA UTILIZACIÓN DE AGUA.

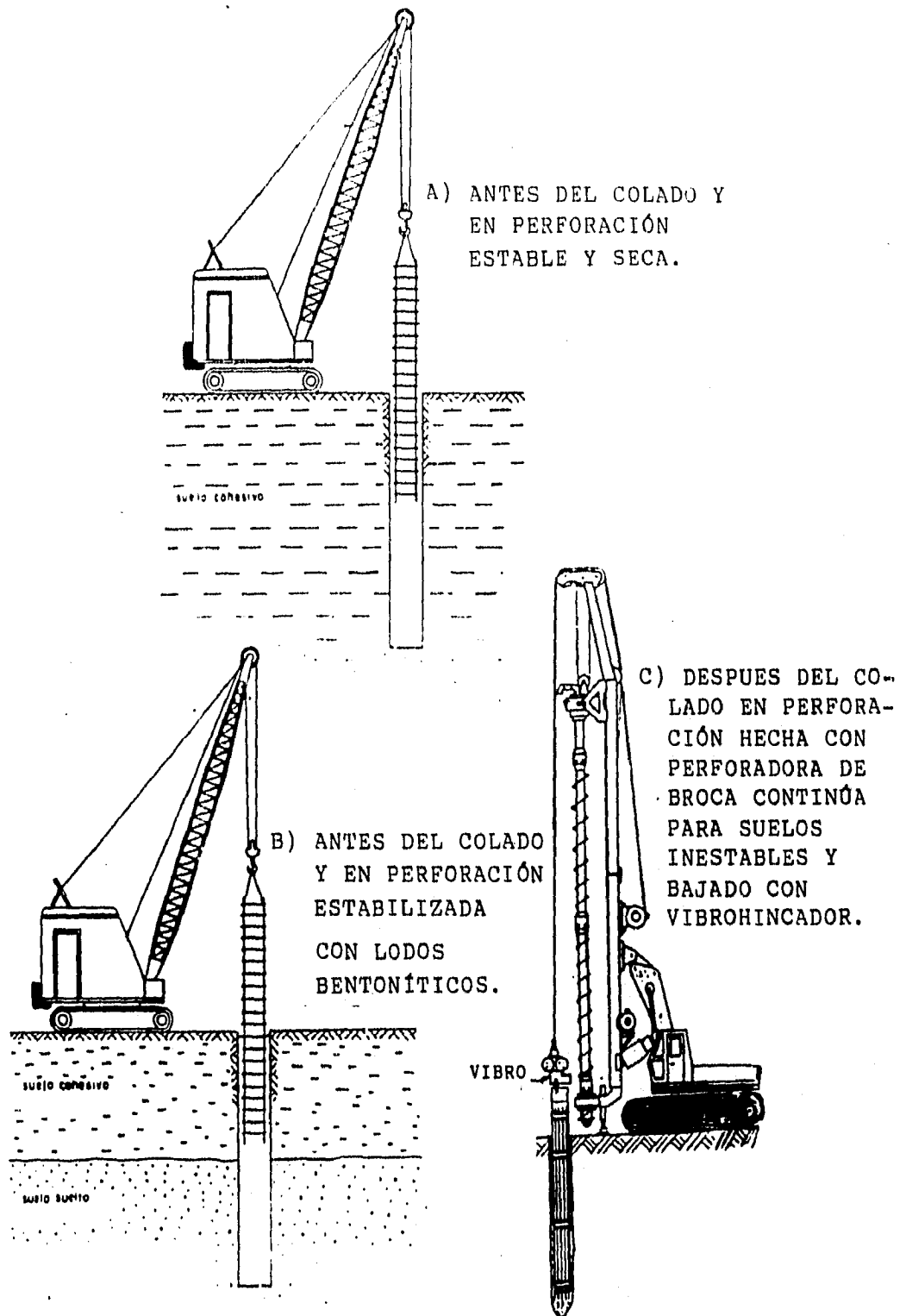


FIG. 5.10 LANZADO DEL ACERO DE REFUERZO.

## 5.1.2.2.1 EN PERFORACIÓN CON AGUA O LODO.

CUANDO EL CONCRETO DEBE SER COLADO BAJO AGUA O LODO, SE ACOSTUMBRA EMPLEAR UNA O VARIAS TUBERÍAS ESTANCAS (TUBOS TREMIE), QUE PARA SU MANEJO PUEDE ESTAR INTEGRADA POR VARIOS TRAMOS DE 3mts. DE LONGITUD COMO MÁXIMO, FÁCILMENTE DESMONTABLES, POR LO QUE SE RECOMIENDA QUE TENGAN CUERDAS DE LISTÓN O TRAPEZOIDALES. ES IMPERATIVO QUE LA TUBERÍA SEA PERFECTAMENTE LISA POR DENTRO Y ACONSEJABLE QUE TAMBIÉN LO SEA POR FUERA (FIG. 5.11), LO PRIMERO PARA FACILITAR EL FLUJO CONTINUO Y UNIFORME DURANTE EL COLADO Y LO SEGUNDO PARA EVITAR ATORAMIENTO DE LA TUBERÍA CON EL ARMADO. ARRIBA DE LA TUBERÍA SE ACOPLA UNA TOLVA PARA RECIBIR EL CONCRETO, DE PREFERENCIA DE FORMA CÓNICA Y CON UN ÁNGULO ENTRE 60 Y 80 GRADOS (VER FIG. 5.11).

DURANTE LA MOVILIZACIÓN Y TRANSPORTE DE LOS TUBOS, ES RECOMENDABLE ENGRASAR Y PROTEGER SUS CUERDAS CON ANILLOS ESPECIALES ROSCADOS. LOS DIÁMETROS USUALES PARA ESTAS TUBERÍAS VARÍAN ENTRE 20 Y 25 cm. (8 A 10 PULGADAS) Y SUS ESPESORES DE PARED ENTRE 6 Y 8mm. PARA REALIZAR CON RAPIDEZ LAS MANIOBRAS DE ACOPLAMIENTO Y DESACOPAMIENTO DE LA TUBERÍA, ES CONVENIENTE CONTAR CON UN DISPOSITIVO ESPECIAL PARA APOYARLA Y SUJETARLA, A ESTE DISPOSITIVO SE LE CONOCE COMO TRAMPA PARA TUBOS TREMIE (VER FIG. 5.11)

EL COLADO POR MEDIO DE TUBOS TREMIE, SIEMPRE BUSCA COLOCAR EL CONCRETO APARTIR DEL FONDO DE LA PERFORACIÓN DEJANDO SIEMPRE LA PARTE BAJA DE LA TUBERÍA AHOGADO EN EL CONCRETO POR LO MENOS 30cm., ASÍ AL AVANZAR EL COLADO SE TIENE UN DESPLAZAMIENTO CONTINUO DE AGUA O LODO, MANTENIENDO UNA SOLA SUPERFICIE DE CONTACTO (EL PRIMER CONCRETO VACIADO). EL DESPLAZAMIENTO DE AGUA O LODOS SE DEBE A LA DIFERENCIA DE DENSIDADES, SIENDO LA DEL CONCRETO MAYOR, ESTE DESPLAZARA AL AGUA O LODO QUE SE ENCUENTRA DENTRO DE LA PERFORACIÓN (CONCRETO = 2.40 > LODO = 1.04 > AGUA = 1.00).

ANTES DE BAJAR LA TUBERÍA AL FONDO DE LA PERFORACIÓN SE TIENE QUE REVISAR, QUE SE ENCUENTRE ARMADA HERMÉTICAMENTE Y ENGRASADAS LAS CUERDAS, PARA EVITAR LA ENTRADA DE AGUA O LODO EN EL INTERIOR DE LA TUBERÍA (EN PRESENCIA DE AGUA LA TUBERÍA SE SELLA PONIÉNDOLE CINTA QUIRÚRGICA O SIMILAR ENTRE LAS CUERDAS DE LA TUBERÍA PARA EVITAR FILTRACIONES).

PREVIO AL VACIADO DEL CONCRETO SE PONER UN 'DIABLO' (DIABLO PUEDE SER CUALQUIER OBJETO QUE CUMPLA CON LO INDICADO EN ESTE APARTADO) QUE PUEDE SER UNA CÁMARA DE BALÓN INFLADA, POCO MAYOR AL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA, EL DIABLO TIENE LA FINALIDAD DE EVITAR QUE EL CONCRETO ENTRE EN CONTACTO DIRECTO CON EL AGUA O LODO, AL INICIO DEL COLADO EVITANDO LA CONTAMINACIÓN ANTES DE LLEGAR AL FONDO, Y UNA VES LLEGANDO EL CONCRETO AL FONDO DE LA PERFORACIÓN SOLO EXISTIRÁ UNA SOLA ZONA DE CONCRETO CONTAMINADO, QUEDANDO ESTA EN LA PARTE SUPERIOR DE LA PILA PARA SU FÁCIL DEMOLICIÓN. LA TUBERÍA TREMIE DEBE QUEDAR SEPARADA DEL FONDO DE LA PERFORACIÓN, POR LO MENOS UN DIÁMETRO DE LA TUBERÍA PARA PERMITIR EL LIBRE PASO DEL CONCRETO, CONFORME EL TIRANTE DE CONCRETO AUMENTE, TAMBIÉN SE TENDRÁ QUE IR RECORTANDO TRAMOS DE TUBERÍA, PERO SIEMPRE TENIENDO CUIDADO DE MANTENER LA PUNTA DE LA TUBERÍA DENTRO DEL CONCRETO; ESTE TRABAJO SE REALIZA POR LA PARTE DE ARRIBA DESMONTANDO PRIMERO EL EMBUDO O TOLVA Y DESMONTANDO LOS TRAMOS DE TUBERÍA QUE SE REQUIERAN (LA TUBERÍA QUEDA DESCANSANDO SOBRE LA TRAMPA DESCRITA ANTERIORMENTE).

TAMBIÉN EL COLADO PUEDE SER POR MEDIO DE BOMBAS PARA CONCRETO, PERO ESTO ENCÁRESE LAS OBRAS POR LO QUE SU USO QUEDA RESERVADO PARA CASO MUY ESPECIALES (VER FIG. 5.11). ESTE MÉTODO PRESENTA ALGUNAS INCONVENIENCIA COMO LA COLOCACIÓN DEL TAPÓN DESLIZANTE O 'DIABLO', ESTE PROBLEMA SE PUDE RESOLVER MEDIANTE EL USO DE UNA TUBERÍA CON ABERTURA SUPERIOR, COMO LA QUE SE MUESTRA EN LA FIG. 5.11. SI LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE CONCRETO DESDE LA BOMBA HASTA EL FONDO DE LA PILA ES MUY GRANDE EXISTE LA POSIBILIDAD DE QUE HA ESTA SE LE FORME UN TAPÓN, ENTORPEZCA COMPLETAMENTE EL COLADO; ES POR ESTO QUE SE RECOMIENDA TENER UNA BATERÍA DE TUBOS TREMIE LISTO PARA SUSTITUIR LA TUBERÍA DE BOMBEO DE CONCRETOS.

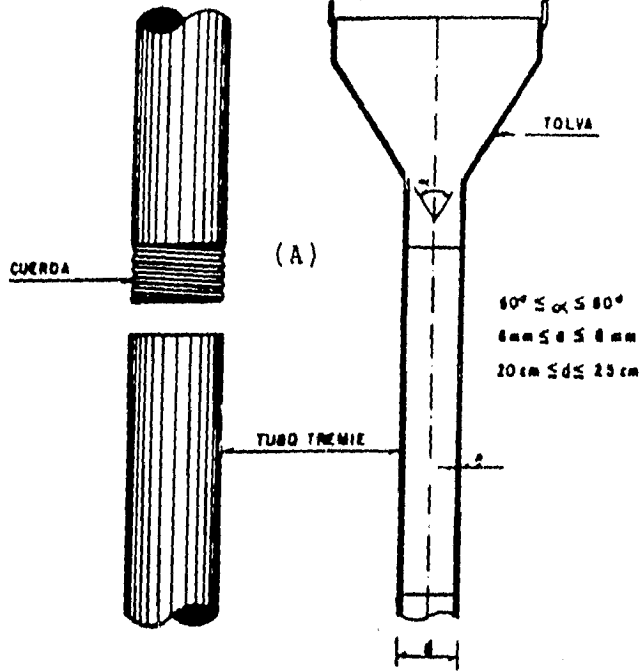
## 5.1.2.2.2 EN PERFORACIÓN SECA.

COMO SE MENCIONO EN EL SUBCAPÍTULO ANTERIOR, PRIMERO SE DEBE DE REALIZAR UNA LIMPIEZA FINAL, YA TERMINADA LA PERFORACIÓN Y CUANDO LA PERFORACIÓN ESTA COMPLETAMENTE LIBRE DE AGUA Y SU SECCIÓN TRANSVERSAL LO PERMITE, EL COLADO PUEDE REALIZARSE POR MEDIO DE RECIPIENTES ESPECIALES O "BACHAS" QUE DESCARGAN EN EL FONDO, LAS CUALES SON MOVILIZADAS CON AYUDA DE MALACATES O GRÚAS (FIG. 5.13). CUANDO LAS PERFORACIONES TIENEN DIÁMETROS MUY GRANDES (2.50mts. O MAS), ES POSIBLE UTILIZAR CONALONES ARMADOS DE FORMA ESPIRAL DENTRO DE LA PERFORACIÓN.

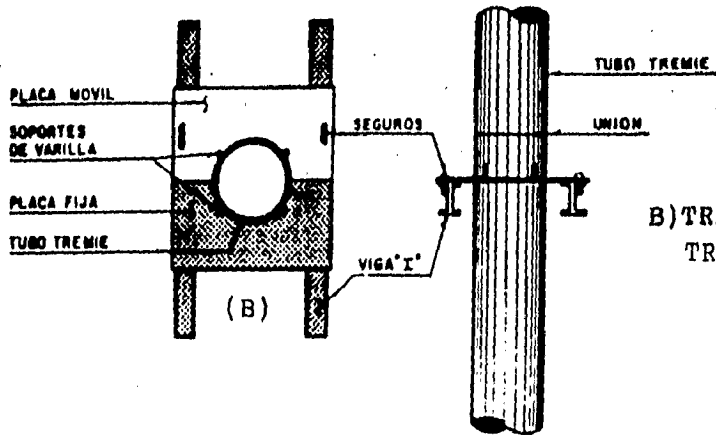
EN ESTAS CONDICIONES DE COLADO SE PUEDE UTILIZAR LA TUBERÍA TREMIE O CUALQUIER OTRO IMPLEMENTO QUE EVITE LA CAÍDA LIBRE DEL CONCRETO, TAL ES EL CASO DE UNA TUBERÍA FLEXIBLE HECHA DE LONA Y AROS, QUE A SU VEZ SIRVEN DE ACOPLAMIENTO UNIDOS POR GRAPAS FLEXIBLES, FIJAS Y QUE SON RÁPIDAS DE ARMAR Y DESARMAR (FIG. 5.13)

UNA RECOMENDACIÓN PARA EL COLADO EN AGUA O LODO Y CUANDO SEA NECESARIO SACAR LA TUBERÍA TREMIE DEL CONCRETO, YA SEA PARA RETIRAR ALGÚN TAPÓN FORMADO EN EL MISMO TUBO O ALGÚN GRUMO FORMADO EN LA HOYA DE CONCRETO. ANTES DE SUMERGIR LA TUBERÍA EN EL CONCRETO SE LE PONE UNA TAPA, YA SEA METÁLICA (HECHA DE ANTEMANO Y DEL MISMO DIÁMETRO DE LA TUBERÍA) CON UN COLCHÓN DE HULE O SE LE HACE UNA CON LAS BOLSAS DE CEMENTO O BENTÓNITA DE VARIAS CAPAS Y FIJADA CON ALAMBRE RECOSIDO O CABLES DE CUALQUIER TIPO; ESTA EVITARA QUE EL AGUA O LODO PENETRE AL INTERIOR DE LA TUBERÍA, UNA VEZ ADENTRO DEL CONCRETO FRESCO (POR LO MENOS 5 O 6 VECES EL DIÁMETRO DEL TUBO O MAS DE SER POSIBLE) SE REINICIA EL COLADO, EL PESO DEL CONCRETO VACIADO DESPLAZARA LA TAPA QUEDANDO PERDIDA DENTRO DEL CONCRETO PERO ESTA NO ALTERA EN NADA AL CONCRETO VACIADO.

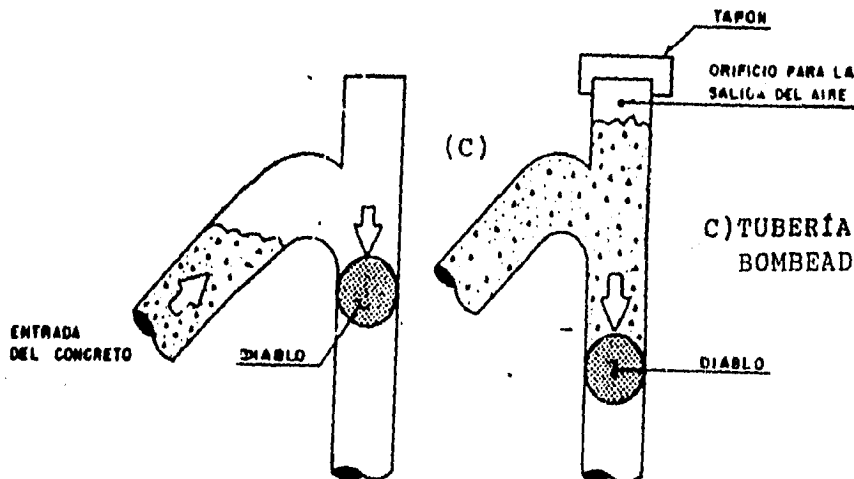
AL TERMINO DE LOS TRABAJOS DE COLADO SE PROCEDE A LA LIMPIEZA DE LAS TUBERÍAS O BACHAS, ASÍ COMO SU ENGRASADO, QUEDANDO EN CONDICIONES DE TRABAJO.



A) TUBERÍA TREMIE .



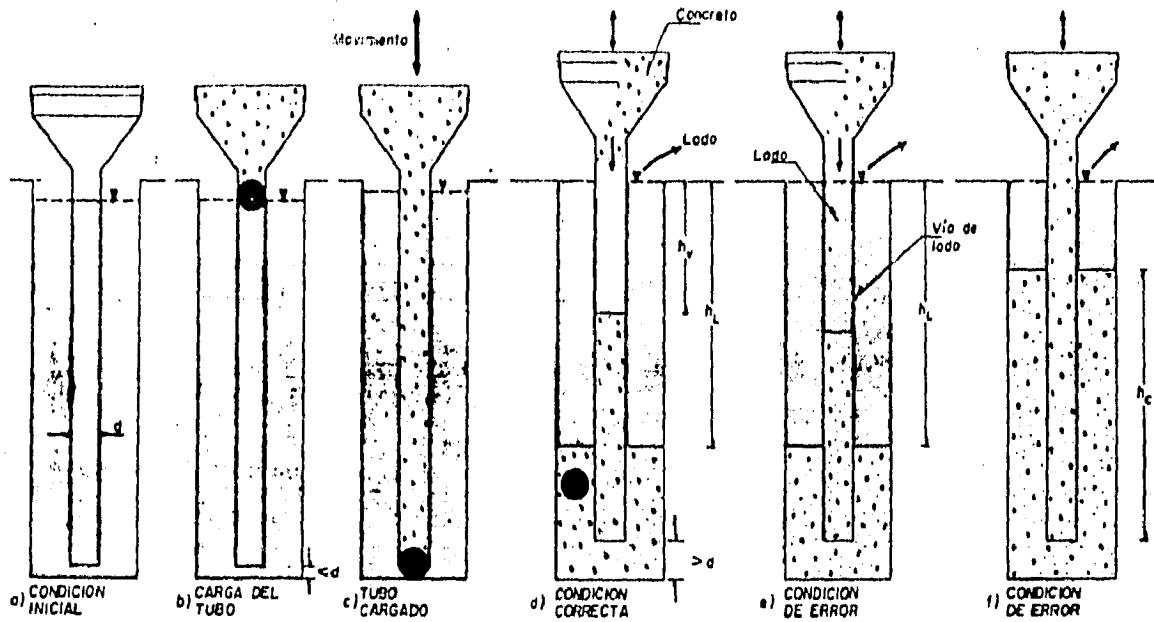
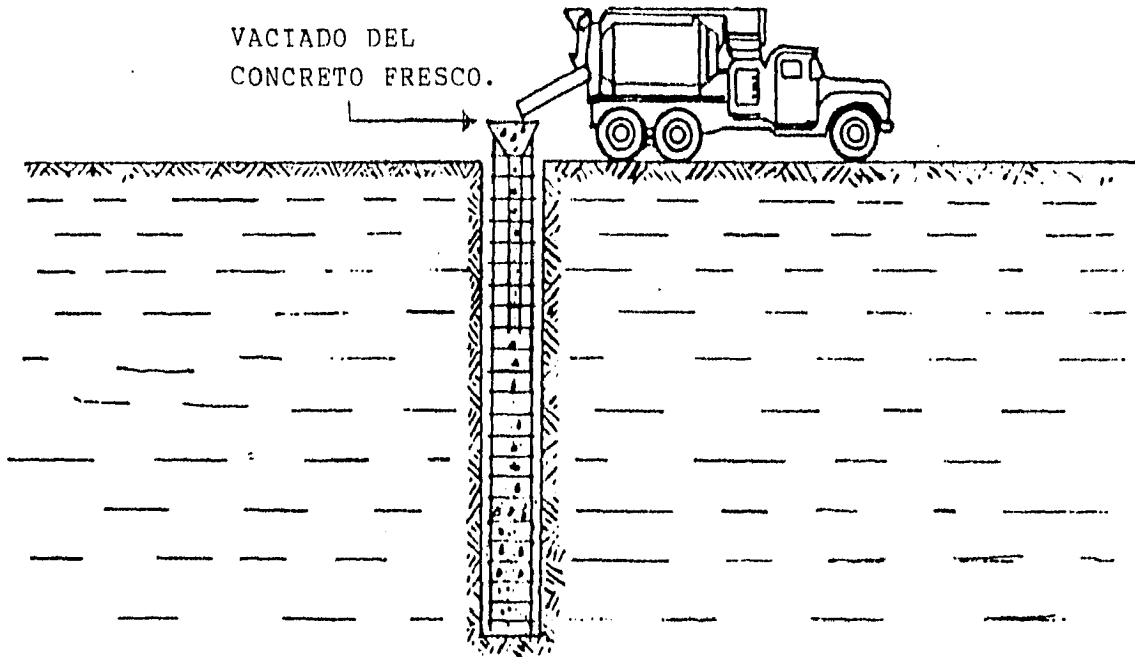
B) TRAMPA PARA TUBERÍA TREMIE .







C) TUBERÍA PARA CONCRETO BOMBEADO .

FIG. 5.11 EQUIPO Y HERRAMIENTAS PARA COLADO BAJO LODOS BENTONÍDICOS.

VACIADO DEL  
CONCRETO FRESCO.

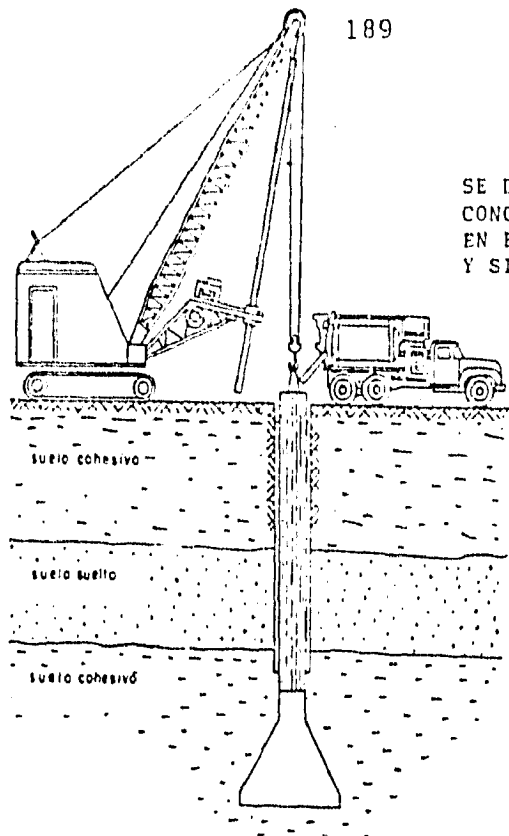


-  Lodo estabilizador
-  Concreto
-  Válvula separadora
-  Nivel del lodo

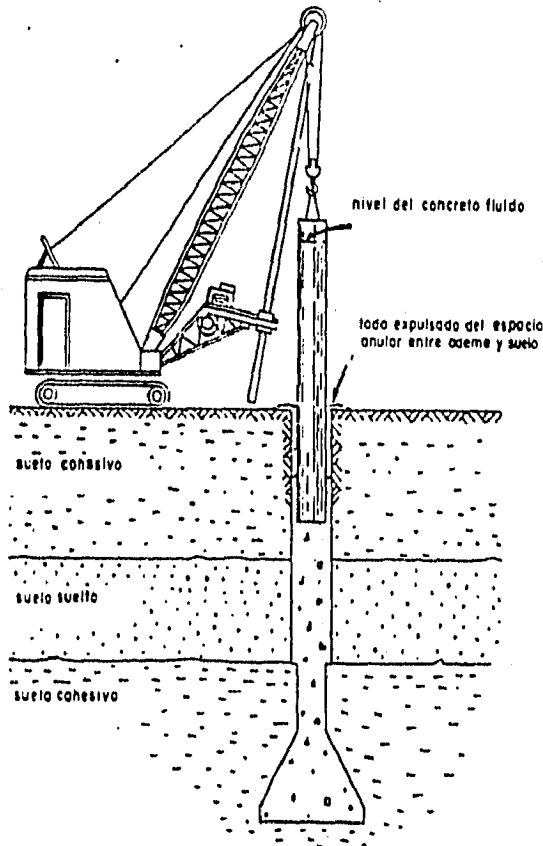
- a) Condición inicial
- b) Inicio de la introducción del concreto
- c) Tubo lleno, que se descarga con movimientos verticales
- d) Condición correcta
- e) Condición de error ( $h_v < 0.5 h_c$ ), producido por falta de hermeticidad del tubo
- f) Condición de error por exceso de sumergencia del tubo ( $h_c$  demasiado grande)

FIG. 5.12-A COLADO DE PILAS BAJO LODOS POR EL MÉTODO TREMIE.



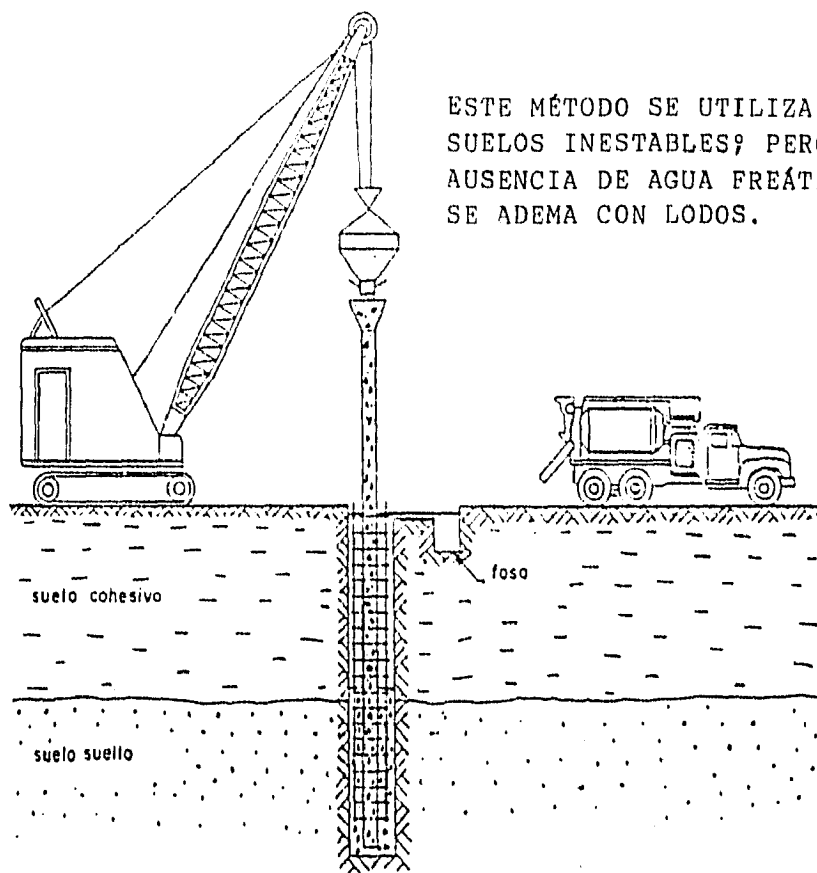


SE DEPÓSITA EL  
CONCRETO FRESCO  
EN EL ADEME SELLADO  
Y SIN AGUA O LODOS



ESTÉ MÉTODO ES  
UTILIZADO EN PILAS  
POCO PROFUNDAS.

FIG. 5.12-B COLADO DE PILAS SIN LA UTILIZACIÓN DE TUBERIA TREMIE.



ESTE MÉTODO SE UTILIZA EN SUELOS INESTABLES; PERO EN AUSENCIA DE AGUA FREÁTICA. SE ADEMA CON LODOS.

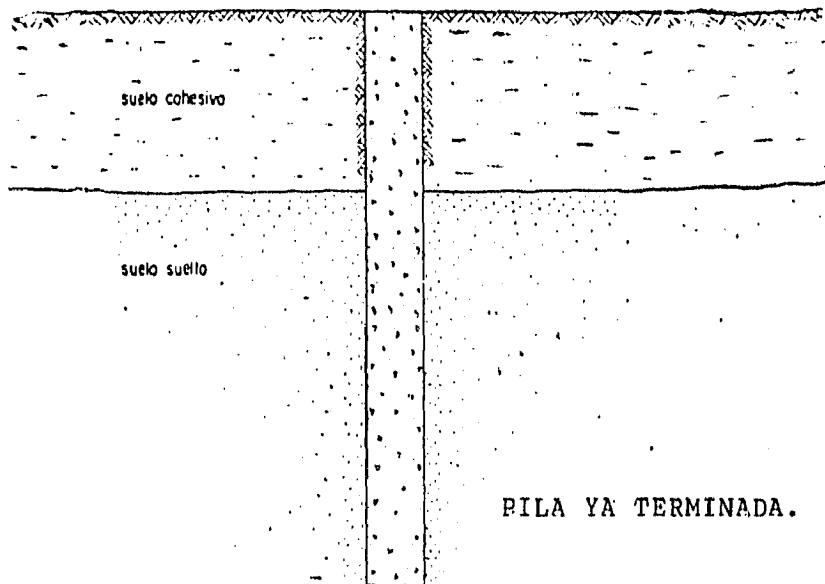


FIG. 5.12-C COLADO DE PILAS SIN ADEME METÁLICO CON TUBERIA TREMIE BAJO LODOS BENTONÍTICOS CON RECUPERACIÓN DE LOS MISMOS,

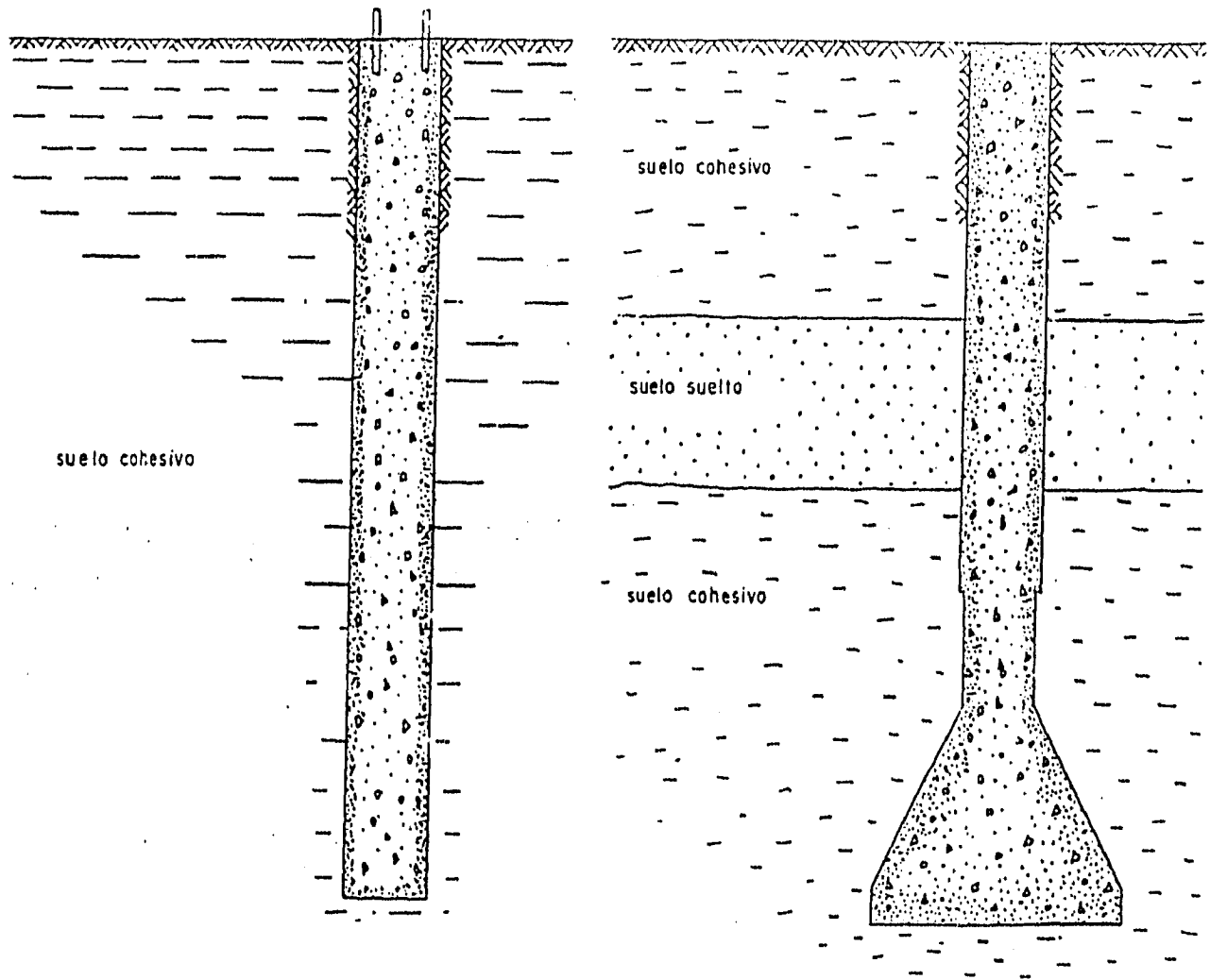
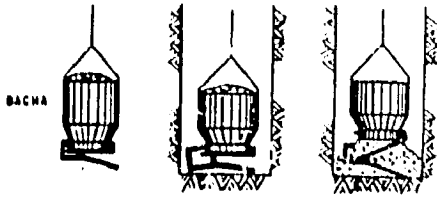
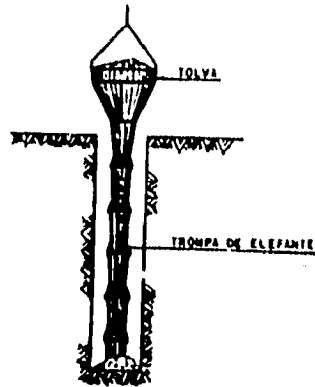


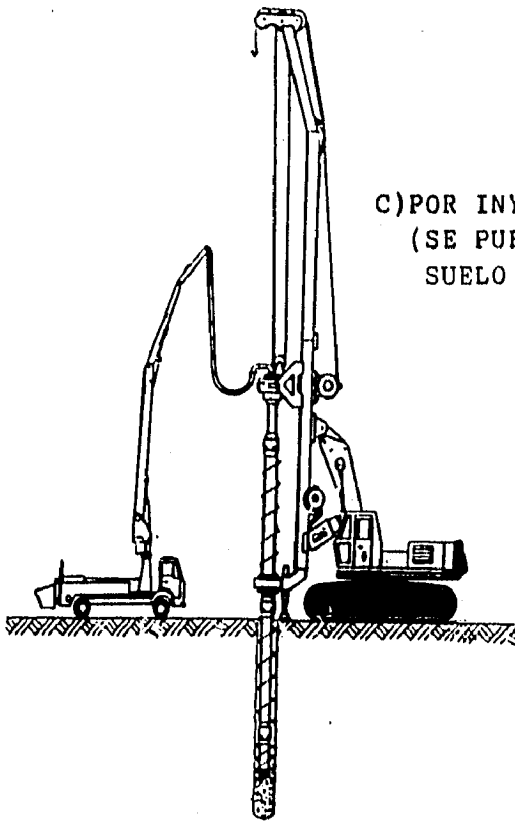
FIG. 5.12-D PILAS DE CIMENTACIÓN PROFUNDA COLADAS EN SITIO TERMINADAS.



A) CON BACHA.



B) CON TROPAS DE ELEFANTE.



C) POR INYECCIÓN ATRAVES DE LA BROCA CONTINUA.  
(SE PUEDE UTILIZAR EN CUALQUIER TIPO DE  
SUELO Y CONDICIONES ).

FIG. 5.13 COLADO DE PILAS EN PERFORACIONES SECAS.

## 5.2 MURO MILÁN.

EL MURO MILÁN ES UN ELEMENTO ESTRUCTURAL QUE PUEDE SER: COLADO EN SITO O PREFABRICADO, CUYA FINALIDAD ES LA DE CONTENER LOS EMPUJES DEL TERRENO Y MANTENER LA ESTABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES ALEDAÑAS, DURANTE LOS TRABAJOS DE EXCAVACIÓN DE SOTANOS (EN EL CASO DE EDIFICACIONES) O NÚCLEOS DE TRABAJOS POSTERIORES (CAJONES DEL METRO O CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES O PROFUNDAS). EL MURO MILÁN PUEDE FUNCIONAR COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL DE CONTENCIÓN DE TALUDES, TEMPORAL O PERMANENTE (AUXILIADO CON ANCLAJES DE FRICCIÓN). COMO PARTE PERMANENTE DE LA CIMENTACIÓN (AUXILIA A LA CIMENTACIÓN AL LIGARSE CON LA SUPERESTRUCTURA) CARGANDO LAS ZONAS PERIMETRALES DE CUALQUIER EDIFICACIÓN; ADEMÁS DE QUE SIRVE DE TABLAESTACA CON POCAS FILTRACIONES (ÉSTAS SON FÁCILES DE CONTROLAR) PARA TRABAJOS DE ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

EL USO DEL MURO MILÁN SE HA POPULARIZADO EN LA CONSTRUCCIÓN DEL METRO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, PRINCIPALMENTE EN LAS LÍNEAS QUE REQUIEREN DE LA CONSTRUCCIÓN DE CAJONES SUBTERRÁNEOS. DEPENDIENDO DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO Y DEL ANÁLISIS DEL PROYECTISTA, EL MURO MILÁN CONSTRUIDO PUEDE QUEDAR COMO MURO DE ACOMPAÑAMIENTO DE UN MURO ESTRUCTURAL O COMO MURO ESTRUCTURAL POR SI SOLO (VER FIG. 5.14).

EL MURO MILÁN TAMBIÉN TIENE APLICACIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN DE LUMBRERA, DE GRAN PROFUNDIDAD, COMO ES EL CASO DE LAS LUMBRERAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL DRENAJE PROFUNDO, CUYA PROFUNDIDAD FUE MAYOR A LOS 30.00mts. EN ALGUNOS TIROS.

### 5.2.1 CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL GUÍA PARA EQUIPO GUIADO.

EL BROCAL ES UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO, ALOJADO EN UNA ZANJA PREVIAMENTE HECHA (FIG. 5.15), CUYA CONSTRUCCIÓN PUEDE SER HECHA POR MAQUINARIA, SIENDO RECOMENDABLE QUE SE HAGA POR MEDIOS MANUALES CON EL OBJETO DE DETECTAR POSIBLES INTERFERENCIAS E INSTALACIONES MUNICIPALES (REF. 9) COMO SON: CABLEADO DE TELÉFONOS Y ENERGÍA ELÉCTRICA, LÍNEAS DE GAS, DRENAJE, AGUA POTABLE, ETC.

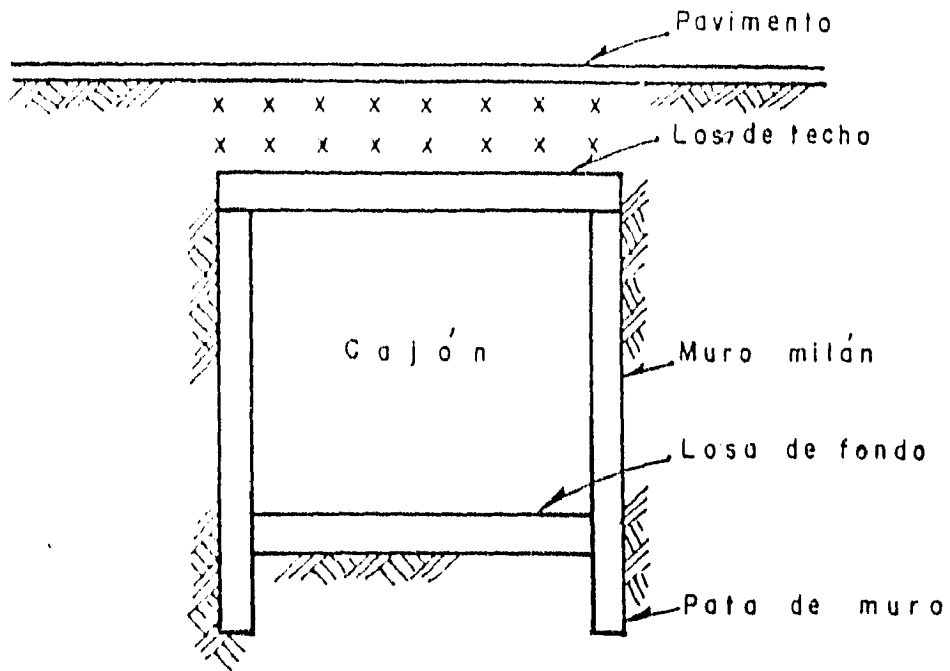
EL OBJETIVO DE LA CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL, ES PROPORCIONAR UNA GUÍA QUE GARANTICE LA POSICIÓN Y VERTICALIDAD CORRECTA DEL EQUIPO GUIADO, DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACIÓN DE UNA DE LAS POSICIONES QUE REQUIERA EL MURO MILÁN (TABLERO) EN CONSTRUCCIÓN. ADEMÁS DE LO ANTERIOR SIRVE PARA CONTENER EL TERRENO DE LA PARTE SUPERFICIAL, YA QUE DURANTE LOS MOVIMIENTOS DE LA MAQUINARIA Y CAMIONES, PUEDEN OCURRIR DERRUMBES.

EL TRAZO ES DE VITAL IMPORTANCIA EN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO, YA QUE DE ESTE DEPENDERÁ LA CORRECTA UBICACIÓN Y EL NÚMERO DE TABLEROS POR CONSTRUIR.

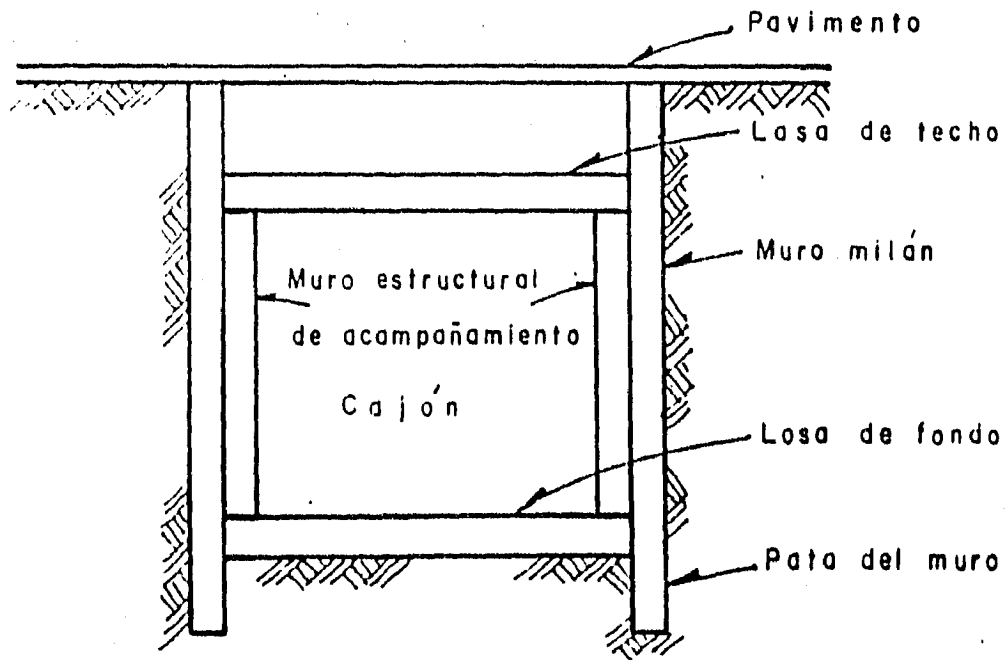
#### SECUENCIA DE LOS TRABAJOS PARA CONSTRUIR EL BROCAL.

A) SE REALIZA LA EXCAVACIÓN DE LA ZANJA, PARA MUROS MILÁN DE ESPESOR DE 60 cm., SUS DIMENSIONES SDN: 1.60 Mts. DE PROFUNDIDAD POR 0.95 Mts. DE ANCHO (VER FIG. 5.16), LA PROFUNDIDAD PUEDE VARIAR SEGÚN SE REQUIERA.

B) SE PROCEDE AL ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE LAS PARTES QUE CONFORMAN EL BROCAL, SIENDO ÉSTAS: EL ALERO O BANQUETA (FIJADA AL PAVIMENTÓ O TERRENO FIRME POR MEDIO DE VARILLAS A BUENA PROFUNDIDAD QUE GARANTICEN SU INMOVILIDAD), EL FALDÓN, CUYAS DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS SE MUESTRAN EN LA FIG. 5.16.



a). Cajón con muro milán estructural

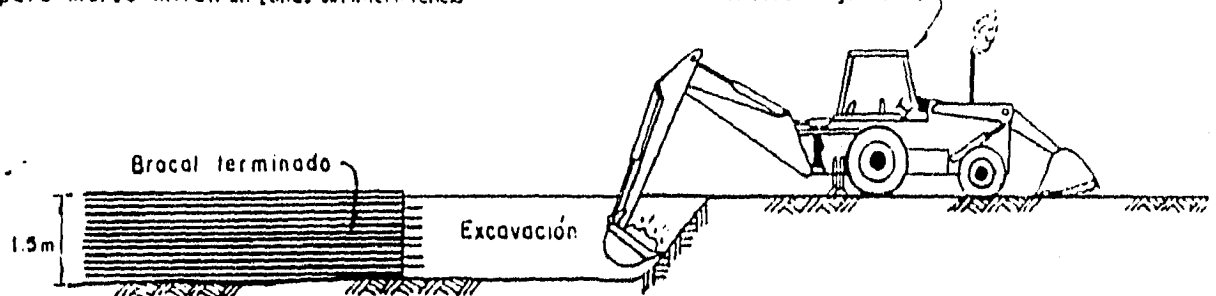


b). Cajón con muro milán con muro estructural de acompañamiento

FIG. 5.14 MIRO MILÁN Y SU UTILIZACIÓN EN EL SISTEMA COLECTIVO.

Preexcavación para la construcción de brocales para muros mitán en zonas sin interferencia

Retroexcavadora sobre tractor agrícola



UNA VARIANTE DEL ARMADO PARA EL BROCAL, CON MALLA ELECTROSOLDADA 11x11.

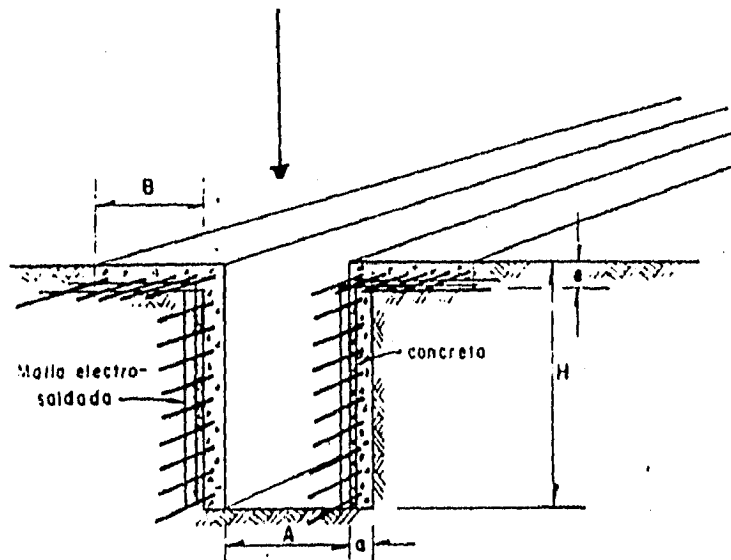
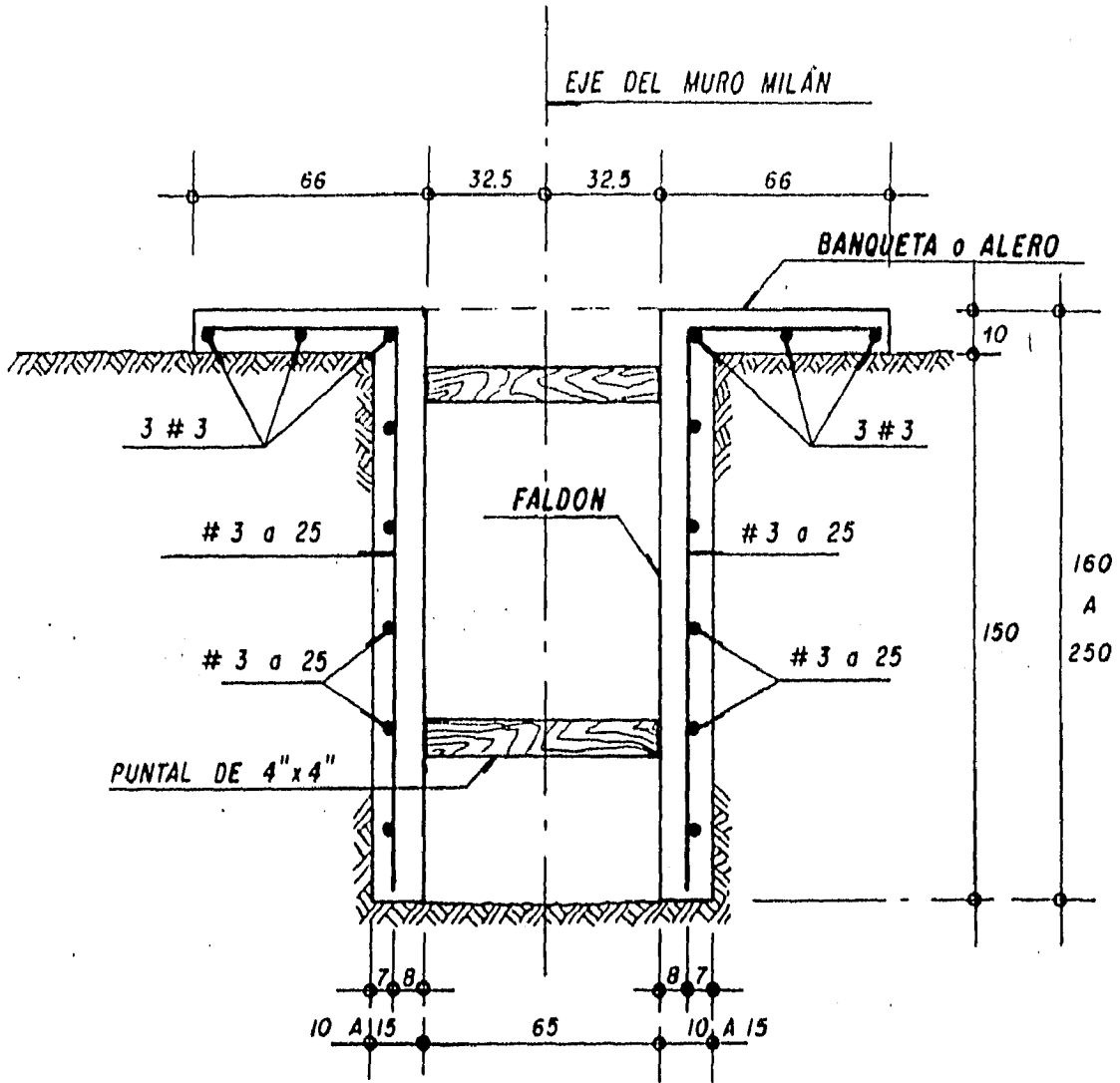


FIG. 5.15 PREECAVACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL GUÍA.

# BROCAL

( DIMENSIONES GENERALES )



DIMENSIONES EN cm.

FIG. 5.16 ARMADO Y DIMENSIONES TÍPICAS DE UN BROCAL.



## 5.2.2 EXCAVACIÓN DEL TABLERO.

LA EXCAVACIÓN SE INICIA UNA VEZ TERMINADO LA CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL Y EL CONCRETO A ALCANZADO SU MADUREZ. SE DEBE DE CONTAR CON UNA SECUENCIA DE TRABAJO PROGRESIVA, YA PROGRAMADA DE ANTEMANO, LOS TABLEROS COMÚNMENTE SE DIMENSIONAN CON 0.66 Mts. CON 6.00Mts. Y UNA PROFUNDIDAD VARIABLE; EL LARGO MÍNIMO QUE PUEDE TENER UN TABLERO ESTA DETERMINADO POR LA ABERTURA DE LAS QUIJADAS DE LA ALMEJA (2.50 Mts.)

DEFINIDO EL TABLERO A CONSTRUIR, SE PROCEDE A REALIZAR LA EXCAVACIÓN DE LAS ZANJAS HASTA EL NIVEL DE DESPLANTE SEGÚN PROYECTO, DEBIENDO USAR AGUA O LODO BENTONÍTICO PARA GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DE LAS PAREDES (EN EL SIGUIENTE SUBCAPÍTULO SE DARÁ LA SOLUCIÓN A LA INESTABILIDAD EXCESIVA), MANTENIENDO EL NIVEL CONSTANTE, EL CUAL NO DEBE DE SER MENOR A 2mts. POR DEBAJO DEL BORDE SUPERIOR DE LOS BROCALES.

EL USO DE AGUA EN LUGAR DE BENTÓNITA HA SIDO UNA ALTERNATIVA EN LA CONSTRUCCIÓN DEL MURO MILÁN, SIN EMBARGO, LA BENTÓNITA OTORGA UN GRADO MAYOR DE SEGURIDAD Y ES CONVENIENTE PROCURAR SU UTILIZACIÓN. EN SEGUIDA SE DA UNA SERIE DE RECOMENDACIONES PARA LA EXCAVACIÓN:

1) ES NECESARIO SEÑALAR LA SECUENCIA CONVENIENTE DE CONSTRUCCIÓN DE LOS TABLEROS, PARA LA FÁCIL IDENTIFICACIÓN, POR LO QUE ES NECESARIO USAR UN PLANO QUE INCLUYA LA UBICACIÓN O DESPIECE DE TODOS LOS TABLEROS POR CONSTRUIR Y ASIGNÁNDOLES UN NÚMERO PROGRESIVO DE EJECUCIÓN, EN EL ALERO DEL BROCAL SE MARCA LA NUMERACIÓN DE LOS MUROS. ESTA TÉCNICA ACARREA COMO BENEFICIO EL CONSERVAR UN ORDEN EN EL HABILITADO Y ARMADO DE LAS PARRILLAS PARA SU USO SECUENCIAL. IDENTIFICAR A LOS TABLEROS CON POSIBLES FALLAS EN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y, FINALMENTE, MANTENER UNA CORRECTA SECUENCIA DE TRABAJO EN LA GENERACIÓN DE LAS ESTIMACIONES.

2) MARCAR EN EL BROCAL LAS POSICIONES DE LA GRÚA (EJE DE LA MÁQUINA) CON EL OBJETO DE ASEGURAR LA EXTRACCIÓN TOTAL DE MATERIAL, INICIANDO EN LOS EXTREMOS DEL MURO PARA FINALIZAR EN EL CENTRO DEL MURO ( VER FIG. 5.18)

3) AL SEÑALAR LAS POSICIONES DE LA DRAGA O GRÚA, DEBERÁ INCLUIRSE EN LA LONGITUD DEL MURO EL ANCHO CORRESPONDIENTE A LAS JUNTAS METÁLICAS QUE SE COLOCAN PARA SOSTENER LA BANDA DE P.V.C.

4) COLOCAR LA MÁQUINA SOBRE TERRENO FIRME, DEBIENDO QUEDAR SENSIBLEMENTE HORIZONTAL LO MÁS POSIBLE, PARA AYUDAR A CONSERVAR LA VERTICALIDAD DEL EQUIPO GUIADO. SI EL TERRENO NO OFRECE LAS CONDICIONES PARA QUE EL EQUIPO QUEDE A PLOMO, SE PROCEDERÁ A LA COMPENSACIÓN DEL DESNIVEL, RELLENANDO LA PARTE QUE PRODUCE EL DESNIVEL.

5) COLOCAR TAPONES DE MADERA EN LOS EXTREMOS DEL MURO POR EXCAVAR, SELLADOS CON MATERIAL LOCAL, PARA EVITAR LA FUGA DEL AGUA O LODO BENTONÍTICO DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACIÓN Y COLADO DEL MURO.

6) CHECAR CONSTANTEMENTE EL PLOMO DEL EQUIPO GUIADO, PARA GARANTIZAR DURANTE TODO EL PROCESO DE EXCAVACIÓN, QUE LAS PAREDES QUEDEN VERTICALES.

7) PARA EVITAR LAS DEFORMACIONES DEL EQUIPO ES NECESARIO, IMPEDIR EL GOLPE BRUSCO DE ESTE SOBRE EL TERRENO, LOGRANDO CON ESTA ACCIÓN ELIMINAR LOS DESPRENDIMIENTOS DEL PROPIO TERRENO.

8) MANTENER UNA CONSTANTE VIGILANCIA EN EL FUNCIONAMIENTO DEL EQUIPO, PARA LO CUAL ES NECESARIO REVISAR MANGUERAS, CABLES Y POLEAS PRINCIPALMENTE.

9) ES RECOMENDABLE LA LIMPIEZA DE LA ALMEJA EN CADA UNA DE LAS SALIDAS DE LA ZANJA PARA APROVECHAR A SU MÁXIMA CAPACIDAD EL VOLUMEN DE EXTRACCIÓN DEL MATERIAL.

10) CON EL PROPÓSITO DE GARANTIZAR LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DEL MURO MILÁN, SE MARCARÁ EN EL KELLY DEL EQUIPO, LA MEDIDA NECESARIA, HACIENDO UN CHEQUEO CONSTANTE MEDIANTE EL USO DE UNA SONDA REFERIDA AL NIVEL DE LA SUPERFICIE DEL ALERO.

11) UNA VEZ TERMINADA LA EXCAVACIÓN, ES RECOMENDABLE REALIZAR UN NUEVO SONDEO DE LA EXCAVACIÓN TERMINADA MEDIANTE EL USO MISMO DE LA ALMEJA, UBICADA EN EL NIVEL DE DESPLANTE DEL MURO, EN CADA UNA DE LAS TRES POSICIONES.

12) ES RECOMENDABLE MANTENER UNA CONSTANTE LIMPIEZA EN EL ÁREA DE TRABAJO PARA EVITAR ACCIDENTES.

13) PARA TENER UN MEJOR APROVECHAMIENTO DEL EQUIPO, LA SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN DE LOS TABLEROS SE EFECTUARA DE MANERA ALTERNA. ES DECIR, SE CONSTRUIRÁ UN TABLERO Y SE DEJARÁ UN TABLERO INTERMEDIO SIN CONSTRUIR, SE PROCEDE HA CONSTRUIR EL TABLERO SIGUIENTE, ASÍ SUCESIVAMENTE. LOS TABLEROS QUE SE DEJARON SIN CONSTRUIR SERÁN TERMINADOS DE REGRESO, QUEDANDO INTERMEDIOS ENTRE MUROS CON EL CONCRETO YA RESISTENTE ( EN SECUENCIA DE TRES BOLILLO VER FIG. 5.19).

14) ES MUY IMPORTANTE EVITAR TRABAJOS Y MOVIMIENTOS INNECESARIOS DE LA MAQUINARIA Y EQUIPO DURANTE LOS TRABAJOS, ES DECIR PROCURAR RESPETAR EN LO POSIBLE EL PLAN DE TRABAJO YA PROGRAMADO PARA EVITAR DAÑOS EN LOS MISMOS Y CON ESTO GENERAR TIEMPOS PERDIDOS.

15) EN CASO DE FUGAS DE LODO BENTONÍTICO EN LA EXCAVACIÓN, COMO CONSECUENCIA DE GRIETAS EN EL TERRENO, PRESENCIA DE LENTES DE ARENA, INSTALACIONES MUNICIPALES NO DETECTADAS, ETC.; SE PROCEDE DE LA SIGUIENTE MANERA:

I) SI LA EXCAVACIÓN SE ENCUENTRA EN LA PRIMERA POSICIÓN, ES CONVENIENTE RETIRAR EL EQUIPO Y RELLENAR DE INMEDIATO CON MATERIAL LOCAL, E INFORMAR A LA SUPERVISIÓN PARA CONSULTAR AL PROYECTISTA Y DAR UNA PRONTA SOLUCIÓN AL PROBLEMA.

II) SI LA EXCAVACIÓN SE ENCUENTRA EN SEGUNDA O TERCERA POSICIÓN, SE RECOMIENDA ACELERAR LA EXCAVACIÓN PARA DE INMEDIATO COLAR.

#### 5.2.2.1. SIN CAÍDOS

LA ESTABILIZACIÓN DE LAS PAREDES DE UNA ZANJA EXCAVADA O EXCAVACIÓN, DEPENDE DE LA COHESIÓN DE LOS SUELOS EN QUE SE REALIZAN LOS TRABAJO, LA PROFUNDIDAD DE LA MISMA Y DEL EMPUJE HIDROSTÁTICO DEL FLUIDO QUE LLENA DICHA PERFORACIÓN, SI EL LODO ESPONTANEO ES SUFICIENTE PARA ESTABILIZAR LA EXCAVACIÓN SE PROSIGUE CON LOS TRABAJOS; DE NO SUCEDER ESTO Y SE DETECTEN DERRUMBES SE PROCEDE A LA COLOCACIÓN DE LODOS BENTONÍTICOS SÓDICOS O CÁLCICOS CON MENOS DEL 3.5% DE ARENA, EN CASO DE QUE SIGAN LOS DERRUMBES SE PROCEDE DE LA MANERA QUE SE DESCRIBE EN EL SIBCAPÍTULO SIGUIENTE.

#### 5.2.2.2. CON CAÍDOS.

EL EFECTO DE LOS CAÍDOS DURANTE LA PERFORACIÓN SE DEBE A LA PRESENCIA DE UNA CAPA DE SUELO INESTABLE. CUANDO EL AGREGADO DE AGUA PARA PRODUCIR LODO ESPONTANEO, NI EL VACIADO DE LODO BENTONÍTICO ES SUFICIENTE, PARA DETENER LOS DERRUMBES, SE UTILIZAN PRODUCTOS ESTABILIZANTES ALTERNATIVOS; COMO ES EL CASO DE LA BÁRITA QUE AUMENTA LA DENSIDAD DEL LODO (LODO PESADO) Y LOGRA ESTABILIZAR LA PERFORACIÓN; EXISTEN OTROS PRODUCTO COMO: EL GEL A BASE DE POLÍMEROS, MEZCLAS DE ACEITES CON POLÍMEROS O ARCILLAS A TAPULGITAS (SE USA EN AGUAS DE ALTA CONCENTRACIÓN SALINA).

ES NECESARIO TENER EN CUENTA EL ANÁLISIS DE FUERZAS QUE ACTÚAN DURANTE LA OBSTRUCCIÓN (FIG. 5.20), ASÍ COMO EL CORRECTO USO DE UN COEFICIENTE DE SEGURIDAD, ESTO PARA TENER UNA IDEA MÁS CLARA DEL TIPO DE TERRENO QUE SE VA TRABAJAR.

TABLA 5.1 FACTORES DE SEGURIDAD EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD (REF. 10).

PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACIÓN (MTS.)	FACTOR DE SEGURIDAD	
	CON AGUA	CON LODO
2.00	5.30	5.41
4.00	2.98	3.06
6.00	2.17	2.31
8.00	1.88	2.00
10.00	1.63	1.75
12.00	1.59	1.72

ESTA TABLA ES APLICABLE EN LA CIUDAD DE MÉXICO Y CON ARCILLAS QUE TENGAN UNA COHESIÓN POR LO MENOS DE 3 Ton./M<sup>2</sup> O MÁS.

### 5.2.3 COLOCACIÓN DE JUNTAS Y ARMADO.

A) MANIOBRA DEL LANZADO DE JUNTAS. UNA VEZ ALCANZADO EL NIVEL DE DESPLANTE SEGÚN PROYECTO, SE PROCEDE A COLOCAR EN LOS EXTREMOS DE LA PERFORACIÓN ABIERTA, LAS JUNTAS DE COLADO, LAS CUALES SON ELEMENTOS METÁLICOS HUECOS DE FORMA TRAPEZOIDAL, ABIERTOS EN SU PARTE BAJA (PARA FACILITAR SU COLOCACIÓN Y EVITAR QUE FLOTEN), EN CUYA CARA FRONTAL LLEVA UNA RANURA DONDE SE ALOJA UNA BANDA DE P.V.C. QUE QUEDARÁ AHOGADA EN EL MURO COLADO (VER FIG. 5.21). LA PUNTA INFERIOR DEBE DE QUEDAR CLAVADA EN EL FONDO DE LA PERFORACIÓN, POR LO DEBE TENER LA FORMA TIPO 'ESPADAS' MOSTRADA EN LA FIGURA 5.21, PARA EVITAR MOVIMIENTOS DURANTE LAS MANIOBRAS DEL LANZADO DEL ARMADO Y HACER QUE LA JUNTA DE P.V.C. SE CAIGA O MUEVA DE SU LUGAR.

ESTAS JUNTAS FUNCIONAN COMO CIMBRA TAPÓN PARA CONTENER EL CONCRETO DEL MURO QUE SE VA A COLAR Y DARLE LA FORMA MACHIMBRADA AL MURO, QUE A SU VEZ PROTEGE LA BANDA P.V.C. EN LA EXCAVACIÓN DEL MURO COMPLEMENTARIO. CABE MENCIONAR QUE ENTRE DOS MUROS COLADOS CON ESTAS JUNTAS SE CONSTRUYE UN MURO COMPLEMENTARIO, PERO YA SIN ESTAS, DEBIDO A QUE LAS PAREDES DE LOS MUROS YA EXISTENTES FUNCIONAN COMO CIMBRA Y CON LA BANDA DE P.V.C. FIJADA. EL MOTIVO DE PONER BANDAS P.V.C. ES SELLAR LAS JUNTAS FRÍAS QUE SE GENERAN ENTRE LOS MUROS DURANTE SU CONSTRUCCIÓN, Y PARA SU COLOCACIÓN SE UTILIZAN GRÚAS DE PLUMA RÍGIDA O TELESCÓPICA COMÚNMENTE LLAMADAS MÁQUINAS NODRIZAS (FIG. 5.22). A CONTINUACIÓN SE DAN UNA SERIE DE RECOMENDACIONES PARA ESTE TRABAJO:

1) ES NECESARIO VERIFICAR LA VERTICALIDAD DE LAS JUNTAS AL SER INTRODUCIDAS, ÉSTAS SIEMPRE DEBEN DE ESTAR A PLOMO.

2) LA CARA DE LA JUNTA QUE QUEDE EN CONTACTO CON EL CONCRETO, DEBE DE APLICARSE UNA PELÍCULA DE GRASA PARA CHASIS O CUALQUIER DESMOLDANTE DE MARCA, PARA EVITAR LA ADHERENCIA INNECESARIA CON EL CONCRETO Y DE ESTA MANERA FACILITAR LA SU EXTRACCIÓN.

3) LA BANDA DE P.V.C. DEBE DE QUEDAR COMPLETAMENTE FIJADA EN LA RANURA DE LA JUNTA, ESTO SE LOGRA RETACANDO EL ESPACIO ANULAR ENTRE LA RANURA Y LA BANDA, CON ESTOPA ALQUITRANADA QUE ES COMPLETAMENTE ANTIADHERENTE Y A SU VEZ EVITA EL PASO DE LA LECHADA DEL CONCRETO A LA RANURA.

4) LA BANDA DE P.V.C. NUNCA DEBE SER PERFORADA PARA SU SUJECIÓN O CUALQUIER OTRO MOTIVO, DADO QUE SI ESTO SE HACE NO SE CUMPLIRÍA LA FINALIDAD QUE TIENE DICHA JUNTA, QUE ES EVITAR EL PASO DEL AGUA FREÁTICA ATRAVÉS DE LA JUNTA CONSTRUCTIVA QUE SE CREA POR LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS EN MANERA INDEPENDIENTE.

5) AL RETIRAR LAS JUNTAS ES MENESTER LA LIMPIEZA DE ESTAS Y DE TODO EL EQUIPO UTILIZADO, CON ESTO SE PROLONGA SU VIDA ÚTIL Y BUENA CONSERVACIÓN.

B) MANIOBRA DEL LANZADO DEL ARMADO. ESTANDO LAS JUNTAS EN SU POSICIÓN CORRECTA (EN CASO DE MUROS QUE LLEVEN), SE PROCEDE A LA COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO O PARRILLA DE REFUERZO COMO SE LA CONOCE; ÉSTA MANIOBRA TAMBIÉN LA REALIZA UN GRÚA NODRIZA. A CONTINUACIÓN SE DAN UNA SERIE DE RECOMENDACIONES PARA LOS TRABAJOS DEL LANZADO DEL ARMADO:

1) SE DEBE DE PROGRAMAR CON DETALLE, LA SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN DE LOS TABLEROS Y POR CONSIGUIENTE EL ARMADO DE LAS PARRILLAS CORRESPONDIENTES, EL ARMADO DE LAS PARRILLAS SIEMPRE DEBE DE ESTAR ADELANTADO RESPECTO A LA EXCAVACIÓN Y NO TENER TIEMPOS MUERTOS POR ESTE CONCEPTO.

2) DEBIDO A QUE EL ARMADO DE LA PARRILLA DE ACERO NO ES SIMÉTRICO EN AMBAS CARAS, ES NECESARIO AL FINALIZAR EL ARMADO, IDENTIFICAR PERFECTAMENTE AMBAS CARAS PARA SU CORRECTA COLOCACIÓN.

3) ES NECESARIO REALIZAR UNA CONSTANTE REVISIÓN DE LA SOLDADURA, EN TENSORES Y OREJAS DE IZAJE. ES NECESARIO CONTAR CON SOLDADORES CALIFICADOS PARA ESTE IMPORTANTE TRABAJO.

4) ES ELEMENTAL CONTAR CON EL NÚMERO SUFICIENTE DE ESTROBOS CON LA MEDIDA ADECUADA, BALANCÍN DE IZAJE PARA QUE EL ARMADO NO SUFRA DEFORMACIONES INDESEADAS O RUPTURA DE LA SOLDADURA DURANTE EL LEVANTE Y LANZADO (VER FIG.5.24).

5) ES IMPORTANTE FIJAR CORRECTAMENTE LA PARRILLA DEL ARMADO, YA QUE ESTA NO DEBE QUEDAR ASENTADA EN EL FONDO, ES DECIR DEBE DE QUEDAR SUSPENDIDA EN EL NIVEL CORRECTO. CON ESTO SE EVITA QUE DESCANSE EN EL FONDO O QUE FLOTE EL ARMADO DURANTE EL COLADO, DEBERÁ DE ANCLARSE AL BROCAL COLOCANDO BARRAS TRANSVERSALES APOYADAS EN OREJAS DE ACERO PREVIAMENTE COLOCADAS EN EL BROCAL QUE IMPIDAN LOS MOVIMIENTOS YA MENCIONADOS(VER FIG. 5.25).

6) ES REQUISITO LA COLOCACIÓN DE ROLES DE CONCRETO EN LA DISTRIBUCIÓN CORRECTA Y EL NÚMERO EXACTO (EN AMBAS CARAS Y FIJADOS CON PADECERÍA DE VARILLA), PARA UN BUEN DESPLAZAMIENTO DE LA PARRILLA A LO LARGO DE LA EXCAVACIÓN, ÉSTOS TAMBIÉN SIRVEN DE SEPARADORES, EVITANDO QUE EL ACERO QUEDE SIN RECUBRIMIENTO DE CONCRETO Y SEA ATACADO POR A LOS AGENTES CORROSIVOS DE LAS SALES MINERALES PRESENTES EN EL AGUA FREÁTICA. PARA QUE LOS ROLES FUNCIONEN LAS PAREDES DE LA EXCAVACIÓN DEBEN SER SUFICIENTEMENTE RESISTENTE, PARA QUE LOS ROLES GIREN SIN HUNDIRSE (FIG. 5.26); PARA GARANTIZAR EL CENTRADO CORRECTO SE PUEDEN UTILIZAR ROLES MAS GRANDES O EN SU CASO UTILIZAR CENTRADORES DE P.T.R., QUE SERÁN RETIRADOS UNA VEZ TERMINADO EL COLADO O ANTES DE SER POSIBLE (FIG.5.27). -

7) DURANTE EL ALMACENAJE DE LAS PARRILLAS, ES NECESARIO ETIQUETARLAS PARA NO PERDER LA PROGRAMACIÓN ESTABLECIDA Y SU SECUENCIA DE USO. ES FRECUENTE UTILIZAR UN ARMADO EN UNA PERFORACIÓN QUE NO LE CORRESPONDÍA, SIENDO EL ARMADO MÁS CHICO QUE ÉSTA Y GENERANDO EL PROBLEMA DE TENER UN ARMADO GRANDE DE SOBRA.

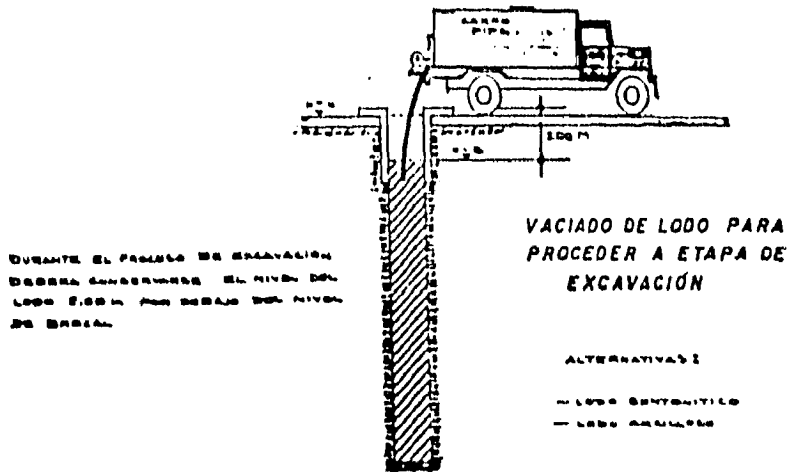


FIG. 5.17 NIVEL DE LODOS, COLOCACIÓN Y VACIADO CONSTANTE.

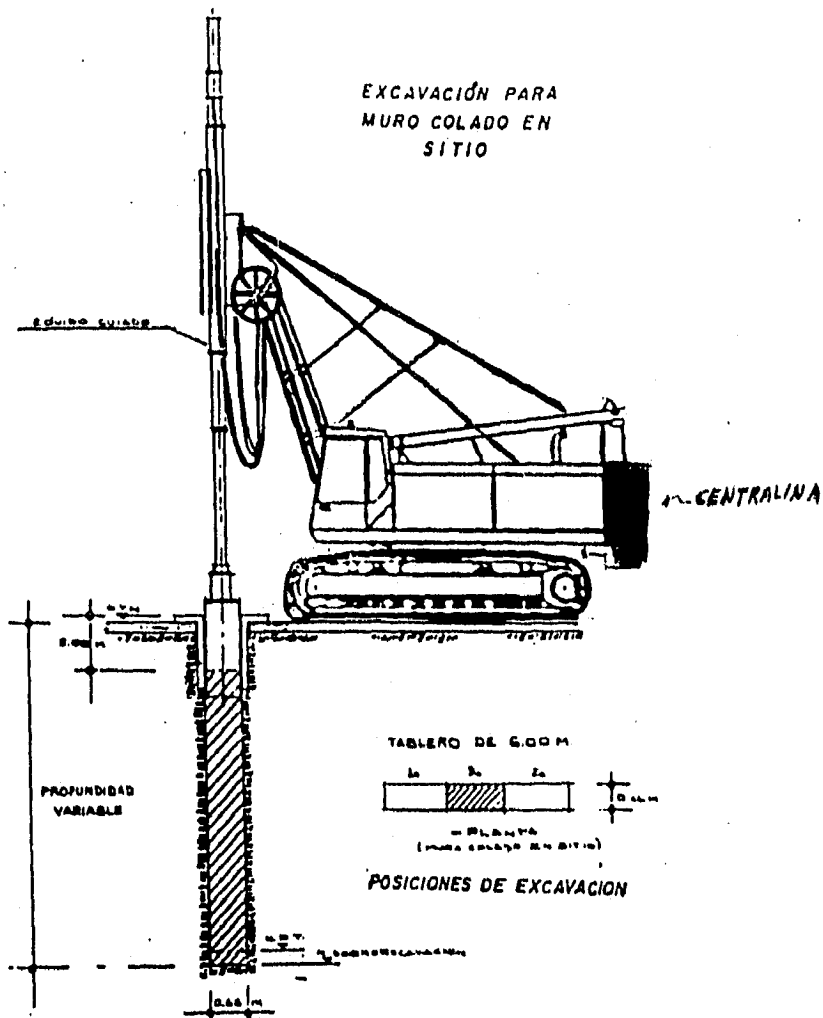


FIG. 5.18 INICIO DE LA EXCAVACIÓN Y SU SECUENCIA DE ATAQUE.

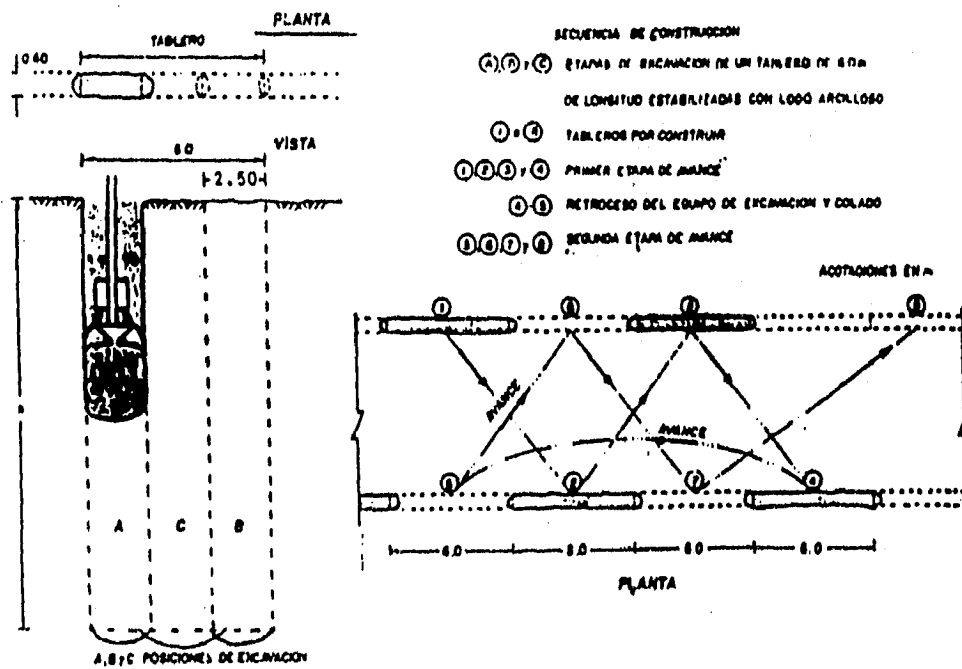
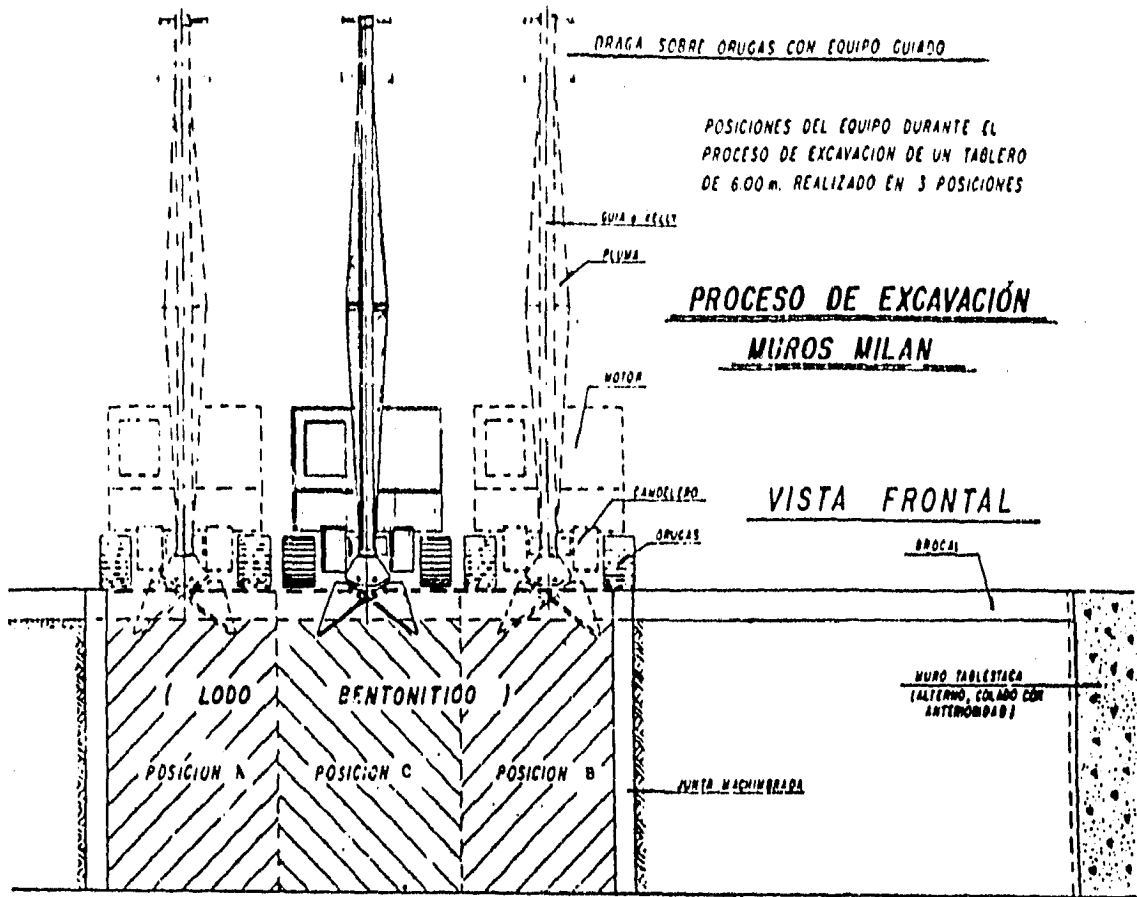
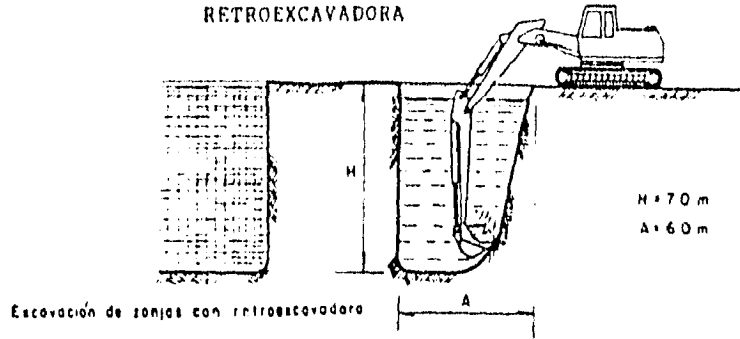


FIG. 5.19-A POSICIONES DE EXCAVACIÓN Y SU SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN.

RETROEXCAVADORA



MOLINO HIDRÁULICO MONTADO EN GRUA

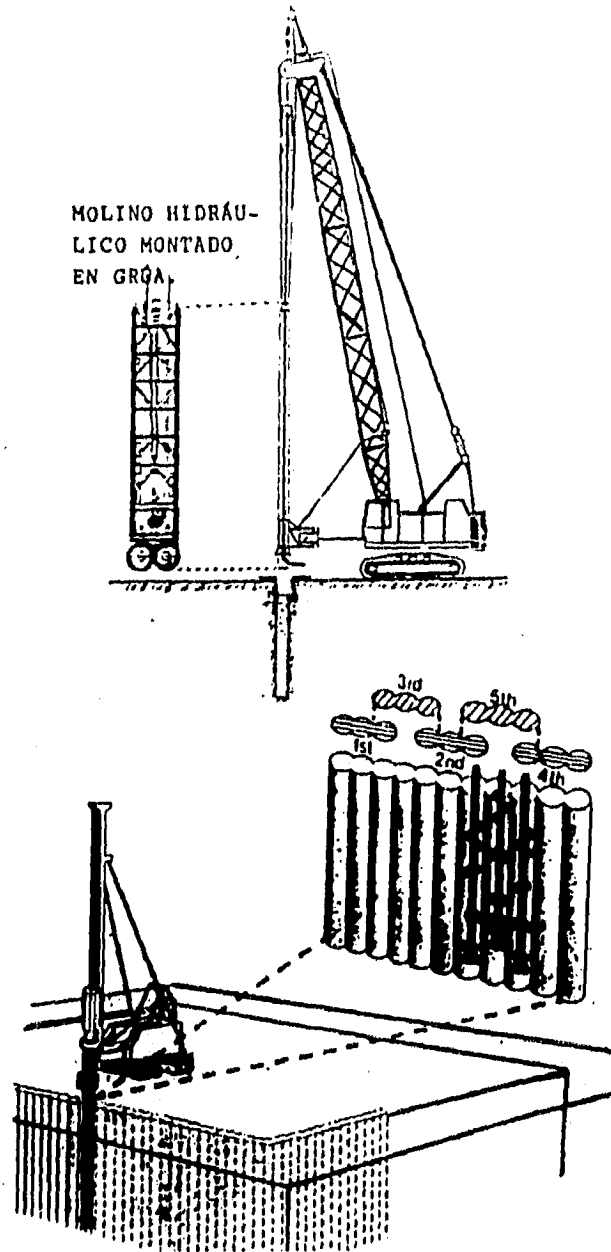
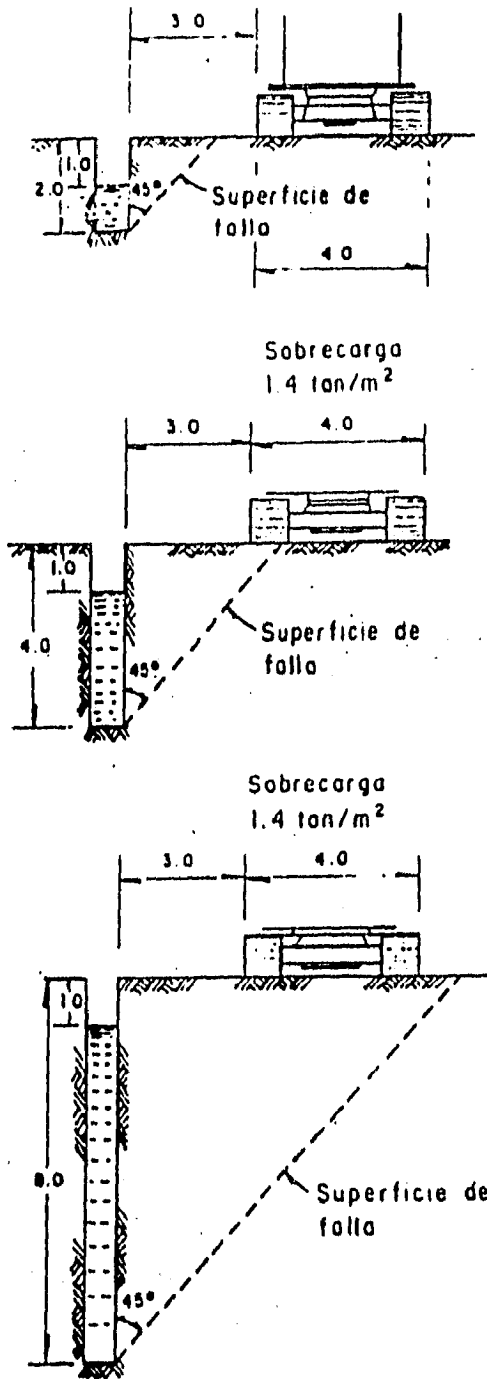


FIG. 5.19-B EQUIPOS ALTERNATIVOS PARA LA EXCAVACIÓN DE MUROS.



CONDICIONES QUE PRESENTA UNA EXCAVACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS MILÁN.



A) FUERZAS ACTUANTES:

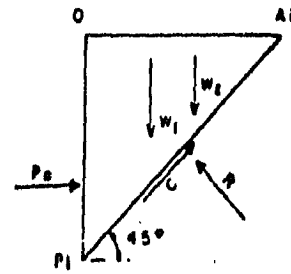
$W_1$  = Peso de cuña OAi Pi

$W_2$  = Sobrecarga

$P_e$  = Empuje del agua o lodo

$C$  = Resistencia del terreno sobre la superficie de falla

$R$  = Resultante



B) POLIGONO RESULTANTE DE FUERZAS.

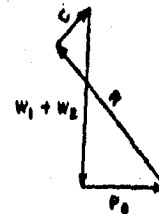
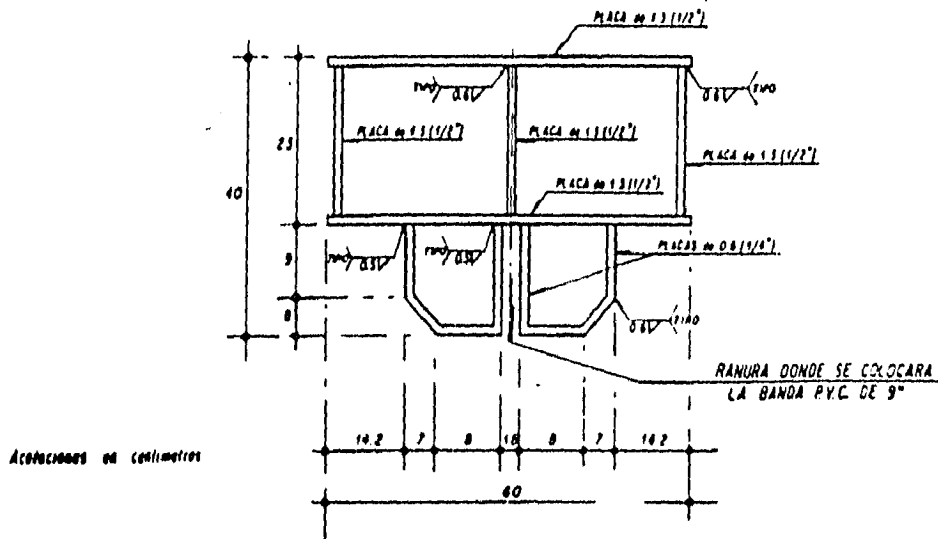


FIG. 5.20 ANÁLISIS DE FUERZAS QUE INTERVIENEN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS MILÁN.

**PIEZA PARA MACHIMBRE**

**JUNTA METALICA**



**JUNTA DE CONSTRUCCION**

**ENTRE TABLEROS**

( PLANTA )

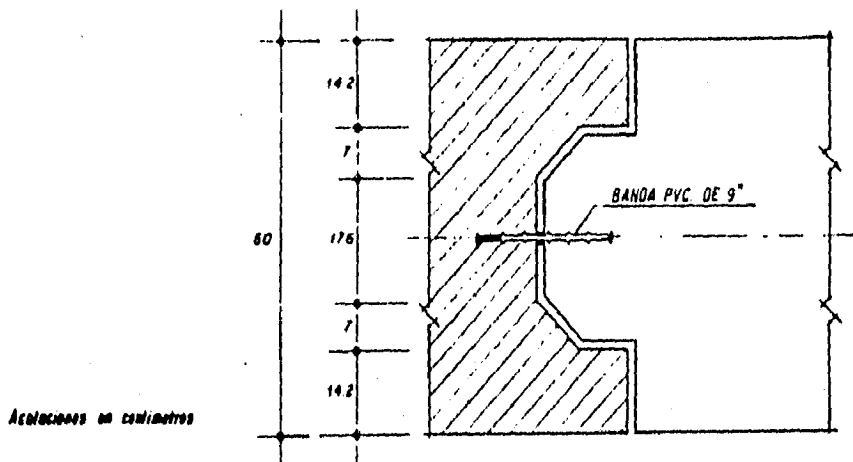
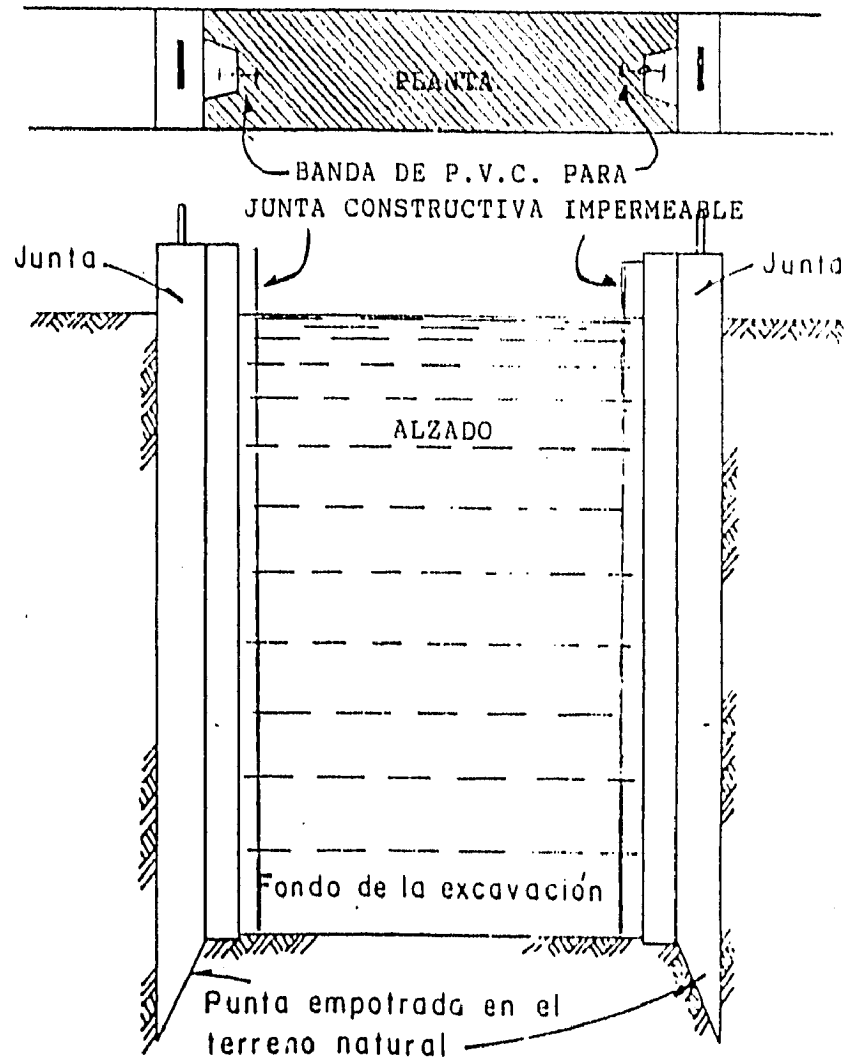


FIG. 5.21 JUNTA METÁLICA MACHIMBRADA PARA MURO MILÁN  
(JUNTAS CONSTRUCTIVAS IMPERMEABLES).



Excavación para un tablero con las juntas colocadas lista para recibir el acero de refuerzo

FIG. 5.21 JUNTAS METÁLICAS MACHIMBRADAS PARA MURO MILÁN  
(POSICIÓN Y USO CORRECTO).

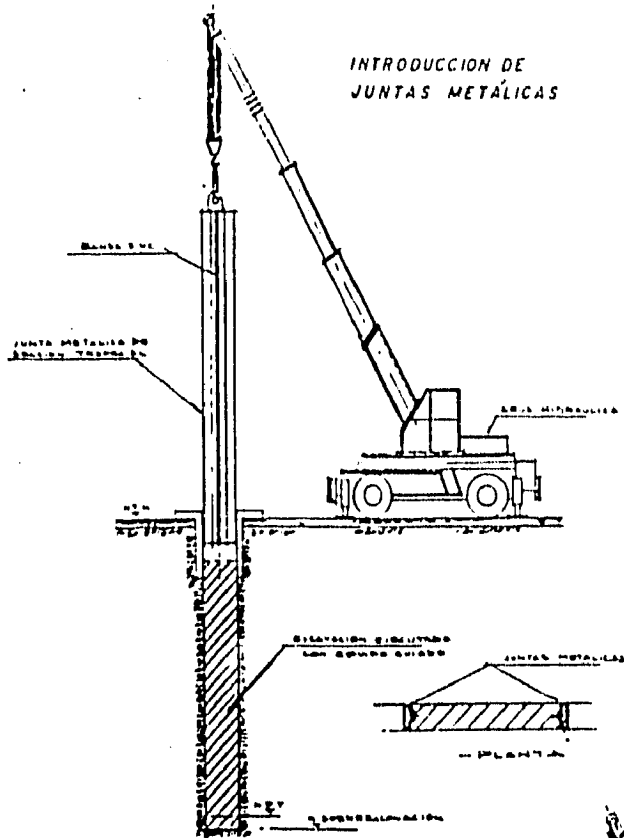


FIG. 5.22 MANIOBRA DE LANZADO DE JUNTAS.

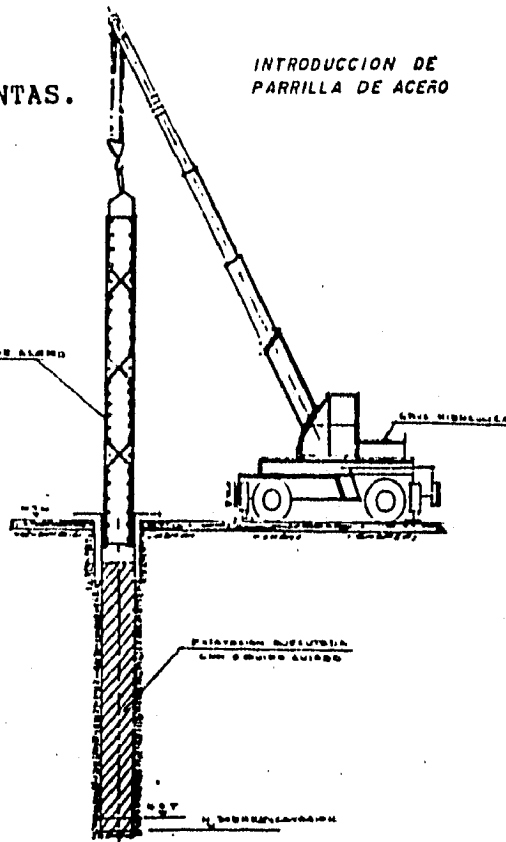


FIG. 5.23 MANIOBRA DE LANZADO DEL ARMADO.

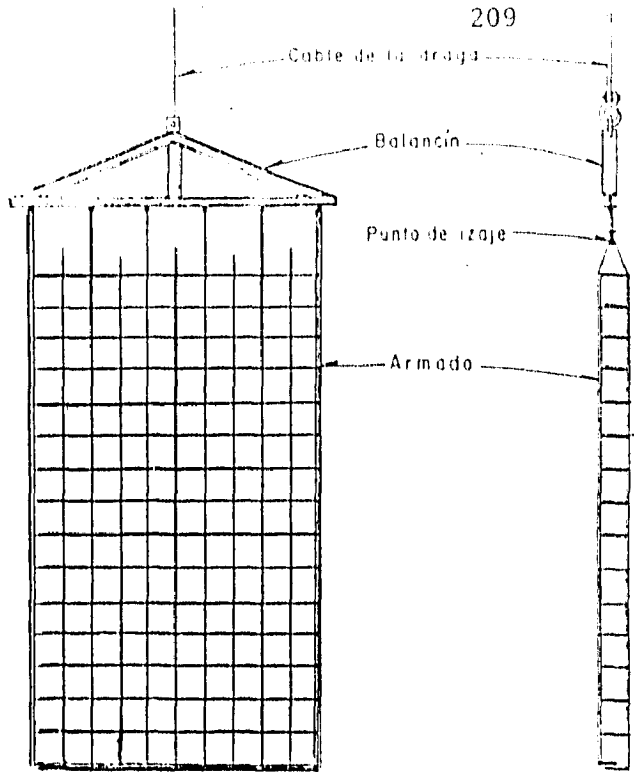
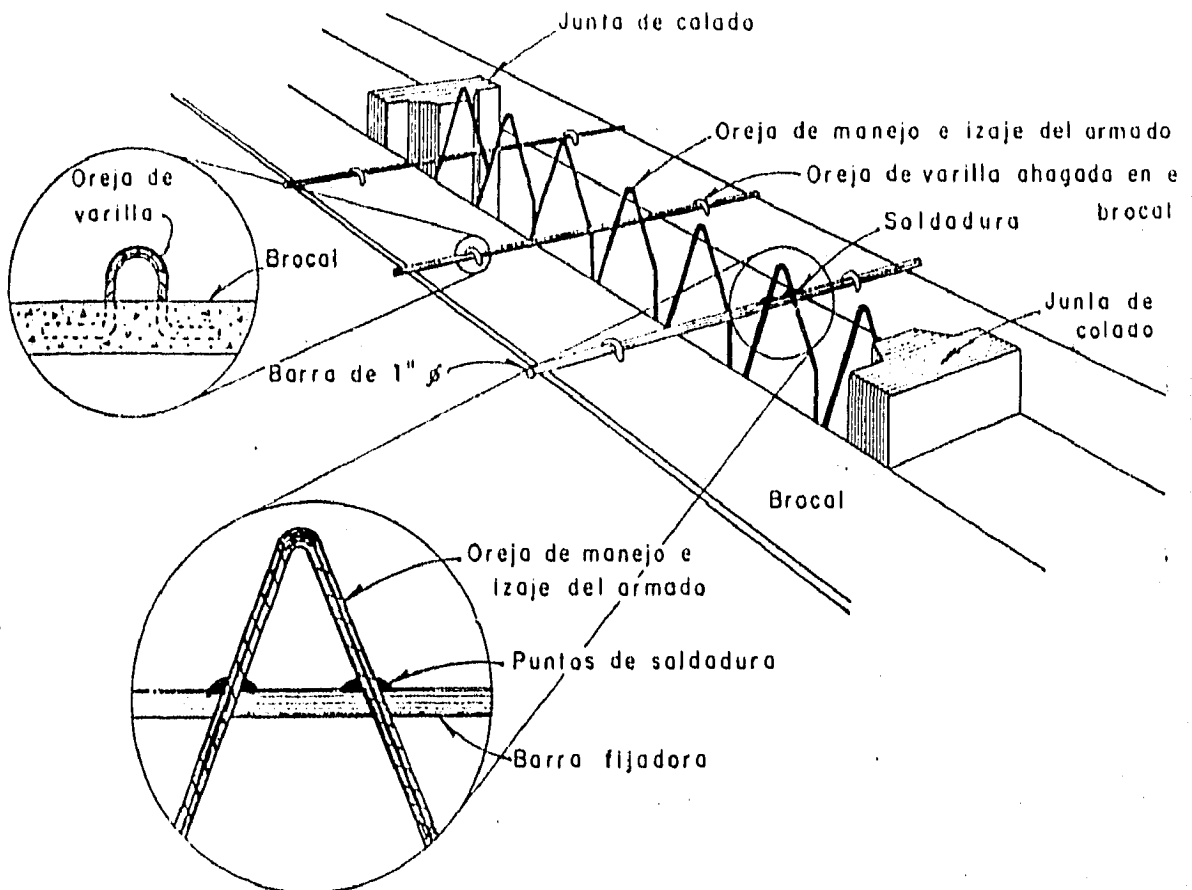


FIG. 5.24 IZADO DEL ARMA-  
DO DE ACERO DE REFUERZO CON BALANCÍN, PARA  
EVITAR DEFORMACIONES.

Empleo de balancín con 6 puntos de  
izaje para el manejo de los armados



Anclaje del acero de refuerzo

FIG. 5.25 FIJADO DEL ARMADO DE REFUERZO PARA EVITAR QUE EL ARMADO  
SE MUEVA O FLOTE.



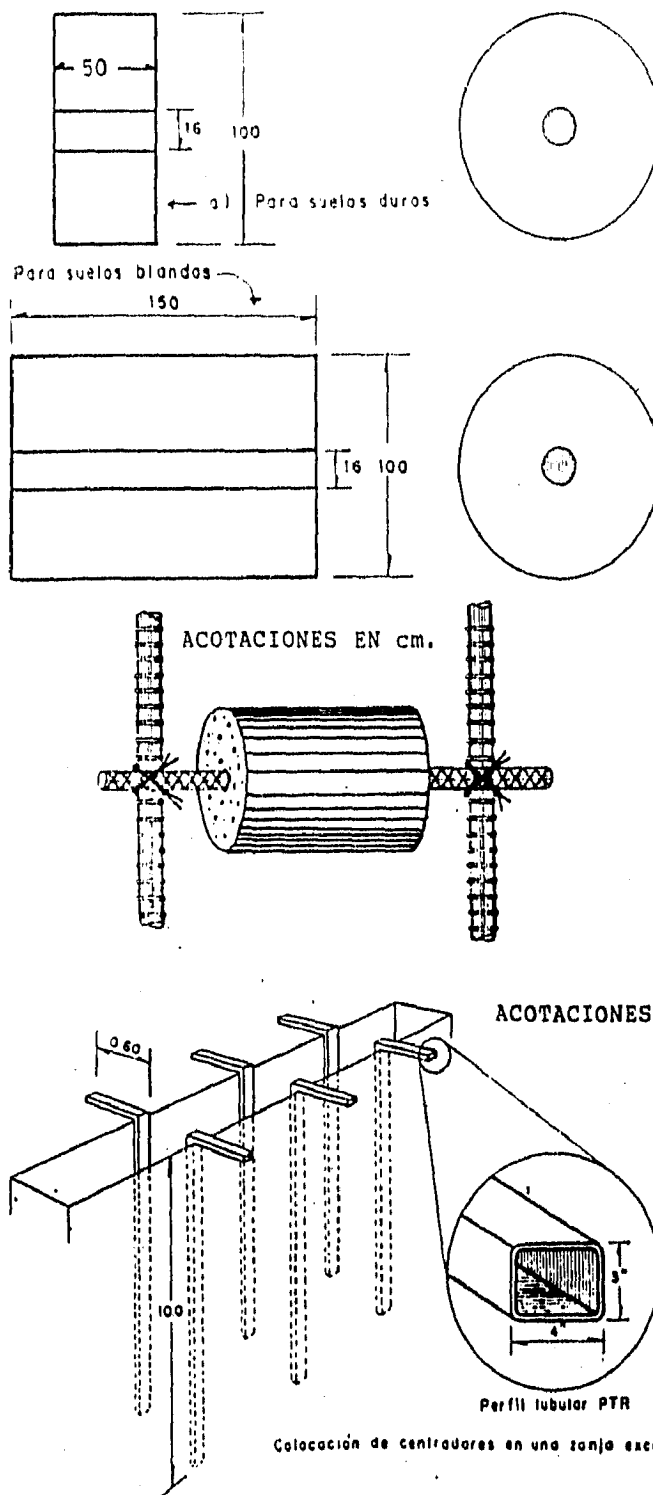


FIG. 5.27 ROLES Y CENTRADORES PARA GARANTIZAR LA CORRECTA COLOCACIÓN Y RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO.

#### 5.2.4 COLADO DEL ELEMENTO.

UNA VEZ QUE LA PARRILLA A SIDO COLOCADA, CENTRADA Y NIVELADA EN SU POSICIÓN CORRECTA, SE PROCEDE AL COLADO (FIG. 5.28), ESTE SE REALIZA POR EL MÉTODO TREMIE YA DESCRITO EN LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS Y PARA NO SER REITERATIVOS SOLO SE DARÁ UNA SECUENCIA RESUMIDA DE DICHO PROCEDIMIENTO Y LAS RECOMENDACIONES:

A) COLADO CON TUBO TREMIE. SIEMPRE EL COLADO DE LOS MUROS MILÁN SE REALIZAN POR EL MÉTODO TREMIE, DEBIDO A QUE SE REALIZAN BAJO AGUA O LODOS, SIENDO LOS SIGUIENTES LOS PUNTOS MAS IMPORTANTES A CUIDAR:

- 1) EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DEBE SER ENTRE 20 / 30 CENTÍMETROS (8 Y 12 PULGADAS).
- 2) LA LONGITUD DE LOS TRAMOS DE TUBERÍA SERÁ DE 3 METRO COMO MÁXIMO.
- 3) LA TUBERÍA DEBE SER LISA POR DENTRO Y POR FUERA, PARA QUE EL CONCRETO FLUYA LIBREMENTE Y EVITAR ATORAMIENTOS EN EL ARMADO.
- 4) LAS UNIONES ENTRE LOS TRAMOS DEBEN SER HERMÉTICAS, ES DECIR NO SE PERMITIRÁ QUE EL AGUA O LODO PENETRE ATRAVES DE ELLAS.
- 5) LAS CUERDAS DE CADA TRAMO DE TUBERÍA DEBEN DE ESTAR EN PERFECTO ESTADO PARA FACILITAR LAS MANIOBRAS DE ACOPLADO Y DESACOPLO. SON RECOMENDABLES LAS CUERDAS DE LISTÓN O TRAPEZOIDALES.
- 6) DEBEN DE EMPLEARSE DOS LÍNEAS DE COLADO PARA CADA TABLERO DE MURO MILÁN, CUYA LONGITUD SEA TAL QUE EL EXTREMO INFERIOR CUEDA A UNA DISTANCIA NO MAYOR DE 30.00 CENTÍMETROS DEL FONDO DE LA ZANJA.
- 7) ANTES DE INICIAR EL COLADO SE COLOCARA UN TAPÓN DESLIZANTE (DIABLO) DENTRO DE CADA LÍNEA DE COLADO QUE PUEDE SER UNA PELOTA DE VINIL, O DE POLIESTIRENO, QUE IMPIDA LA CONTAMINACIÓN DEL CONCRETO CON EL AGUA O LODO AL INICIO DEL COLADO (VER FIG.5.28).
- 8) EL EXTREMO INFERIOR DE LAS LÍNEAS DE COLADO PERMANECERÁN AHOGADAS EN EL CONCRETO CUNDO MENOS 1.50 MTS. (5 O 6 DIÁMETROS, DEPENDIENDO DEL QUE SE USE).
- 9) EL CONCRETO DEBE TENER AGREGADO MÁXIMO DE 19 mm (3/4") Y UN REVENIMIENTO DE  $18 \pm 2$  cm.
- 10) EL COLADO DEBERÁ DE REALIZARSE DE MANERA CONTINUA EVITANDO LAPSOS DE ESPERA PROLONGADA QUE PROVOQUEN TAPONAMIENTOS EN LA TUBERÍA POR EL FRAGUADO INICIAL DEL CONCRETO.



## B) RECOMENDACIONES PARA EL COLADO.

1) SIEMPRE SE DEBE DE CONTAR CON SUFICIENTES BALONES DE LÁTEX O DIABLOS DE RESERVA Y PARA COLADOS NOCTURNOS, DE NO CONTAR CON ESTOS SE PUEDE ARTIFICIAR UNA BOLA DE PAPEL (COSTALES DE CEMENTO O BENTÓNITA QUE ES MUY RESISTENTE).

2) EN MEDIDA QUE EL CONCRETO ES VACIADO EL NIVEL DE ÉSTE EN LA EXCAVACIÓN AUMENTA Y ÉSTO PROVOCA QUE EL CONCRETO SE DESPLACE CON DIFICULTAD, POR LO QUE ES NECESARIO RECORTAR TUBERÍA, ESTO DEBE DE REALIZARSE CON LAS DEBIDAS PRECAUCIONES Y TENIENDO CUIDADO DE NO SACAR LA PARTE INFERIOR DE LA TUBERÍA DEL CONCRETO, YA QUE ÉSTO PROVOCARÍA QUE EL CONCRETO SE CONTAMINE.

3) SI TENIENDO LA LONGITUD DE TUBERÍA MÍNIMA Y EL CONCRETO NO FLUYE, ES NECESARIO PROVOCAR UNA SERIE DE MOVIMIENTOS REPETIDOS Y VERTICALES DE ARRIBA HACIA ABAJO O 'CHAQUETEO', ÉSTE SE REALIZA POR MEDIO DE LA MÁQUINA NODRIZA, PERO TAMBIÉN PUEDE SER EFECTUADO POR UN MALACATE (FIG.5.28). ESTA MANIOBRA EVITA TAMBIÉN QUE LA TUBERÍA QUEDA ATRAPADA EN EL CONCRETO.

4) EL VACIADO DEL CONCRETO DEBE DE REALIZARSE DE MANERA ALTERNA Y PAUSADA, ENTRE LAS DOS LÍNEAS DE COLADO, PARA MANTENER UNA DISTRIBUCIÓN UNIFORME DEL CONCRETO Y EVITAR TAPONAMIENTOS DURANTE EL COLADO.

5) ES NECESARIO CONTAR CON UNA BOMBA DE LODOS ACTIVA DURANTE EL COLADO, YA QUE AL SER DEPOSITADO EL CONCRETO ÉSTE DESPLAZA AL AGUA O LODO HACIA AFUERA DE LA ZANJA POR ARRIBA DEL BROCAL REGÁNDOSE Y PROVOCANDO INCOMODIDADES DURANTE LOS TRABAJOS.

6) ES NECESARIO LLEVAR UN CONTROL DEL COLADO, MIDIENDO EN FORMA PERMANENTE LA VARIACIÓN DEL NIVEL DE LA SUPERFICIE DEL CONCRETO A LO LARGO DEL TABLERO Y ANOTARLO EN UN REGISTRO APROPIADO, ESTO PERMITE ASEGURAR UN LLENADO HOMOGÉNEO A LOS NIVELES DE PROYECTO Y A SU VEZ EL RETIRO OPORTUNO DE LOS TRAMOS DE TUBERÍA.

7) PARA VERIFICAR LOS NIVELES DE EXCAVACIÓN Y VACIADO DE CONCRETO EN UN MURO, ES CONVENIENTE USAR SONDAS CON 'BUZO', ESTO ES UN ALAMBRE CON UN TROZO DE PLACA EN EL EXTREMO QUE SIRVE DE LASTRE.

8) AL TERMINO DEL COLADO ES NECESARIO MOVER LAS JUNTAS DE COLADO, ESTO PUDE HACERSE YA INICIADO EL PRIMER FRAGUADO (FRAGUADO INICIAL) EN EL LAPSO DE LA PRIMER HORA. SE RECOMIENDA OBTENER TESTIGOS DEL CONCRETO VACIADO PARA SABER CUANDO EL CONCRETO EMPIEZA A FRAGUAR Y EFECTUAR LOS MOVIMIENTOS DE DESPEGUE DE LAS JUNTAS METÁLICAS. ES IMPORTANTE CONTAR VARIOS PARES DE JUNTAS, POR SI SE DA EL CASO QUE ALGUNAS SE QUEDEN PEGADAS Y SU RECUPERACIÓN TENGA QUE REALIZARSE TIEMPO DESPUÉS, CUANDO SE REALICE LA EXCAVACIÓN DEL TABLERO INTERMEDIO (EL QUE NO REQUIERE DE JUNTAS METÁLICAS).

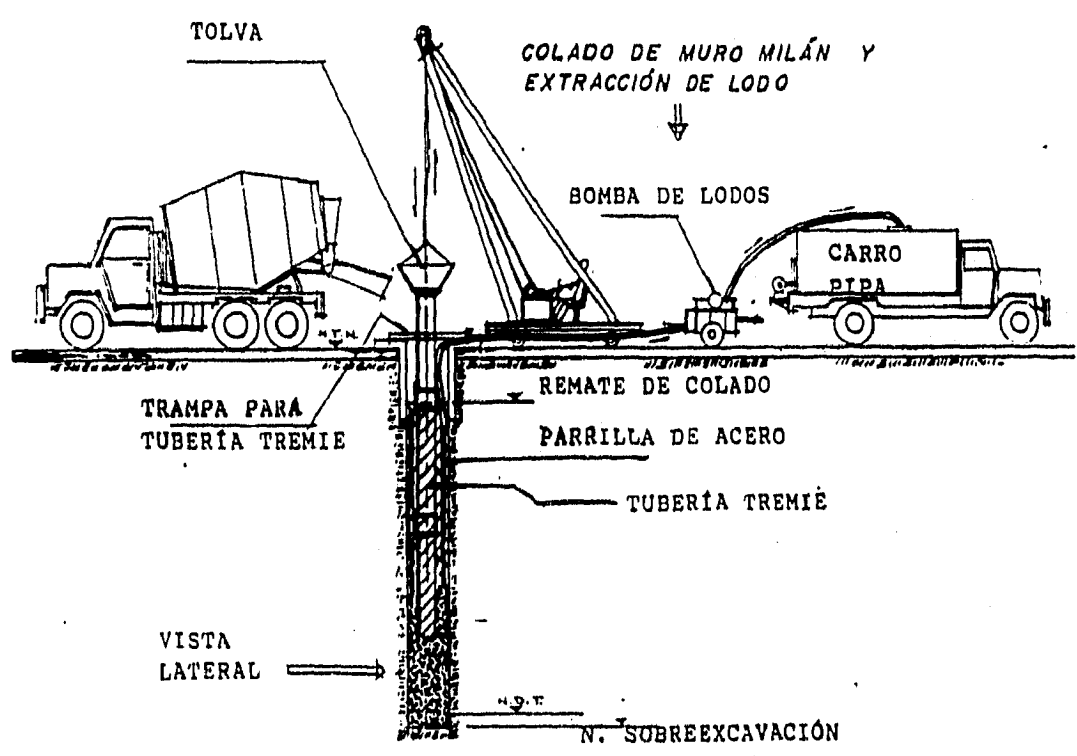
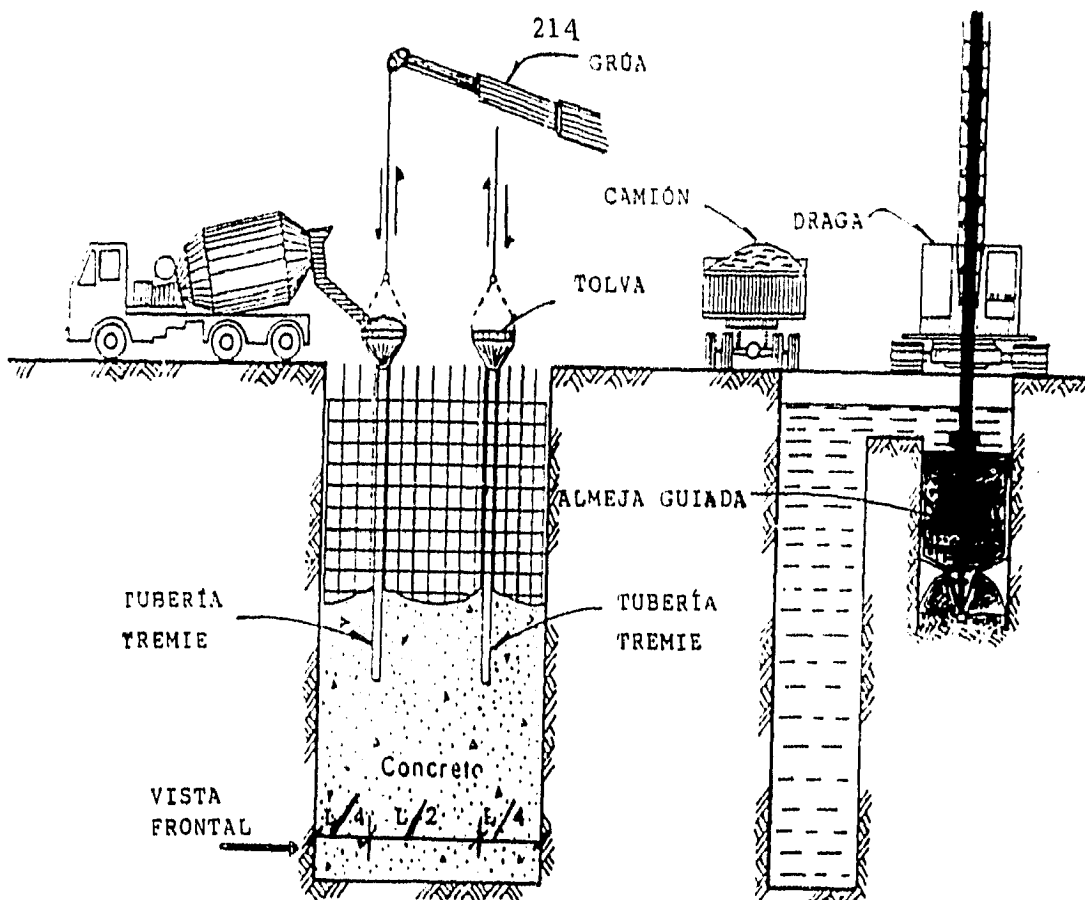


FIG. 5.28 MANIOBRAS PARA EL COLADO CON EL MÉTODO TREMIE.

## 5.2.5 SECUENCIA RESUMIDA DE LOS TRABAJOS.

1) LOS MUROS SE INTEGRAN POR MÓDULOS O TABLEROS MACHIHEMBRADOS Y CONSTRUIDOS DE MANERA ALTERNA.

2) SE REALIZA UNA EXCAVACIÓN ENTRE 1.50 Y 2.00 METROS DE PROFUNDIDAD Y UNOS 90 CENTÍMETROS PARA RECIBIR BROCAL.

3) SE RECOMIENDA PARA LA EXCAVACIÓN DEL MURO, LA UTILIZACIÓN DE UNA ALMEJA HIDRÁULICA DEL TIPO GUIADO, SIENDO ESTAS LAS ÚNICAS QUE GARANTIZAN LA VERTICALIDAD DE LOS TRABAJOS, YA QUE LA UTILIZACIÓN DE OTROS EQUIPOS ES POCO FACTIBLE POR FALTA DE ESPACIO (ES EL CASO DE LOS MOLINOS HIDRÁULICOS QUE SON MUY VOLUMINOSOS) Y EQUIPOS EN EL MERCADO. SE RECOMIENDA ESTE, YA QUE EL PESO DEL KELLY MÁS LA CAPACIDAD DE CORTE QUE PROPORCIONA LA UNIDAD HIDRÁULICA A LAS QUIJADAS, INCREMENTAN SU EFICIENCIA Y VELOCIDAD DE ATAQUE.

4) UNA VEZ DETERMINADA LA POSICIÓN DEL MURO A CONSTRUIR SE PROCEDE A LA EXCAVACIÓN DEL TABLERO, SIEMPRE CUIDANDO LA VERTICALIDAD DEL EQUIPO Y CONFORME SE AVANCE EN LA EXCAVACIÓN SE AGREGA AGUA O SI LA PERFORACIÓN LO REQUIERE SE VIERTE LODO, CON EL FIN DE MANTENER LA ZANJA ESTABLE, DICHO LODO DEBE DE CUBRIR LOS REQUISITOS MÍNIMOS DE CALIDAD.

5) LA ALMEJA DEBE SER OPERADA CON SUMO CUIDADO, EVITANDO DEJARLA CAER SOBRE EL LODO Y EN GENERAL PROVOCAR MOVIMIENTOS BRUSCOS QUE PUEDAN PRODUCIR CÁIDOS EN LA EXCAVACIÓN, EL CORTE DEL MATERIAL DEBE SER FIRME Y SIN SACUDIR NI ARRANCAR DE SÚBITO.

6) LAS EXCAVACIONES DE LAS ZANJAS SE HARÁN EN FORMA ALTERNADA, ES DECIR NO SE HARÁN EXCAVACIONES CONTIGUAS EN FORMA SIMULTÁNEA. ASIMISMO NO SE EXCAVARA NINGÚN TABLERO HASTA QUE EL CONCRETO DEL CONTIGUO HAYA ALCANZADO EL FRAGUADO INICIAL.

7) DURANTE LA EXCAVACIÓN DEBERÁ EFECTUARSE EL CONTROL DE LAS PROPIEDADES DEL LODO BENTONÍTICO (EN CASO DE SER USADO), ESTE CONTROL CONSISTIRÁ EN EFECTUAR LAS PRUEBAS NECESARIAS PARA CONFIRMAR QUE EL CONTROL DE CALIDAD SEA CUMPLIDO. ESTE PUNTO SERÁ MÁS DETALLADO EN EL CAPÍTULO 6.

8) TODO LODO DE PRIMER USO QUE SEA UTILIZADO EN LA PERFORACIÓN DEBE DE TENER UN PERIODO DE HIDRATACIÓN DE POR LO MENOS 18 Hrs.

9) SI EL LODO ES SUMINISTRADO POR MEDIO DE PIPAS, EL LODO CONTAMINADO DEBE SER SUSTITUIDO POR LODO NUEVO, CONSERVANDO SIEMPRE EL NIVEL DEL LODO DENTRO DE LA ZANJA 80cm. ABAJO DEL NIVEL SUPERIOR DEL BROCAL.

10) NUNCA DEBE SER ABATIDO EL NIVEL DE LODO, DEBIDO A QUE SE PRODUCIRÁN SUCCIONES GRADIENTES DE FLUJO EN EL MANTO FREÁTICO, QUE FAVORECEN LA DESINTEGRACIÓN Y DERRUMBES DE LAS PAREDES. EL LODO PUEDE SER UTILIZADO MÁS DE UNA VEZ ANTES DE SER DESECHADO, SIEMPRE Y CUANDO LO DETERMINE EL LABORATORIO.

11) SE DEBE DE CONTAR CON UNA ÁREA E INSTALACIONES SUFICIENTES PARA PRODUCIR, ALMACENAR Y RECIRCULAR EL LODO QUE SE UTILIZA EN LA OBRA, ASÍ COMO UN ALMACÉN TECHADO PARA LOS BULTOS DE BENTÓNITA (VER FIG. 5.29).

12) CUANDO SE PERCIBA UNA FUGA DE LODO DURANTE LA EXCAVACIÓN, DEBE DE APUNTARSE TODAS SUS CARACTERÍSTICAS Y ANOTARSE DE INMEDIATO EN LA BITÁCORA DE OBRA. POR NINGÚN MOTIVO SE DEBE DE COLAR EL TABLERO, SIN ANTES SOLUCIONAR EL PROBLEMA.

13) NO DEBE DE DEJARSE MUCHO TIEMPO ABIERTA LA PERFORACIÓN, POR LO QUE NO DEBERÁ DE PASAR DE 24 Hrs. ENTRE EL INICIO DE LA EXCAVACIÓN Y EL INICIO DEL COLADO. SIGUIENDO EL MISMO CRITERIO, NO SE DEBE DEJAR PASAR MÁS DE 6 Hrs. ENTRE LA TERMINACIÓN DE LA PERFORACIÓN Y EL COLADO.

14) DEBIDO A LA CURVATURA QUE PRESENTA LA ALMEJA, AL CIERRE DE SUS QUIJADAS, DEBE DE DÁRSELE UN POCO MÁS DE PROFUNDIDAD A LA EXCAVACIÓN, ENTRE 20 Y 40 cm. SERÁ SUFICIENTE.

15) TERMINADA LA EXCAVACIÓN DEBERÁ PROCEDERSE A LA LIMPIEZA DEL AZOLVE DEL FONDO DE LA PERFORACIÓN, POR MEDIO DE UN TUBO EYECTOR DE AGUA A PRESIÓN O CON LA MISMA ALMEJA.

16) TERMINADA COMPLETAMENTE LA PERFORACIÓN, SE PROCEDE CON LA COLOCACIÓN DE LAS JUNTAS METÁLICAS CON SUS RESPECTIVAS BANDAS DE P.V.C., SEGUIDO DEL ARMADO DE REFUERZO. AMBOS DEBEN QUEDAR COMPLETAMENTE FIJOS COMO SE RECOMIENDA EN EL SUBCAPÍTULO 5.23.-

17) LAS JUNTAS DE COLADO DEBEN DE ESTAR CON UNA APLICACIÓN DE DESCOFRANTE O DESMOLDANTE (HECHO EN OBRA O DE MARCA) PARA FACILITAR SU EXTRACCIÓN AL TERMINO DEL COLADO, ASÍ TAMBIÉN EL ACERO DE REFUERZO DEBE DE ESTAR LIBRE DE GRASAS U OTROS PRODUCTOS QUE IMPIDAN UNA PERFECTA ADHERENCIA CON EL CONCRETO.

18) EL TIEMPO MÁXIMO QUE PUEDE TRANSCURRIR ENTRE LA INTRODUCCIÓN DE LA PARRILLA DEL ARMADO EN LA ZANJA Y EL COLADO SERÁ DE 4 Hrs. MAS TIEMPO HACE QUE SE FORME UN ENJARRE O CAKE EN EL ACERO, IMPIDIENDO CON ESTO LA COMPLETA ADHERENCIA DEL CONCRETO EN EL ACERO DE REFUERZO.

19) PARA GARANTIZAR UN CORRECTO RECUBRIMIENTO, EL ARMADO DE SER INTRODUCIDO CON SUS RESPECTIVOS ROLES, COMO LOS MOSTRADOS EN LA FIGURA 5.26.

20) ES NECESARIO DEJAR ESPACIO SUFICIENTE ENTRE EL ARMADO, PARA QUE LA TUBERÍA TREMIE PUEDA TENER LIBRE PASO, ESTE PASO DEBE SER POR LO MENOS EL DOBLE DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA.

21) SI EL MURO SERÁ LIGADO CON LA LOSA DE FONDO O ALGUNA INTERMEDIA, ES NECESARIO DEJAR LAS PREPARACIONES, COMO: LAS VARILLAS NECESARIAS PARA EL FUTURO ANCLAJE Y TAPADAS CON CAJAS DE POLIURETANO, PARA SU RÁPIDA LOCALIZACIÓN.

22) AL INICIAR EL COLADO SE DEBE DE TENER LA CERTEZA DE QUE LA TUBERÍA NO QUEDE COMPLETAMENTE APOYADA EN EL FONDO NI MUY RETIRADO DE ÉSTE, PARA DEJAR QUE EL CONCRETO BAJE LIBREMENTE Y A SU VEZ SEA TAN SOLO EL PRIMER CONCRETO (QUE ES POCO, 50 cm. APROX.) EL QUE SE CONTAMINE, ÉSTE QUEDARÁ EN LA PARTE SUPERIOR DEL MURO PARA SU FUTURA DEMOLICIÓN. NO SE DEBE DEJAR PASAR LA COLOCACIÓN DEL DIABLO, EVITANDO EL CONTACTO TEMPRANO DEL CONCRETO CON EL LODO.

23) EL CONCRETO DEBE TENER 19 mm. (3/4") COMO AGREGADO MÁXIMO Y UN REVENIMIENTO DE  $18 \pm 2$  cm. PARA QUE PUEDA TENER UN BUEN ACOMODO Y FLUIDEZ. SI DESPUÉS DE EMPEZADO EL COLADO EL CONCRETO EMPIEZA A BAJAR CON DIFICULTAD ES NECESARIO CHAQUETEAR, RECORTAR LA TUBERÍA TREMEI (SIN SACARLA DEL CONCRETO) O AMBAS COSAS. EL TIEMPO MÁXIMO ENTRE OLLA Y OLLA NO DEBE SER MAYOR A LOS 15 MIN. EL LODO DESPLAZADO POR EL CONCRETO DEBE SER RECOLECTADO POR MEDIO DE BOMBEO HACIA PIPAS, TANQUES O PILETAS DE ALMACENAMIENTO.

24) ES NECESARIO LLEVAR UN RIGUROSO CONTROL DEL COLADO MIDIENDO EN FORMA PERMANENTE LA VARIACIÓN DEL TIRANTE DE CONCRETO Y ANOTARLO EN EL REGISTRO (VER FIG. 5.30), CON EL OBJETO DE PODER DECIDIR EL RETIRO OPORTUNO DE LOS TRAMOS DE TUBERÍA TREMEI Y PROGRAMAR ADECUADAMENTE EL SUMINISTRO DE CONCRETO, PARA EVITAR LOS RECESOS.

25) DOS LÍNEAS DE COLADO POR TABLERO SON SUFICIENTES PARA UN BUEN TRABAJO DE COLADO Y ÉSTE DEBE DE CUMPLIR LOS SIGUIENTES PUNTOS:

- I) TENER EL CONTROL DE CALIDAD ADECUADO EN LODOS.
- II) CONTAR CON UN CONCRETO FLUIDO, DE LAS CARACTERÍSTICAS YA MENCIONADAS.
- III) MANTENER LA TUBERÍA TREMIE COMPLETAMENTE AHOGADA EN EL CONCRETO, ENTRE 1.0 Y 1.5 METROS.
- IV) HACER EL COLADO CONTINUO CON INTERVALOS MÁXIMOS DE 15 Min.
- V) EVITAR TODO MOVIMIENTO BRUSCO CON LAS TUBERÍAS DE COLADO DENTRO DEL TABLERO.
- VI) RECOLECTAR EL LODO DESPLAZADO Y COMPARARLO CON EL VOLUMEN DEL CONCRETO VACIADO, ESTO NOS AYUDA A DETECTAR POSIBLES FUGAS DE CONCRETO EN LA EXCAVACIÓN.
- VII) ESTAS ACTIVIDADES Y LAS EVENTUALIDADES QUE SE PRESENTE DEBEN SER ANOTADAS EN LA BITÁCORA DE OBRA Y DISCUTIDAS CON LA SUPERVISIÓN.

26) EL CONCRETO DE MUROS DEBE LLEGAR A UN NIVEL DE 50 cm. ARRIBA DEL NIVEL SUPERIOR, INDICADO EN EL PROYECTO. ESTOS 50 cm. DE MÁS ES LA ZONA DE CONCRETO CONTAMINADO Y TIENE QUE SER DEMOLIDO. LOS MUROS NO SERÁN SOMETIDOS A TRABAJO ESTRUCTURAL (CONTENCIÓN DE TERRENO PERIFÉRICO), SI NO PASADO 14 DÍAS PARA EL CONCRETO TIPO (III) Y 28 DÍAS PARA EL TIPO (I).

27) DURANTE LA CONSTRUCCIÓN SE DEBERÁ DE CONTAR CON SUPERVISIÓN CONSTANTE EN TODOS LOS TRABAJOS Y POR PERSONAL CALIFICADO QUE VERIFIQUE QUE SE CUMPLAN LAS ESPECIFICACIONES EN CADA UNA DE LAS ETAPAS (LA SECUENCIA DE SUPERVISIÓN TÉCNICA SE DÁ EN EL SUBCAPÍTULO 6.5).

## PLANTA DE BENTONITA

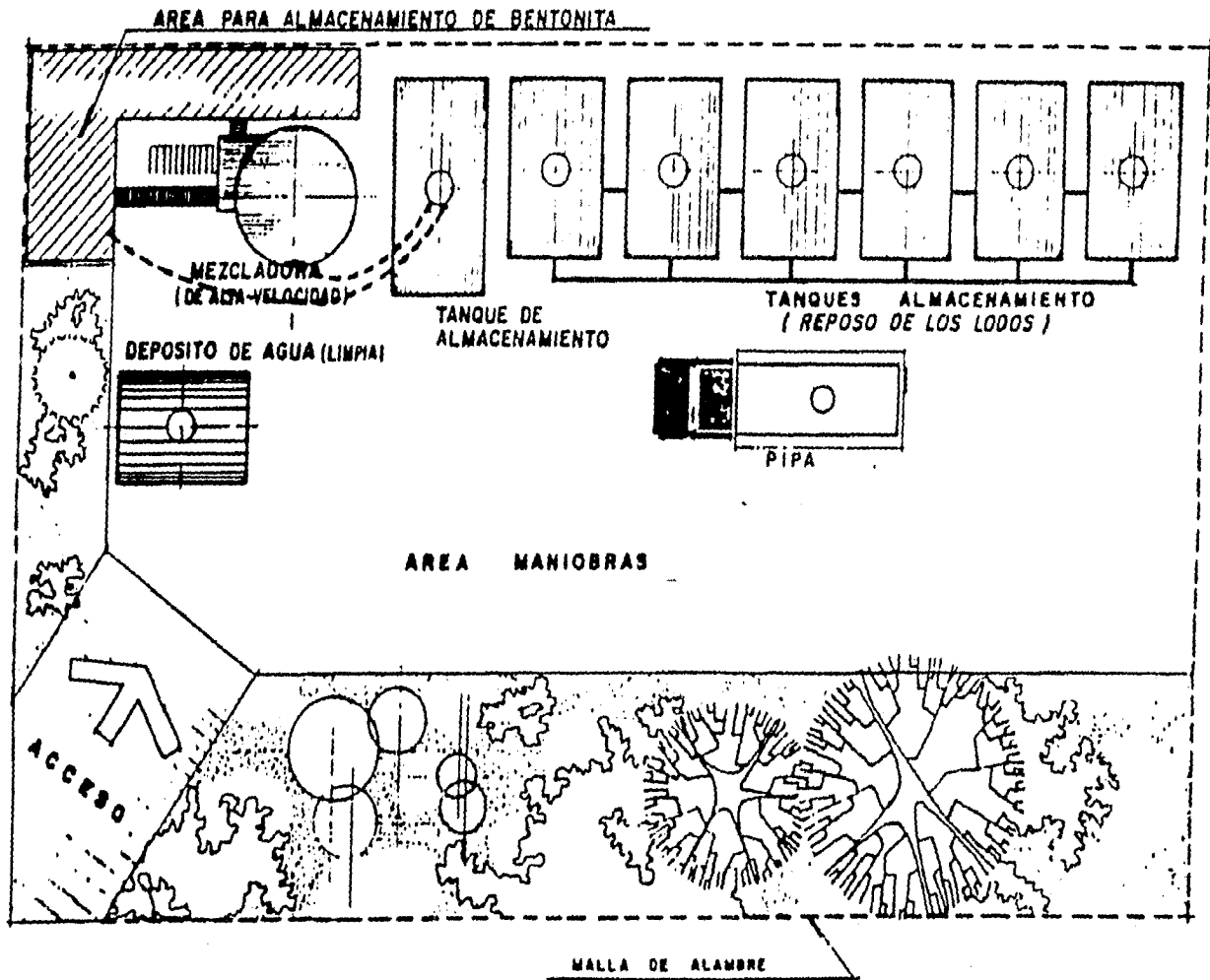


FIG. 5.29 INSTALACIONES IDEALES PARA LA FABRICACIÓN  
DE LODOS BENTONÍTICOS.



## CAPÍTULO 6 CONTROL DE CALIDAD DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO.

SE PUEDE DECIR QUE EL CONTROL DE CALIDAD CONSISTE EN, EL CUMPLIMIENTO DE LAS NORMAS Y ESPECIFICACIONES PREESTABLECIDAS. ES POR ESTO QUE LOS TRABAJOS EN CUALQUIER ÁREA PRODUCTIVA DEBEN DE CUMPLIR CON UN MÍNIMO DE REQUISITOS INDISPENSABLES (DENTRO DE CIERTOS LÍMITES) O VITALES, PARA QUE PUEDAN DICHO PRODUCTO CUMPLIR SU COMETIDO.

EN EL CAMPO DE LA INGENIERÍA, EL CONTROL DE CALIDAD ES ASISTIDO POR UNA SERIE DE HERRAMIENTAS COMO SON: LA METROLOGÍA, PRUEBAS DE LABORATORIO (FÍSICO-QUÍMICAS), HISTORIALES ESTADÍSTICOS, ETC. EN EL CAMPO DE LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EL CONSULTOR Y LA EMPRESA ENCARGADA DE SUPERVISAR, SON LAS ENCARGADAS QUE EN LA CONSTRUCCIÓN DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA, SE CUMPLA O REALICE DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES, DENTRO DE LAS NORMAS DE CONTROL DE CALIDAD; ESTO PERSIGUE QUE LAS CONSIDERACIONES TEÓRICAS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN SE CUMPLAN.

### 6.1 Lodos BENTONÍICOS.

EN LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS Y MUROS COLADOS EN SITIO EN SUELOS BAJO EL NIVEL FREÁTICO (EN EL CASO DE PILAS SIN N.A.F. PERO EN SUELOS INESTABLES), SE HACE NECESARIO EL EMPLEO DE LODOS BENONÍICOS PARA MANTENER ESTABLE LAS PAREDES DURANTE LOS TRABAJOS DE SU CONSTRUCCIÓN.

A) LA ACCIÓN ESTABILIZADORA DE LOS LODOS SE PUEDE ANALIZAR CON EL AUXILIO DE LAS TEORÍAS DE RANKINE (REF. 5), PARA EL CASO DE EMPUJES ACTIVOS DEL SUELO (FIG. 6.1).

$$\text{EC. 6.1} \quad E_A + E_H \leq E_1$$

$$\text{EC. 6.2} \quad F.S. = E_1 / (E_A + E_H) \quad \text{DONDE:}$$

$E_A$  = EMPUJE ACTIVO DEL SUELO.

$E_H$  = EMPUJE HIDROSTÁTICO.

$E_1$  = EMPUJE DEL LODO BENTONÍTICO.

$F.S.$  = FACTOR DE SEGURIDAD.

ADEMÁS DEL FACTOR DE SEGURIDAD, ES NECESARIO CONOCER EL PESO VOLUMÉTRICO DEL LODO BENTONÍTICO PARA ESTABILIZAR LA PERFORACIÓN O ZANJA.

B) FACTOR DE SEGURIDAD DEL LODO PARA ESTABILIZAR UNA PERFORACIÓN O EXCAVACIÓN. APLICANDO LAS FÓRMULAS ANTERIORES SE PUEDE OBTENER EL COEFICIENTE, PARA LOS DISTINTOS TIPOS DE SUELOS (REF. 5).

#### 1) SUELOS COHESIVOS.

$$\text{EC. 6.3} \quad F.S. = \frac{\gamma_i n^2}{\gamma F_1 + \gamma_w m^2 - 4c/H} \quad \gamma_i = (F.S./n^2) [\gamma F_1 + \gamma_w m^2 - 4c/H]$$



## II) SUELOS FRICCIONANTES.

$$EC. 6.4 \quad F.S = \frac{\gamma_l \cdot n^l}{K_a \gamma F_1 + \gamma_w m^l} \quad \gamma_l = (F.S./n^l) (K_a \gamma F_1 + \gamma_w m^l)$$

## III) SUELOS COHESIVOS FRICCIONANTES.

$$EC. 6.5 \quad F.S = \frac{\gamma_l \cdot n^l}{K_a \gamma F_1 + \gamma_w m^l - 4c/H [N\phi]^{1/2}}$$

$$\gamma_l = (F.S./n^l) (K_a \gamma F_1 + \gamma_w m^l - 4c/H [N\phi]^{1/2}) \quad \text{DONDE:}$$

$\gamma_l$  = PESO VOLUMÉTRICO DEL LODO.

$\gamma$  = PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL EXCAVADO.

$\gamma'$  = PESO VOLUMÉTRICO SUMERGIDO DEL MATERIAL EXCAVADO.

$\gamma_w$  = PESO VOLUMÉTRICO DEL AGUA.

H = PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN.

$K_a$  = COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO, SEGÚN RANKINE.

$[N\phi]^{1/2} = \text{TAN}(45^\circ + \phi/2)$

c = COHESIÓN DEL SUELO.

$\phi$  = ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO.

m, n = VALORES QUE SE DAN EN LA FIGURA 6.1.

$F_1 = [1 \cdot m^l (1 - \gamma'/\gamma)]$

C) PROPIEDAD DE LOS LODOS. DE LA MISMA MANERA QUE LAS TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN SE MODERNIZAN Y SU APLICACIÓN SE GENERALIZA, LOS MATERIALES QUE INTERVIENEN REQUIEREN DE UN MAYOR CONTROL, ES ASÍ COMO LOS LODOS DEBEN DE CUMPLIR PRIMERAMENTE UNA SERIE DE REQUISITOS COMO SON:

- 1) ENFRIAR Y LUBRICAR LAS BROCAS Y BARRETONES DE LA PERFORADORA.
- 2) REMOVER EL MATERIAL CORTADO EN EL FONDO DE LA PERFORACIÓN O EXCAVACIÓN.
- 3) PERMITIR LA SEPARACIÓN DE LAS PARTÍCULAS SÓLIDAS POR SEDIMENTACIÓN.
- 4) FORMACIÓN DE UN ENJARRE DELGADO, ELÁSTICO E IMPERMEABLE SOBRE LAS PAREDES DE LA EXCAVARON O PERFORACIÓN.
- 5) EVITAR FLUJOS Y CAÍDOS HACIA EL INTERIOR DEL BARRENO.
- 6) LIMITAR EL DESGASTE DE LAS HERRAMIENTAS POR ABRASIÓN.
- 7) ESTABILIZAR LAS PERFORACIONES Y EXCAVACIONES.
- 8) EVITAR LA CREACIÓN DE AZOLVES EN EL FONDO, MANTENIENDO LA ARENA EN SUSPENSIÓN.
- 9) PERMITIR UN DESPLAZAMIENTO EFICIENTE DEL CONCRETO DURANTE EL COLADO.
- 10) MANTENER SU BOMBEABILIDAD.

D) CONTROL EN LABORATORIO DE LOS LODOS. LAS CARACTERÍSTICAS MAS IMPORTANTES DE LOS LODOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL CONTROL DE CALIDAD, EN TRABAJOS DE PERFORACIÓN SON LAS SIGUIENTES.

- I) DENSIDAD EN (gr. / cm<sup>3</sup>)
- II) VISCOSIDAD PLÁSTICA EN (centipoises)
- III) VISCOSIDAD MARSH EN (VER LAS UNIDADES EN LA DEFINICIÓN)
- IV) CONTENIDO DE ARENA.
- V) FILTRADO.

I) DENSIDAD. ES LA CARACTERÍSTICA DE LOS LODOS QUE SE REFIERE A SU PESO VOLUMÉTRICO, EL CUAL DEPENDE DE LA CANTIDAD Y PESO ESPECÍFICO DE LAS PARTÍCULAS SÓLIDAS EN SUSPENSIÓN. EN OTRAS PALABRAS ES LA CANTIDAD DE MATERIA CONTENIDA EN LA UNIDAD DE VOLUMEN, SE ACOSTUMBRA DETERMINAR EN LABORATORIO MEDIANTE UNA BALANZA DISEÑADA Y LLAMADA BALANZA DE LODOS (FIG. 6.2).

II) VISCOSIDAD PLÁSTICA. ES LA FRICCIÓN INTERNA, LA RESISTENCIA A FLUIR O COMO LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE, PARA DETERMINARLA SE EMPLEA UN VISCOSÍMETRO ROTACIONAL (FIG. 6.3) Y BÁSICAMENTE DEPENDE DE TRES FACTORES:

- 1) VISCOSIDAD DE LA BASE LIQUIDA.
- 2) TAMAÑO, FORMA Y CANTIDAD DE LAS PARTÍCULAS EN SUSPENSIÓN.
- 3) FUERZAS ENTRE PARTÍCULAS.

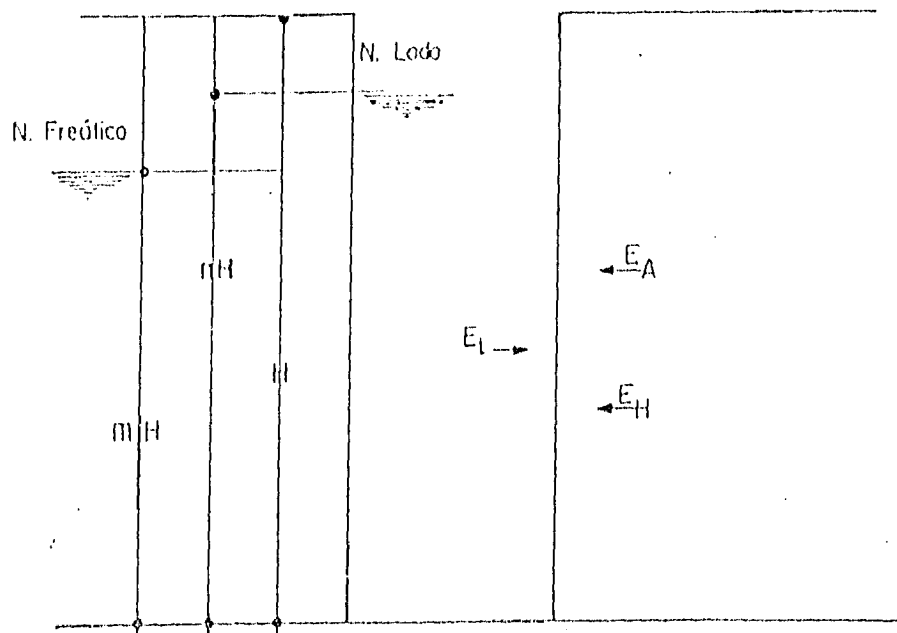
III) VISCOSIDAD MARSH. ES LA CARACTERÍSTICA INDICATIVA DEL GRADO DE ESPESAMIENTO DE LOS LODOS, SIN QUE TENGA UNA RELACIÓN DIRECTA CON LA VISCOSIDAD PLÁSTICA; ESTA PROPIEDAD SE MIDE EN EL CONO DEL MISMO NOMBRE (FIG. 6.4), SE EXPRESA EN LOS SEGUNDOS PARA QUE ESCURRA 946 cm<sup>3</sup> DE LODO ATRAVÉS DE UN ORIFICIO CALIBRADO.

ES UNA PRUEBA DE CONTROL DE CALIDAD, TÍPICA DE OBRA, QUE PROPORCIONA UN CRITERIO DE REUTILIZACIÓN O DESECHO PARA UN LODO BENTONÍTICO DADO, CUYAS PROPIEDADES INICIALES SON ACEPTABLES. ESTA PRUEBA NO ES ADECUADA PARA DETERMINAR PROPIEDADES MAS ESPECÍFICAS, POR QUE VARIA EN FUNCIÓN DE LA VISCOSIDAD PLÁSTICA, DEL PUNTO DE CEDENCIA Y DE LA DENSIDAD DEL LODO.

IV) CONTENIDO DE ARENA. ES EL PORCENTAJE DE ARENA QUE SE ENCUENTRA EN SUSPENSIÓN CON RESPECTO AL LODO, SE MIDE POR MEDIO DE UNA PROBETA CALIBRADA Y PASANDO EL LODO POR LA MALLA 200 (FIG. 6.4-B); AL AUMENTAR EL CONTENIDO DE ARENA DE UN LODO CON RELACIÓN AGUA BENTONITA CONSTANTE, AUMENTA EL VOLUMEN DE AGUA LIBRE.

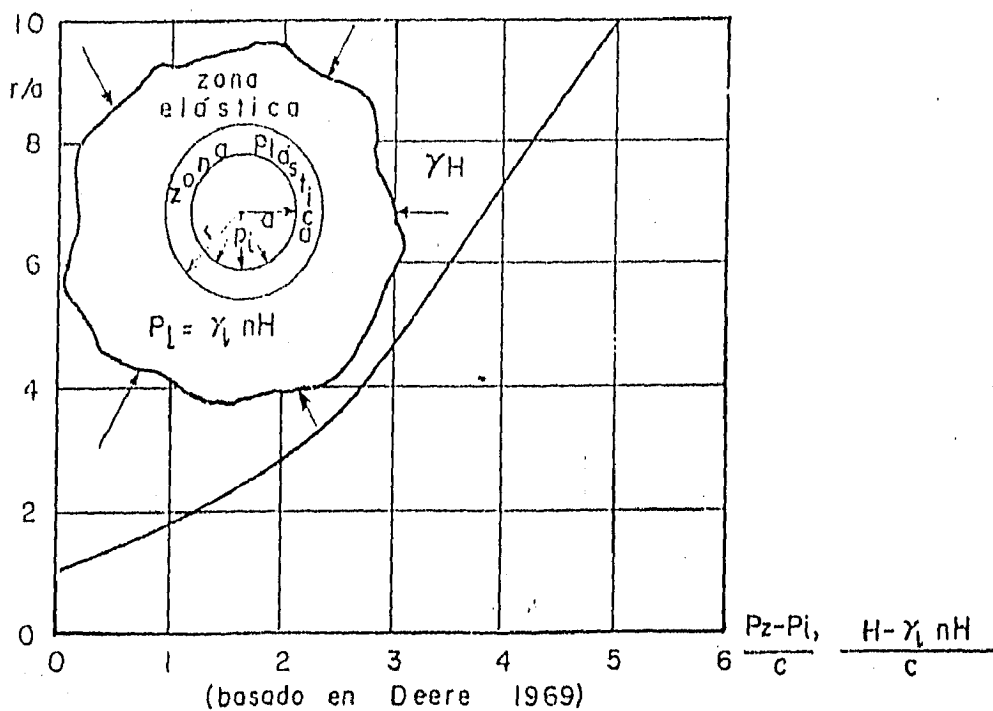
V) FILTRADO. PARTE DEL AGUA QUE SE EMPLEA EN LA ELABORACIÓN DE UN LODO Y PERMANECE LIBRE ENTRE LOS GRANOS SÓLIDOS. AL EFECTUAR UNA PRUEBA DE FILTRADO, ES EXPULSADA DEJANDO UN RESIDUO PLÁSTICO LLAMADO ENJARRE O 'CAKE'.

EMPLEANDO FLUIDOS DE IGUAL PESO VOLUMÉTRICO QUE EL LODO BENTONÍTICO PERO QUE NO FORMA ENJARRE, NO ES POSIBLE LOGRAR ESTABILIDAD DE PAREDES EXCAVADAS. EL ENJARRE TIENE IMPORTANCIA EN LA ESTABILIDAD DE LA PERFORACIÓN O ZANJA, YA QUE CREA UNA MEMBRANA IMPERMEABLE QUE PERMITE SE TRANSMITAN LAS PRESIONES HIDROSTÁTICAS DE LA COLUMNA DE LODO Y EVITA DERRUMBES LOCALES EN LAS PAREDES.



Estabilidad de una zanja con auxilio de lodo bentonítico

FIG. 6.1-A FUERZAS ACTUANTES EN UNA PERFORACIÓN CON LODOS (REF.5).



Relación entre el radio de la zona plástica  $r$ , la cohesión del suelo  $c$ , la presión debida al peso propio del suelo  $\gamma H$ , y la presión en el interior  $\gamma_l n H$ .

FIG. 6.1-B ZONAS DE INFLUENCIA DE UNA PERFORACIÓN ESTABILIZADA.

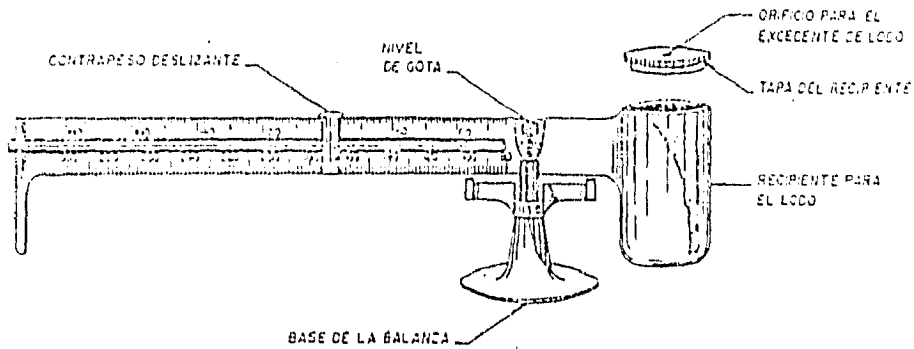
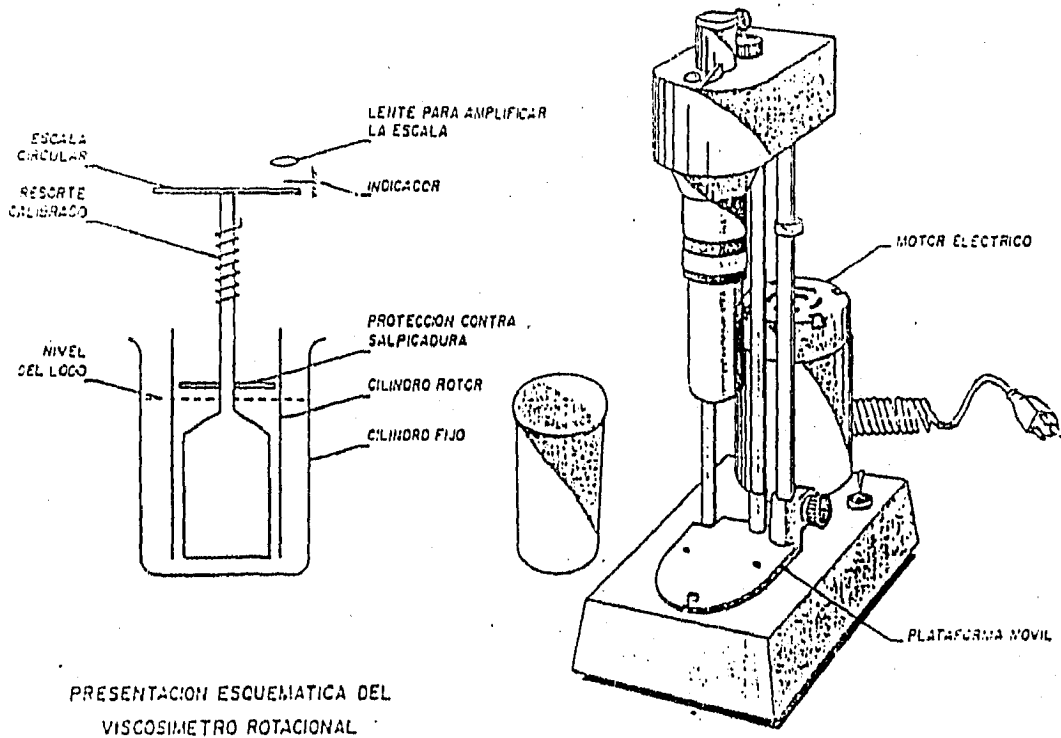


FIG. 6.2 EQUIPO PARA EL CONTROL DE LODOS: BALANZA DE LODOS.



PRESENTACION ESQUEMATICA DEL VISCOSIMETRO ROTACIONAL

FIG. 6.3 EQUIPO PARA EL CONTROL DE LODOS: VISCOSIMETRO ROTACIONAL.

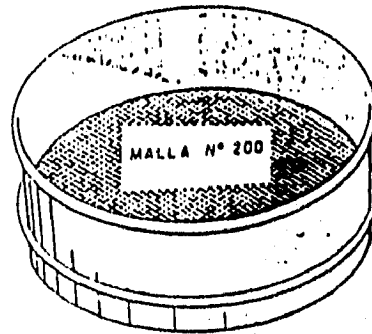
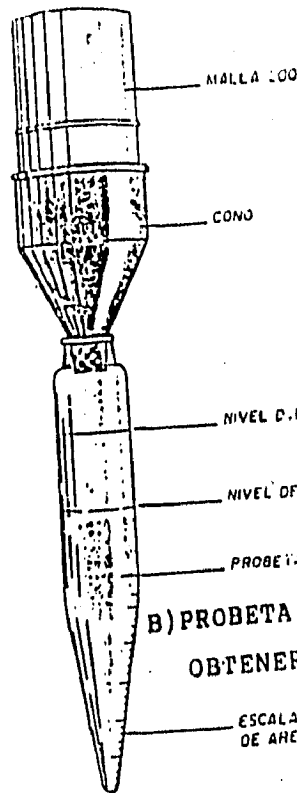
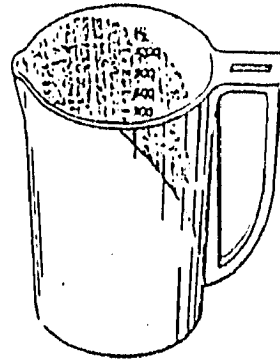
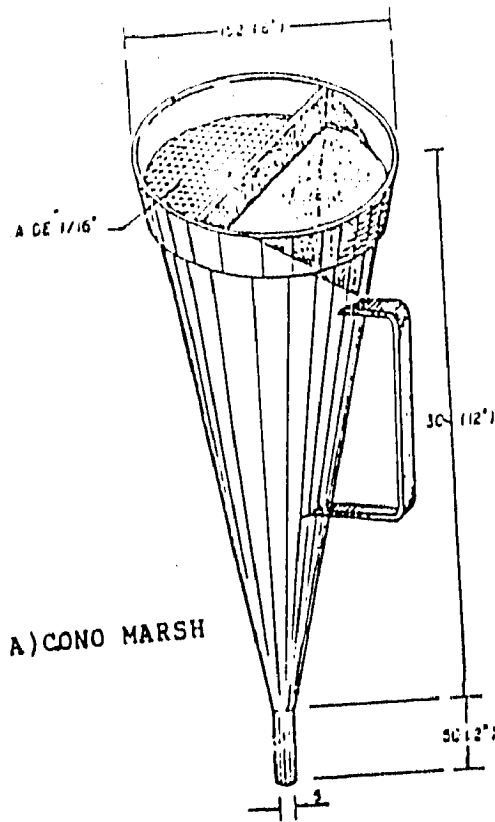


FIG. 6.4 EQUIPO PARA EL CONTROL DE LODOS.

E) PREPARACIÓN DE LODOS. ANTES DE ELABORAR LODOS EN GRANDES VOLÚMENES, ES ACONSEJABLE EFECTUAR ENSAYES DE LABORATORIO DE LAS MATERIAS PRIMAS. COMO SON PRINCIPALMENTE: BENTÓNITA Y AGUA, PARA DEFINIR LA PROPORCIÓN DE MEZCLADO Y EN CASO DE SER NECESARIO, LA UTILIZACIÓN DE UN ADITIVO PARA ALCANZAR LAS PROPIEDADES QUE REQUIERE EL CONTROL DE CALIDAD.

I) RENDIMIENTO DE LA BENTÓNITA. ES LA CANTIDAD DE LODO (M<sup>3</sup>) CON 15 CENTIPOISES QUE SE PUEDEN PREPARAR CON UNA TONELADA DE BENTÓNITA.

II) CALIDAD DEL AGUA. EL AGUA A UTILIZARSE DEBE DE ESTAR LIBRE DE EXCESOS DE SALES Y CARBONATOS (PRINCIPALMENTE CALCIO Y MAGNESIO) QUE AFECTAN NOTABLEMENTE LAS PROPIEDADES DEL LODO BENTONÍTICO AL IMPEDIR UNA ADECUADA HIDRATACIÓN DE LA ARCILLA, E INCLUSIVE LO PUEDEN INUTILIZAR SI NO SE EMPLEAN ADITIVOS CORRECTIVOS. DEBE DE ELABORARSE PRUEBAS EN LOS LODOS DE MANERA PARTICULAR EN CADA CASO.

III) CALIDAD DE LA BENTÓNITA. SE PUEDE EMPLEAR CUALQUIER TIPO DE BENTÓNITA, MARCA O PROCEDENCIA DE LA BENTÓNITA EN POLVO, BUSCANDO SIEMPRE QUE SU RENDIMIENTO SEA EL OPTIMO.

IV) ADITIVOS. LA SELECCIÓN DEL ADITIVO CORRECTIVO PARA HACER POSIBLE LA ELABORACIÓN DEL LODO BENTONÍTICO DEBE EFECTUARSE EN BASE A ANÁLISIS QUÍMICOS Y ENSAYES DE LABORATORIO, SIEMPRE DE MANERA PARTICULAR EN CADA CASO.

## 6.2 ACERO DE REFUERZO Y SOLDADURA.

EL ACERO DE REFUERZO ES UNO DE LOS MATERIALES MAS IMPORTANTES EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES. DEBIDO A QUE LA MAYORÍA DE LA CIMENTACIONES (PREFABRICADAS Y COLADAS EN SITIO) SE CONSTRUYEN DE CONCRETO REFORZADA, EN LOS TRASLAPES SE HACEN POR MEDIO DE SOLDADURA ELÉCTRICA. ESTOS MATERIALES Y SU CONTROL DE CALIDAD SE RIGEN POR NORMAS DE LA A.S.T.M., QUE CUENTA CON SUS PROPIAS PRUEBAS ESPECIFICAS PARA CADA UNO DE ESTOS MATERIALES.

A) ACERO DE REFUERZO. EL ACERO PARA REFORZAR CONCRETO SE UTILIZA EN DISTINTAS FORMAS, LAS BARRAS CORRUGADAS QUE SE FABRICAN TANTO DE ACERO LAMINADO EN CALIENTE COMO ACERO LAMINADO EN FRIÓ. LOS DIÁMETROS MAS UTILIZADOS EN MÉXICO VARÍAN DE ¼" A 1½" (REF. 17). LOS REQUISITOS QUE DEBE DE CUMPLIR EL ACERO DE REFUERZO SON:

- 1) LIMITE ELÁSTICO.
- 2) ESFUERZO DE RUPTURA.
- 3) DUCTILIDAD.

EL ACERO DE REFUERZO DEBE SATISFACER LOS REQUISITOS DE CALIDAD ESTABLECIDOS EN LAS NORMAS NOM-B-6-1980 Y ASTM A 615-78 (STANDARD SPECIFICATIONS FOR DEFORMED AND PLAIN BILLET STEEL BARS FOR CONCRETE REINFORCEMENT) \* ESPECIFICACIONES PARA VARILLAS LISAS Y CORRUGADAS DE LINGOTE O PALANQUILLA PARA REFUERZO DE CONCRETO\* Y , POR CONSIGUIENTE, CUMPLIR CON LOS REQUISITOS QUÍMICOS DE CORRUGACIÓN, DE TENSIÓN Y DE DOBLEZ, AHÍ INDICADOS. LOS ENSAYES PARA VERIFICAR DICHOS REQUERIMIENTOS SE EFECTUARAN CONFORME A LA NORMA ASTM A 370-77 (STANDARD METHODS AND DEFINITIONS FOR MECHANICAL TESTING OF STEEL PRODUCTS) 'NORMAS DE PRUEBA Y DEFINICIONES PARA ENSAYES MECÁNICOS DE PRODUCTOS DE ACERO' .

LA NORMA ASTM A 615-78 CONTEMPLA EL USO DE DOS TIPOS DE ACERO, DESIGNÁNDOLOS CON EL VALOR DEL ESFUERZO A TENSION EN SU PUNTO DE FLUENCIA. ASÍ, LOS DENOMINA ACERO GRADO 40 ( $f_y = 40,000 \text{ lb/pulg}^2 = 2,800 \text{ kg./cm}^2$ ) Y GRADO 60 ( $f_y = 60,000 \text{ lb/pulg}^2 = 4,200 \text{ kg./cm}^2$ ).

LOS REQUERIMIENTOS QUÍMICOS TIENEN POR OBJETO LA DETERMINACIÓN DE LOS CONTENIDOS DE CARBÓN, MANGANESO, FÓSFORO Y AZUFRE, DE MUESTRAS TOMADAS DURANTE EL COLADO DE LA HORNADA. PARA ESTA CONDICIÓN SE LÍMITA EL CONTENIDO MÁXIMO DE FÓSFORO AL 0.05%.

EL CONTENIDO DE FÓSFORO, DETERMINADO EN NUESTRAS TOMADAS DE UN LOTE YA SALIDO DE LA FABRICA, NO DEBE SER MAYOR DE 0.062%.

EN LAS TABLAS 6.1 Y 6.2 SE DAN LOS VALORES NOMINALES A LOS QUE SE DEBEN AJUSTAR LAS PROPIEDADES FÍSICAS DEL ACERO DE REFUERZO, EN CUANTO A DIÁMETRO, PESO, ALTURA Y ESPACIAMIENTO DE LAS DEFORMACIONES O CORRUGACIONES, ÁREA Y PERÍMETRO, ASÍ COMO LOS ESFUERZOS DE FLUENCIA Y DE RUPTURA. EL ACERO DE REFUERZO QUE SE UTILIZA EN MÉXICO Y SUS CARACTERÍSTICAS SE MUESTRAN EN LA TABLA 6.3, Y LOS REQUISITOS QUÍMICOS SE PUEDEN CONSULTAR EN LA NORMA A.S.T.M. A 510-77.

TABLA 6.1 NÚMEROS PARA IDENTIFICAR VARILLAS CORRUGADAS, PESOS NOMINALES, DIMENSIONES NOMINALES Y REQUISITOS PARA LAS CORRUGACIONES (FUENTE: ASTM A 615-

78 REF. 7).

NÚMERO PARA IDENTIFICAR LA VARILLA, No *	PESO NOMINAL Kg. / m	DIMENSIONES NOMINALES **			REQUISITOS PARA LA CORRUGACIÓN mm		
		DIÁMETRO mm	SECCIÓN TRANSVERSAL cm <sup>2</sup>	PERÍMETRO mm	ESPACIAMIENTO MÁX. PROM.	ALTURA MÍN. PROM.	ESPACIO LIBRE MAX. (125 % D/PERÍMETRO NOMINAL)
3	0.560	9.52	0.71	29.9	6.7	0.38	3.5
4	0.994	12.70	1.29	39.9	8.9	0.51	4.9
5	1.552	15.88	2.00	49.9	11.1	0.71	6.1
6	2.235	19.05	2.84	59.8	13.3	0.96	7.3
7	3.042	22.22	3.87	69.8	15.5	1.11	8.5
8	3.973	25.40	5.10	79.8	17.8	1.27	9.7
9	5.059	28.65	6.45	90.0	20.1	1.42	10.9
10	6.403	32.26	8.19	101.4	22.6	1.62	11.4
11	7.906	35.81	10.06	112.5	25.1	1.80	13.8
14	11.384	43.00	14.52	135.1	30.1	2.16	16.5
18	20.238	57.33	25.81	180.1	40.1	2.59	21.9

\* LOS NÚMEROS QUE IDENTIFICAN A LAS VARILLAS, SON IGUALES AL NUMERO DE OCTAVOS DE PULGADA QUE CONTIENE EL DIÁMETRO NOMINAL DE LAS VARILLAS.

\*\* LAS DIMENSIONES NOMINALES DE UNA VARILLA CORRUGADA SON EQUIVALENTES A LAS DE UNA VARILLA LISA QUE TENGA EL MISMO PESO POR UNIDAD DE LONGITUD QUE LA VARILLA CORRUGADA

TABLA 6.2 REQUISITOS DE TENSION.(FUENTE: ASTM A 615-78 REF. 7).

	GRADO 40 *	GRADO 60
RESISTENCIA A LA TENSION MÍNIMA		
Mpa	483	621
(psi)	(70,000)	(90,000)
LÍMITE DE FLUENCIA, MÍNIMO,		
Mpa	276	414
(psi)	(40,000)	(60,000)
ALARGAMIENTO EN 203mm (8") MÍNIMO, % :		
3	11	9
4, 5, 6	12	9
7	11	8
8	10	8
9	9	7
10	8	7
11	7	7
14, 18	--	7
* LAS VARILLAS DE GRADO 40 SE SUMINISTRAN EN LOS TAMAÑOS 3 11. LOS TAMAÑOS 7 A 11 NO SON FÁCILES DE CONSEGUIR INMEDIATAMENTE, DEBE DE CONSULTARSE CON EL FABRICANTE PARA VERIFICAR SU DISPONIBILIDAD.		

TABLA 6.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS VARILLAS \* DE ACERO FABRICADAS EN MÉXICO (FUENTE: DGN - V-32-1972 REF. 7).

VARILLA NÚMERO	DIÁMETRO		PESO Kg. / m	ÁREA cm <sup>2</sup>	PERÍMETRO cm
	mm	Pulg			
2	6.3	1/4	0.248	0.32	1.99
2.5	7.9	5/16	0.384	0.49	2.48
3	9.5	3/8	0.566	0.71	2.98
4	12.7	1/2	0.994	1.27	3.99
5	15.9	5/8	1.552	1.98	5.00
6	19.0	3/4	2.235	2.85	6.00
7	21.2	7/8	3.042	3.88	6.97
8	25.4	1	3.973	5.07	7.98
9	28.6	1 1/8	5.033	6.42	8.99
10	31.8	1 1/4	6.255	7.94	9.99
12	38.1	1 1/2	8.938	11.40	11.97
* TODAS ESTAS VARILLAS, EXCEPTUANDO LA DEL No. 2, SON CORRUGADAS Y PUEDEN OBTENERSE CON LIMITE DE FLUENCIA DE 2,300 o 4,200 kg. / cm <sup>2</sup> . LA VARILLA DEL No. 7 NO SE ENCUENTRA COMERCIALMENTE.					



TABLA 6.4 SIMBOLOS UTILIZADOS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS QUE REQUIEREN SER SOLDADOS.

SIMBOLOS PARA SOLDADURA ELECTRICA										
TIPO DE SOLDADURA										
CANTO	CHALUM	RANURA DE LAS PIEZAS					CUÑA	SOLDADURA DE CAMPO	SOLDADURA ALMEDEDOR	CHABASE
		RECTANGULAR	V	BISEL	U	J				
LOCALIZACION DE SOLDADURAS										
LADO MAS CERCANO			LADO MAS LEJANO				AMBOS LADOS			

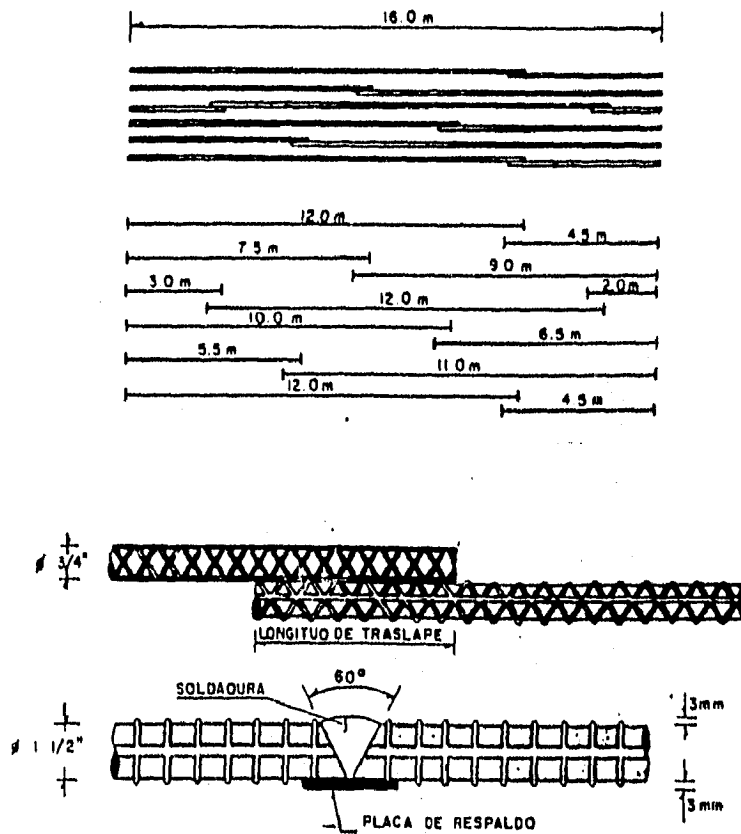


FIG. 6.5 TRASLAPES Y SODADURA DEL ARMADO DE REFUERZO (REF.7).

TABLA 6.5 PRUEBAS ÓPTICAS DE LA CHISPA.






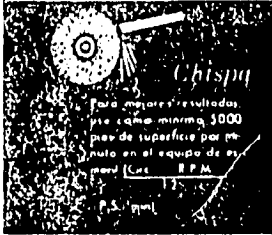

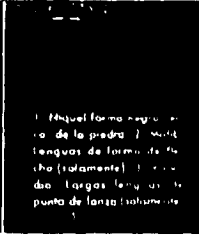
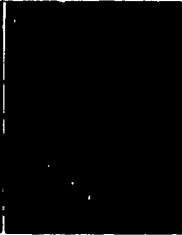






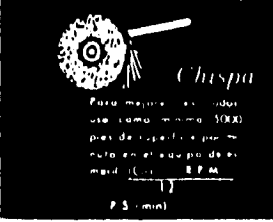
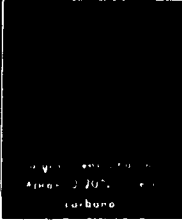



METAL PRUEBA	ACERO AL MANGANESO	ACERO INOXIDABLE	HIERRO FUNDIDO	HIERRO FORJADO
 <i>apariciencia</i>	Sin brillo	Brillante, terso, plateado	Gris mate. Evidencias del molde de arena	Gris suave, ligero
 <i>magnetismo</i>	No magnético	Depende de un análisis exacto	Fuertemente magnético	Fuertemente magnético
 <i>cincel</i>	Extremadamente duro para el cincel	Rebaba continua, color liso brillante	Pequeñas rebabas de 1/8 pul (0,3 cm). Difícil de cincelar, frágil	Rebaba continua. Filos lisos. Blando y fácil de cortar a cincelar
 <i>fractura</i>	Grano grueso	Depende del tipo. Brilloso	Frágil	Gris brillante. Apariencia fibrosa
 <i>llama</i>	Se funde rápido. Se pone rojo brillante antes de fundirse	Se funde rápido. Se pone rojo brillante antes de fundirse	Se funde lentamente. Se pone rojo mate antes de fundirse	Se funde rápido. Se pone rojo brillante antes de fundirse
				
METAL PRUEBA	ACERO DE BAJO CARBONO	ACERO DE MEDIO CARBONO	ACERO DE ALTO CARBONO	ACERO DE ALTO AZUFRE
 <i>apariciencia</i>	Gris oscuro	Gris oscuro	Gris oscura	Gris oscura
 <i>magnetismo</i>	Fuertemente magnético	Fuertemente magnético	Fuertemente magnético	Fuertemente magnético
 <i>cincel</i>	Rebaba continua, filos lisos. Se cincela fácilmente	Rebaba continua, filos lisos. Se cincela fácilmente	Duro de cincelar. Puede dar rebaba continua	Rebaba continua, filos lisos. Se cincela fácilmente
 <i>fractura</i>	Gris brillante	Gris muy claro	Gris muy claro	Gris brillante, grano fino
 <i>llama</i>	Se funde rápido. Se pone rojo brillante antes de fundirse	Se funde rápido. Se pone rojo brillante antes de fundirse	Se funde rápido. Se pone rojo brillante antes de fundirse	Se funde rápido. Se pone rojo brillante antes de fundirse
				

TABLA 6.6 PRUEBAS PARA IDENTIFICAR ELECTRODOS.

OTROS METODOS DE IDENTIFICAR ELECTRODOS					
EL ELECTRODO CORRECTO PARA USARSE EN TRABAJOS DE ACERO DULCE					
TIPO HOBART	A.W.S. A.S.T.M. No.	APLICACION	POSICION PARA SOLDAR	POLARIDAD DE CORRIENTE	MARGEN DE MEDIDAS
10 10-IP	E-6010	Para soldaduras radiografiadas, soldadura de tuberías; estructuras y trabajos comunes. Gran penetración, poca escoria y depósito promedio.	Todas las posiciones	CD invertida	3/32" - 1/4"
611 335A	E-6011	Básicamente lo mismo que para el E-6010, pero usada también en CA. Cuando se usa en CD polaridad directa se logra un fuerte arco rollado para la placa de metal y un trabajo de mucha velocidad.	Todas las posiciones	CA a CD directa o invertida	3/32" - 1/4"
12 212A 12A	E-6012	Para excelente calidad, trabajos generales, soldadura de filete y para puentear huecos en piezas de difícil acomoda. Penetración media, escoria medianamente pesada, y buen depósito.	Todas las posiciones	CA o CD directa	3/32" - 3/16"
413 447A 13A	E-6013	Para buena calidad, trabajos generales, trabajo con poca salpicadura. El tipo más fácil para los operadores inexpertos. Poca penetración. Escoria gruesa, buen depósito. Hobart No. 13A diseñado para plancha metálica.	Todas las posiciones a través de 3/16"	CA o CD directa o invertida	1/16" - 3/16"
111 111 HT	E-6020 E-7020	Para filete y soldadura horizontal de alto velocidad en posición plano. Calidad radiografiable usada sólo en placa gruesa. Penetración profunda, mucha escoria, y excelente depósito. Ha venido siendo reemplazado por E-6024 y E-6027.	Filete horizontal o plano	CA o CD directa	1/8" - 3/16"
14A	E-6014 E-7014	Para fabricación en general dando los factores deseables el rápido depósito y algunas trabajos en posiciones incómodas. Salpicado muy bajo, poca penetración y escoria medianamente gruesa. Puede usarse técnica de arrastre.	Todas las posiciones a través de 3/16"	CA o CD directa o invertida	3/32" - 3/16"
24 24A	E-6024 E-7024	Para soldadura de filete en acero dulce, generalmente placa gruesa. Excelente depósito, buena calidad, poca penetración, mucha escoria. Excelente apariencia de la soldadura. Puede usarse técnica de arrastre.	Filete horizontal o plano	CA a CD directa o invertida	3/32" - 3/16"
27	E-6027 E-7027	Otra electrodeada con recubrimiento grueso de hierro en polvo para depósito rápido especialmente en soldadura de filete ranurada y filetes planos u horizontales cóncavos. Este electrodeado tiene excelente ductilidad y reemplaza al E-6020 en muchas aplicaciones. Puede usarse la técnica de arrastre.	Filete horizontal plano	CA o CD directa o invertida	1/8" - 3/16"
Sulkote	E-4510 E-4520	Este electrodeado ligeramente empolvado es excelente para soldaduras que se van a galvanizar o pintar. No tiene resistencia a ductilidad comparado con los electrodeados recubiertos.	Todas las posiciones	CD directa	1/8" - 3/32"
710	E-7010-A1	Calidad radiografiable, soldaduras de alta tensión. Agregándole 1/3% de molibdeno la hace buena para aceros de baja aleación de muchos tipos. Mucha penetración, poca escoria, depósito promedio.	Todas las posiciones	CD invertida	1/8" - 3/16"
LH-718	E-6018 E-7018	Este electrodeado de polvo de hierro y bajo hidrógeno es excelente para aceros de baja aleación y aceros dulces donde se necesita calidad y confiabilidad. Muy buen depósito, penetración media, escoria mediana. Aprobado por MIL-22200/18.	Todas las posiciones	CA o CD invertida	3/32" - 1/4"
LH-728	E-6028 E-7028	Un electrodeado nuevo que combina el alto régimen de depósito del No. 24 con la calidad de bajo hidrógeno de LH-718. Puede usarse la técnica de arrastre.	Filete horizontal y plano	CA o CD invertida	1/8" - 3/16"
Identificación del fabricante.					

## B) SOLDADURA.

LA SOLDADURA ES EL PROCESO DE UNIR METALES MEDIANTE LA APLICACIÓN DE CALOR, PRESIÓN O UNA COMBINACIÓN DE AMBAS, POR LO QUE EXISTE UNA GRAN VARIEDAD DE MÉTODOS PARA LLEVARLA A CABO. ESTRUCTURALMENTE, LA SOLDADURA QUE NOS INTERESA ES LA SOLDADURA ELÉCTRICA DE ARCO, CON LA CUAL SE UNEN LAS FUERZAS DEL ACERO UTILIZANDO EL CALOR GENERADO POR UN ARCO ELÉCTRICO, SIN NECESIDAD DE PRESIÓN.

LA SOLDADURA MAS COMÚN EN LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN DE CUALQUIER TIPO, ES LA DE ELECTRODO Y ESTE PUEDE SER DE VARILLAS INDIVIDUALES O DE CARRETE. EL ELECTRODO CONSISTE EN UNA BARRA METÁLICA PROTEGIDA POR UN RECUBRIMIENTO A BASE DE FÚNDENTE, ESTE RECUBRIMIENTO AL ESTABLECERSE EL ARCO, QUE GENERA GRAN TEMPERATURA, FUNDE UNA ZONA DEL MATERIAL BASE, ASÍ COMO EL EXTREMO EN CONTACTO DEL ELECTRODO; LOGRÁNDOSE LA FUSIÓN DE AMBOS METALES. LOS TIPOS DE ELECTRODOS QUE PUEDEN SER UTILIZADOS EN MÉXICO SE MUESTRAN EN TABLA 6.4.

EXISTEN MUY VARIADAS PRUEBAS PARA LLEVAR EL CONTROL DE CALIDAD, QUE DEPENDEN DE LO QUE SE REQUIERA OBTENER, PERO LAS PRUEBA QUE MAS SE UTILIZAN SON LAS QUE SE MUESTRAN EN LA TABLA 6.5

## 6.3 CONCRETO Y SUS AGREGADOS.

EL CONCRETO ES UN MATERIAL PÉTREO, ARTIFICIAL, OBTENIDO DE LA MEZCLA, EN PROPORCIONES DETERMINADAS, DE CEMENTO, AGREGADOS Y AGUA. EL CEMENTO Y EL AGUA FORMAN UNA PASTA QUE RODEA A LOS AGREGADOS, CONSTITUYENDO, UN MATERIAL HETEROGÉNEO. ALGUNAS VECES SE AÑADEN CIERTAS SUSTANCIAS, LLAMADAS ADITIVOS O ADICIONANTES, QUE MEJORAN O MODIFICAN ALGUNAS PROPIEDADES DEL CONCRETO; EL CONCRETO HIDRAÚLICO. SE DEFINE COMO UNA PIEDRA ARTIFICIAL Y SUS COMPONENTES SON (REF 17):

- A) AGREGADOS FINOS Y GRUESOS (ARENAS Y GRAVAS).
- B) CEMENTO.
- C) AGUA.
- D) ADITIVO (EN CASO DE REQUERIRLO).

### A) AGREGADOS FINOS Y GRUESOS (ARENAS Y GRAVAS).

- I) FINOS: (ARENA)
- II) GRUESOS: (GRAVAS, ESCORIAS DE ALTOS HORNOS, TABIQUE TRITURADO, ARCILLAS EXPANDIDAS, AIRE EN GRANDES PROPORCIONES, BASALTO VISICULAR, ETC.)

LAS PRUEBAS O PROPIEDADES QUE CON MAYOR FRECUENCIA DEBEN CUMPLIR LOS AGREGADOS PARA CONCRETO HIDRAÚLICO SON EN NUESTRO PAÍS (SOLO SE DESCRIBEN LAS DOS PRIMERAS):

- 1.- GRANULOMETRÍA
- 2.- DENSIDAD O GRAVEDAD ESPECÍFICA
- 3.- PESO UNITARIO
- 4.- ABSORCIÓN.
- 5.- HUMEDAD SUPERFICIAL.
- 6.- SOLIDEZ O SANIDAD.
- 7.- RESISTENCIA DEL AGREGADO A LA ABRASIÓN.
- 8.- LIMPIEZA O CONTAMINACIÓN Y SUBSTANCIAS DELETÉREAS.
9. DUREZA DEL AGREGADO GRUESO.

EN SU MAYORÍA COINCIDEN CON LAS QUE REPORTA EL A.C.I., ASÍ LAS PRUEBAS QUE DE MANERA POCO FRECUENTE SE ESPECÍFICA O QUE MARCA LÍMITES QUE SE DEBÁN CUMPLIR SON:

- 10.- RIGIDEZ
- 11.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.
- 12.- MÓDULO DE ELASTICIDAD Y RELACIÓN DE POISSON.
- 13.- FORMA DE LA PARTÍCULA.
- 14.- TEXTURA SUPERFICIAL
- 15.- POROSIDAD.
- 16.- ESTRUCTURA DE LOS POROS.
- 17.- PERMEABILIDAD.
- 18.- CALOR ESPECÍFICO.
- 19.- DIFUSIBILIDAD TÉRMICA.
- 20.- COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA.

LOS ANÁLISIS PETROGRÁFICOS Y LOS REGISTROS BIEN DOCUMENTADOS DE COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS PUEDEN SERVIR DE BASE PARA SOLUCIONAR LOS PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN RUTINARIAMENTE. ES BÁSICO UTILIZAR LA EXPERIENCIA ACUMULADA EN SU USO.

LOS ANTECEDENTES DE COMPORTAMIENTO DE MATERIALES SIMILARES EN APARIENCIA, NO NECESARIAMENTE CONSTITUYEN ÍNDICES CONFIABLES DEL COMPORTAMIENTO DE ALGÚN MATERIAL, SALVO EN LOS CASOS EN QUE SE RESTRINGEN A LA MISMA ÁREA GEOLÓGICA.

EN LA PRÁCTICA, LA SELECCIÓN DE AGREGADOS COMÚNMENTE SE BASA EN LA OBSERVACIÓN DE SU COMPORTAMIENTO EN PRUEBAS DE LABORATORIO QUE SE EFECTÚAN PARA DETERMINAR RESISTENCIAS A LA COMPRESIÓN Y RESISTENCIAS A LA FLEXIÓN DEL CONCRETO ELABORADO CON ELLOS, O EN PRUEBAS DE SANIDAD QUE SE EFECTÚAN EN MUESTRAS DE LOS AGREGADOS QUE SE DESEAN USAR.

EN NUESTRO PAÍS ES POCO COMÚN EFECTUAR ANÁLISIS PETROGRÁFICOS, PARA SU DESARROLLO SE REQUIERE DE LABORATORIOS BIEN EQUIPADOS QUE SOLAMENTE LAS GRANDES INSTITUCIONES PUEDEN MANTENER.

EL REQUERIMIENTO MAS IMPORTANTE QUE PUEDE EXIGIR A UN AGREGADO PARA CONCRETO ES: QUE SEA DURABLE Y QUÍMICAMENTE INERTE EN LAS CONDICIONES DE TRABAJO A LAS QUE ESTARÁ EXPUESTO.

LA REACTIVIDAD POTENCIAL DE UN AGREGADO DE CARACTERÍSTICAS FÍSICAS ACEPTABLES, PUEDE VOLVERSE INOFENSIVA UTILIZANDO CEMENTO DE BAJO CONTENIDO DE ÁLCALIS O SUSTITUYENDO UNA PARTE DEL CEMENTO EN EL CONCRETO, POR UN TIPO ESPECÍFICO DE PUZOLANA.

EN CUALQUIER PROCESO DE TRITURACIÓN SE CORRE EL RIESGO DE QUE LAS PARTÍCULAS SE PRODUZCAN EN FORMAS ANGULOSAS, ALARGADAS O PLANAS, POCO DESEABLES PARA LA ELABORACIÓN DEL CONCRETO.

EN EL PROCESO DE OBTENCIÓN, PRODUCCIÓN Y MANEJO DE LOS AGREGADOS DEBE TENERSE CUIDADO PARA EVITAR QUE SE ALTEREN DE MANERA CONSIDERABLE CARACTERÍSTICAS IMPORTANTES COMO SON :

- A.a) GRANULOMETRÍA
- A.b) CONTENIDO DE HUMEDAD
- A.c) LIMPIEZA
- A.d) FORMA DE LAS PARTÍCULAS.

EN GENERAL PUEDE DECIRSE QUE LOS AGREGADOS DE BUENA CALIDAD SON LOS QUE TIENEN PARTÍCULAS LIBRES DE FRACTURAS; QUE NO SE DESGASTAN FÁCILMENTE, BIEN GRADUADOS Y QUE SU FORMA NO ES PLANA NI ALARGADA; QUE NO SE FRACTURAN AL HUMEDecerSE, QUE TIENEN TEXTURA SUPERFICIAL RELATIVAMENTE RUGOSA Y POCO ABSORBENTE, QUE NO PRESENTEN CAPILARIDAD.

DESFAVORABLE Y QUE ADEMÁS NO CONTENGAN MINERALES QUE INTERFIERAN CON EL PROCESO DE HIDRATACIÓN DEL CONCRETO O REACCIONEN CON EL CEMENTO CAUSANDO EXPANSIÓN.

1) GRANULOMETRÍA DE LOS AGREGADOS.

I) ARENA. O AGREGADO FINO SE UTILIZAN COMÚNMENTE LOS SIGUIENTES TAMAÑOS:

3/8" Y NÚMEROS 4,8,16,30,60,100 Y EN ALGUNOS CASOS LA NUM. 200, DEBAJO DE LAS CUALES SE COLOCA UNA CHAROLA PARA COLECTAR EL MATERIAL QUE PASA POR CUALQUIERA DE LAS DOS ÚLTIMAS.

1.a) GRANULOMETRÍA Y MODULO DE FINURA DE AGREGADO FINO. PARA DEFINIR LA GRANULOMETRÍA SE EMPLEA EL JUEGO DE MALLAS DESCRITO CON ANTERIORIDAD, SIENDO EL MODULO DE FINURA LA SUMA DE LOS RETENIDOS ACUMULADOS DE LA MALLA 3/8" A LA No. 100, DIVIDIDO ENTRE 100.

LA GRANULOMETRÍA DE LA ARENA O AGREGADO FINO Y EL MODULO DE FINURA SON CARACTERÍSTICAS FÍSICAS IMPORTANTES EN QUE SE BASAN ALGUNOS MÉTODOS DE DISEÑO, PARA ESTABLECER LA CANTIDAD DE AGREGADO GRUESO QUE PUEDE SER USADO EN LA ELABORACIÓN DE CONCRETO DE UNA MANEJABILIDAD DESEADA Y PARA OBTENER LA INFORMACIÓN REQUERIDA POR LA ESPECIFICACIÓN QUE DEBE CUMPLIR EL MATERIAL ANALIZADO.

II) GRAVA. O AGREGADO GRUESO SE UTILIZAN:

3", 2", 1 1/2", 3/4", 1/2" 3/8", No. 4 Y EN ALGUNOS CASOS LA No. 8, DEBAJO DE LAS CUALES SE COLOCA UNA CHAROLA.

2) DENSIDAD O GRAVEDAD ESPECÍFICA. DE MANERA SIMPLE, LA DENSIDAD SE CONSIDERA COMO LA RELACIÓN QUE EXISTE ENTRE EL PESO DEL VOLUMEN SÓLIDO DE UN MATERIAL Y EL PESO DE UN VOLUMEN IGUAL DE AGUA. SE DETERMINA CON LA SIGUIENTE FÓRMULA.

$$\text{EC. 6.6} \quad \text{DENSIDAD} = \frac{B}{B - C} \quad \text{DONDE:}$$

B = PESO DE UNA MUESTRA SATURADA Y SUPERFICIALMENTE SECA, EN EL AIRE.  
C = PESO DE LA MISMA MUESTRA SATURADA Y SUPERFICIALMENTE SECA EN AL AGUA.

LA OBTENCIÓN DE LA DENSIDAD DE LOS AGREGADOS SELECCIONADOS EL PESO DE LAS MUESTRAS SATURADAS Y SUPERFICIALMENTE SECAS, COMO EL VOLUMEN DE AGUA QUE DESPLAZAN, PUEDE HACERSE CON CANASTAS DE DENSIDADES, PICNÓMETROS DE FRASCO O DE SIFÓN O PROBETA. CUANDO SE SELECCIONAN LOS AGREGADOS PARA LA ELABORACIÓN DE CONCRETO, HAY QUE TENER PRESENTE QUE:

2.a) EN MUY POCAS OCACIONES PUEDEN OBTENERSE LOS AGREGADOS IDEALES.

2.b) EL PRINCIPAL PROBLEMA PARA LA SELECCIÓN DE LOS AGREGADOS ES, QUE SE TENGA BIEN DETERMINADO EL NIVEL DE COMPORTAMIENTO REQUERIDO PARA CADA CASO ESPECÍFICO Y DECIDIR SI EL CUBRIRLO ES ECONÓMICAMENTE ACEPTABLE.

2.c) TODAS LAS PRUEBAS PARA EVALUAR LAS PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS TIENEN LIMITACIONES, POR LO QUE NO SE PUEDE DEPENDER TOTALMENTE DE SUS RESULTADOS.

2.d) LOS ANTECEDENTES DEL COMPORTAMIENTO EN LA ELABORACIÓN DE CONCRETO CONSTITUYE UNA BUENA INFORMACIÓN, SI SE PUEDE DISPONER DE ELLA Y SI SE INTERPRETA ADECUADAMENTE.

2.e) PUEDE COMETERSE UNA GRAN EQUIVOCACIÓN AL RECHAZAR EL USO DE ALGÚN AGREGADO TOMADO COMO BASE SU PRESENCIA EN ALGÚN CONCRETO DEFECTUOSO. LAS CAUSAS QUE PUEDEN PRODUCIR QUE EL CONCRETO SE DETERIORE SON MUCHAS Y SE OBSERVA COMÚNMENTE QUE LOS EXPERTOS CONSULTADOS EN ALGÚN CASO ESPECÍFICO TIENEN OPINIONES QUE NO SON CONCORDANTES.

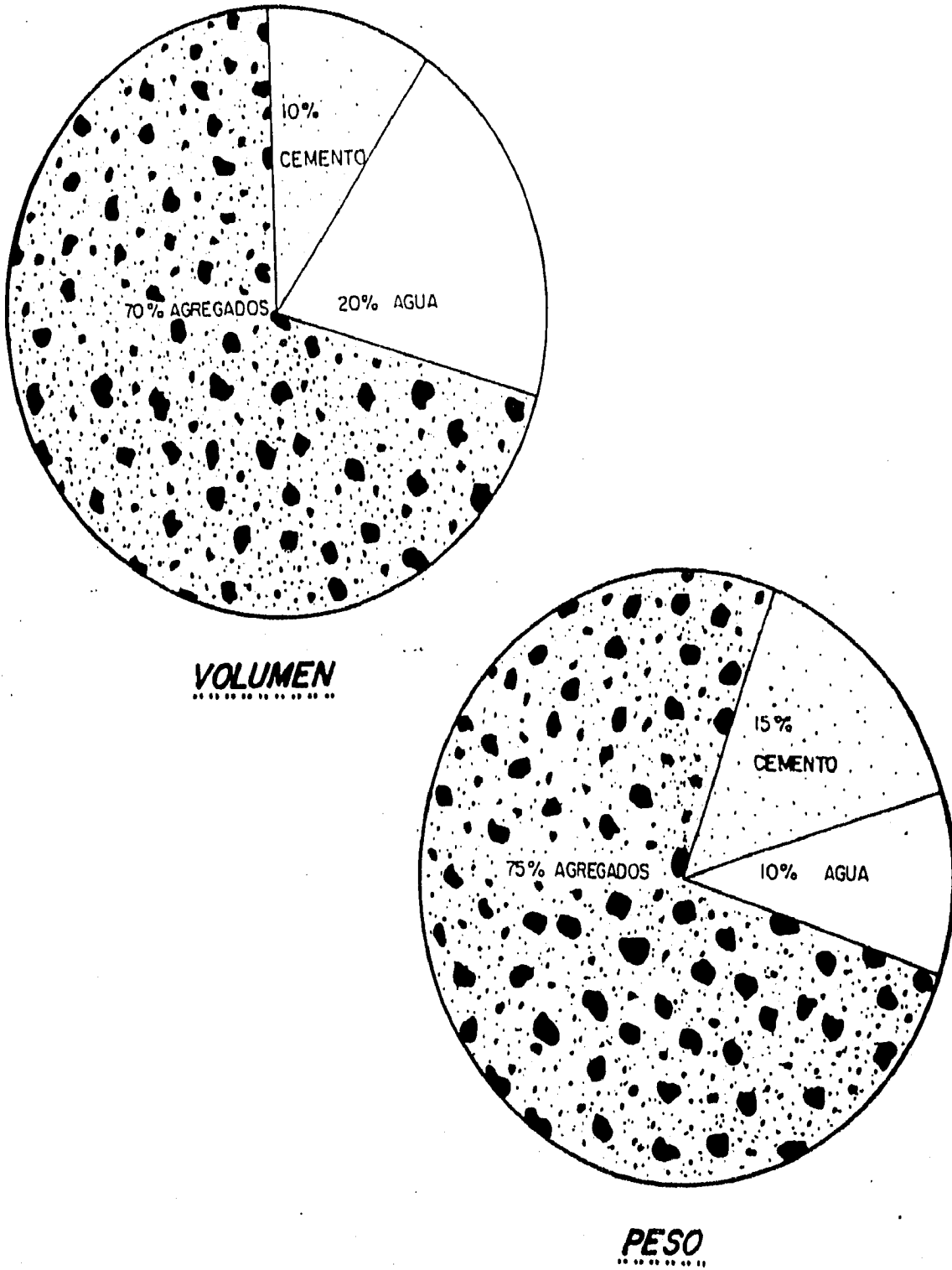


FIG. 6.6 MATERIALES CONSTITUTIVOS DEL CONCRETO EN PORCENTAJES.

MATERIAL	DENSIDAD		APLICACION	
POMEZ	1.2	—	1.8	CONCRETO LIGERO
ESCORIA VOLCANICA	1.6	—	2.2	
CALIZA	2.3	—	2.8	"CONCRETO NORMAL"
ARENISCA	2.3	—	2.6	
CUARZO	2.4	—	2.6	
GRANITO	2.4	—	2.7	
ANDESITA	2.4	—	2.7	
BASALTO	2.5	—	2.9	
LIMONITA	3.0	—	3.8	CONCRETO PESADO
BARITA	4.0	—	4.5	
MAGNETITA	4.5	—	5.0	

FIG. 6.7 CLASIFICACIÓN DE AGREGADOS GRUESOS PARA CONCRETO Y SUS DENSIDADES CARACTERÍSTICAS.



FIG. 6.8 CLASIFICACIÓN DE ARENA POR MODULO DE FINURA

ARENA		M.	F.
MUY FINA	<	—	2.0
FINA	2.0	—	2.3
MEDIO FINA	2.3	—	2.6
MEDIA	2.6	—	2.9
MEDIO GRUESA	2.9	—	3.2
GRUESA	3.2	—	3.5
MUY GRUESA	>	—	3.5

EL MODULO DE FINURA EN LA ARENA PARA CONCRETO ESTA COMPRENDIDO ENTRE 2.3 o 3.2, ADEMAS NO DEBE TENER MAS DEL 45% RETENIDO ENTRE 2 MALLAS CONSECUTIVAS.

FIG. 6.9 LÍMITES MÁXIMOS DE SUSTANCIAS NOCIVAS O CONTAMINANTES Y REQUISITOS DE PROPIEDADES FÍSICAS

CONCEPTO	% MAXIMO EN PESO	
	ARENA	GRAVA
CARBON Y LIGNITO:		
• CONCRETOS APARENTES.	0.5	0.5
• OTROS CONCRETOS.	1.0	1.0
GRUMOS DE ARCILLA Y PARTICULAS DESMENUZABLES.	3.0	3.0
CONTENIDO DE FINOS EN PRUEBA DE SEDIMENTACION.	3.0	—
PERDIDA POR ABRASION.	—	30.0
RETENIDO PARCIAL EN CUALQUIER CRIBA NO DEBE SER MAYOR.	45	45

B) CEMENTO. EL CEMENTO ES EL MATERIAL AGLUTINANTE DE TODO TIPO DE CONCRETOS Y AL ENTRAR EN CONTACTO CON EL AGUA SE ACTIVA. PRODUCIÉNDOSE UNA REACCIÓN QUÍMICA EXOTÉRMICA, DE ESTA MANERA AGLOMERA A LOS AGREGADOS COMPLEMENTARIOS; TODO LO ANTERIOR CON UN PROPORCIONAMIENTO ADECUADO Y DENTRO DE LIMITES TEMPORALES DAN ORIGEN AL CONCRETO.

LOS PRIMEROS CEMENTOS SE ELABORARON POR LA COCCION DE ROCAS MARGAS CALIZAS Y ARCILLOSAS DE COMPOSICIÓN APROPIADA, CON EL OBJETO DE DESHIDRATAR PARCIALMENTE O TOTALMENTE DICHAS ROCAS, ASÍ COMO SU PULVERIZACIÓN POR MEDIO DE MOLINOS GIRATORIOS.

I) CEMENTO PORTLAND\*. ES EL MAS CONOCIDO Y SE FABRICA POR MEDIO DE MATERIALES PREVIAMENTE SELECCIONADOS (NO COMO SE ENCUENTRAN EN LA NATURALEZA), DOSIFICADOS Y MEZCLADOS ARTIFICIALMENTE, DE CUERDO CON NORMAS PRECISAS EN UN PORCENTAJE APROXIMADO DEL 25% DE ARCILLAS (A TEMPERATURAS ENTRE LOS 1400-1500°C); LA COMPOSICIÓN MEDIA APROXIMADA DEL CEMENTO PORTLAND ES: 19-25% DE SÍLICE (SiO<sub>2</sub>), 4-10% DE ALUMINA (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), 62-65% DE OXIDO DE CALCIO, APARTE DE PEQUEÑAS CANTIDADES DE OTROS ÓXIDOS (HIERRO Y MAGNESIO PRINCIPALMENTE). ESTE CEMENTO INICIA SU PROCESO DE FRAGUADO INICIAL UNOS MOMENTOS DESPUÉS DE ENTRAR EN CONTACTO CON EL AGUA Y ALCANZA SU MADURES, MAYOR AL 90% A LOS 28 DÍAS (GRÁFICAMENTE SU COMPORTAMIENTO TIENDE A SER INFINITO)

II) CEMENTO ALUMINOSO\*. SE FABRICA A TEMPERATURAS MUY ELEVADAS, APARTIR DE BAUTIXTAS, FRAGUA MUY RÁPIDAMENTE (24 Hrs. APROX.) Y OFRECE ELEVADA RESISTENCIA, SIEMPRE QUE SU FABRICACIÓN HAYA SIDO ESMERADA.

\* NOTA: TOMADO DE LA ENCICLOPEDIA DE LA CIENCIA Y LA TÉCNICA TOMO 1, EDICIONES NAUTA S.A. 1982.

C) AGUA. EL AGUA PARA LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO (Y DE LODOS DE PERFORACIÓN) DEBERÁ SER POTABLE, LIMPIA, FRESCA Y LIBRE DE MATERIA ORGÁNICA E INORGÁNICA, ÁCIDOS Y ÁLCALIS, EN SUSPENSIÓN O SOLUCIÓN, EN CANTIDAD TAL QUE PUEDAN AFECTAR LA CALIDAD Y DURABILIDAD DEL LODO O DEL CONCRETO. PODRÁ OBTENERSE DE FUENTES PUBLICAS O DE POZOS PERO NO DE LAS EXCAVACIONES. NO DEBERÁ USARSE AGUA DE MAR O AGUA SALADA, SALVO PARA LA PREPARACIÓN DE LODOS SIEMPRE QUE SE INCORPOREN ADITIVOS PARA HACER VIABLE SU UTILIZACIÓN.

LOS ENSAYES PARA DETERMINAR LA ACEPTACIÓN DEL AGUA PARA LA FABRICACIÓN DE CONCRETOS (Y LODOS), DEBEN DE HACERSE DE ACUERDO A LAS NORMAS A.A.S.H.T.O. T26 (QUALITY OF WATER TO BE USE IN CONCRETE).

TABLA 6.7 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA FUENTES DE AGUA DE CALIDAD DUDOSA. (FUENTE : A.S.T.M. C 685 - 9 REF. 7)

	LIMITES	MÉTODOS DE ENSAYE
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN,% MÍNIMO DE CONTROL A 7 DÍAS.	90	C 109*
TIEMPO DE FRAGUADO, DESVIACIÓN DEL CONTROL, HORAS MINUTOS	DESDE 1: 00 a lo mas temprano a 1.30 cuando mas tarde	C 109*
* LAS COMPARACIONES DEBEN BASARSE EN PROPORCIONES FIJAS USANDO EL MISMO VOLUMEN DE AGUA DE PRUEBA QUE EN LA MEZCLA DE CONTROL DONDE SE USA AGUA POTABLE DE LA CIUDAD O AGUA DESTILADA.		

TABLA 6.8 LIMITACIONES QUÍMICAS PARA AGUA DE LAVADO (FUENTE A.S.T.M. C 685-79 REF. 7)

REQUISITOS QUÍMICOS, CONCENTRACIONES MÁXIMAS EN EL AGUA DE MEZCLADO, ppm **	LIMITES	MÉTODO DE ENSAYE*
CLORURO COMO Cl, ppm		D 512
CONCRETO PRESFORZADO O EN LOSAS DE PUNTES	500 ***	
OTROS CONCRETOS REFORZADOS EN AMBIENTE HÚMEDO O CONTENIENDO INSERTOS DE ALUMINIO O METALES PARECIDOS O CON CIMBRAS PERMANENTES DE METAL GALVANIZADO	1 000 ***	
SULFATO COMO SO <sub>4</sub> , ppm	3 000	D 516
ÁLCALIS COMO ( Na <sub>2</sub> O + 0.658 K <sub>2</sub> O), ppm	600	
SÓLIDOS TOTALES, ppm	50 000	AASHTO T26
* PUEDEN USARSE OTROS MÉTODOS QUE HAYAN DEMOSTRADO CONDUCIR A RESULTADOS COMPARABLES.		
** EL AGUA DE LAVADO REUTILIZADA COMO AGUA DE MEZCLADO EN EL CONCRETO, PUEDE EXCEDER LAS CONCENTRACIONES INDICADAS DE CLORUROS Y SULFATOS, SI SE PUEDE DEMOSTRAR QUE LA CONCENTRACIÓN CALCULADA EN EL AGUA TOTAL DE MEZCLADO INCLUYENDO EL AGUA DE MEZCLADO EN LOS AGREGADOS Y EN OTRAS FUENTES NO EXCEDE LOS LÍMITES ESTABLECIDOS.		
*** CUANDO SE PERMITE EL USO DE CaCl <sub>2</sub> COMO ADITIVO ACELERANTE, EL COMPRADOR PUEDE DESISTIRSE DE LA LIMITACIÓN DE CLORURO.		

D) ADITIVO. LOS ADITIVOS QUE SE UTILICEN EN LA FABRICACIÓN DE CONCRETO DEBEN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES A.S.T.M: C 260 EL ADITIVO INCLUSOR DE AIRE PARA CONCRETOS; MÉTODO C618 PARA CENIZAS VOLANTES Y PUZOLANAS NATURALES CRUDAS O CALCINADAS PARA USARSE EN CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND; LA ESPECIFICACIÓN C494 PARA ADITIVOS QUÍMICOS PARA CONCRETO, LA QUE SEA APLICABLE. EN EL SUBCAPÍTULO 6.4 SE DAN MAS DETALLADAMENTE ALGUNAS CARACTERÍSTICAS Y USOS DE LOS ADITIVOS PARA CONCRETO.

## RESUMEN:

TODO CONCRETO UTILIZADO EN LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS Y TODO TIPO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, DEBEN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

- 1) TAMAÑO O TAMAÑOS DEL AGREGADO GRUESO.
- 2) REVENIMIENTO MAS-MENOS TOLERANCIA.
- 3) EL PORCENTAJE DE AIRE Y TOLERANCIAS, CUANDO SEA CONCRETO CON INCLUSOR DE AIRE.

4) CUMPLIENDO LOS PUNTOS 1, 2, Y 3 SE DETERMINA LA CALIDAD DEL CONCRETO EN OBRA. TABLA 6.9 RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA PARA LIMITAR LA PROBABILIDAD DE FALLAS ABAJO DE LAS RESISTENCIAS ESPECIFICADA,  $f'_c$ , AL 10%.

TABLA 6.9 RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA PARA LIMITAR LA PROBABILIDAD DE FALLAS ABAJO DE LAS RESISTENCIAS ESPECIFICADA,  $f'_c$ , AL 10%.

RESISTENCIA ESPECIFICADA	RESISTENCIA REQUERIDA PROMEDIO				
150	161	173	186	201	221
200	214	230	248	268	294
250	268	288	310	335	367
300	321	345	372	402	441
350	375	403	434	469	515
COEFICIENTE DE VARIACION	5	10	15	20	25
FACTOR DE SOBREDISEÑO REQUERIDO	1.07	1.15	1.24	1.34	1.47
TOMADO DE LA NORMAS A.S.T.M. REVISTA DEL I.M.C.Y.C. VOL. 8, No 47 NOV.-DIC. 1970.					

TABLA 6.10 RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA PARA LIMITAR LA PROBABILIDAD DE FALLAS ABAJO DE LAS RESISTENCIAS ESPECIFICADA,  $f'_c$ , AL 20%.

RESISTENCIA ESPECIFICADA	RESISTENCIA REQUERIDA PROMEDIO				
150	156	164	171	180	191
200	208	218	228	240	254
250	260	273	285	300	318
300	312	327	342	360	381
350	364	382	399	420	445
COEFICIENTE DE VARIACION	5	10	15	20	25
FACTOR DE SOBREDISEÑO REQUERIDO	1.04	1.09	1.14	1.20	1.27
TOMADO DE LA NORMAS A.S.T.M. REVISTA DEL I.M.C.Y.C. VOL. 8, No 47 NOV.-DIC. 1970.					

TABLA 6.11 TIPO Y NÚMERO MÍNIMO DE ESPECÍMENES Y ENSAYES (FUENTE : ASTM C 494-80 REF. 7)

	NUMERO DE TIPOS DE ESPECÍMENES*	NUMERO DE EDADES DE PRUEBA	NUMERO DE CONDICIONES DEL CONCRETO**	NUMERO DE ESPECÍMENES MÍNIMO
CONTENIDO DE AGUA	-	1	2	A
REVENIMIENTO	1	1	2	A
CONTENIDO DE AIRE	1	1	2	A
TIEMPO DE FRAGUADO	1	B	2	6
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	1	5	2	30
RESISTENCIA A LA FLEXIÓN	1	3	2	18
CONGELAMIENTO Y DESHIELO	1	1	2	12
CAMBIO DE LONGITUD	1	1	2	6
* VER SECCIONES 14 Y 16.2 (NORMAS ASTM 494 - 80)				
** VER SECCIÓN 12.2 (NORMA ASTM C 494 - 80)				
A A DETERMINARSE EN CADA BACHADA DE CONCRETO MEZCLADO				
B VER SECCIÓN 14.4 (NORMAS ASTM C 494 - 80)				

#### 6.4 IMPERMEABILIZANTES Y ADITIVOS.

LOS IMPERMEABILIZANTES EN ESENCIA SON ADITIVOS, PERO SU IMPORTANCIA E UTILIZACIÓN REQUIERE DE UN TRATAMIENTO ESPECIAL EN ESTE TRABAJO. LOS IMPERMEABILIZANTES Y LOS ADITIVOS SON PRODUCTOS O MATERIALES, QUE SE ENCUENTRAN EN ESTADO NATURAL O SON FABRICADOS, SU PRESENTACIÓN SE DA EN LOS TRES ESTADOS DE LA MATERIA (SOLIDO, LIQUIDO Y GASEOSO).

A) IMPERMEABILIZANTES. EN EL CAPITULO 3 SE MENCIONARON LAS FUERZAS QUE INTERVIENEN EN LA POSIBLE FALLA DE UNA CIMENTACIÓN O CUALQUIER TIPO DE ESTRUCTURA DE CONCRETO. LA PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA PRODUCE DETERIORO EN LOS MATERIALES QUE CONSTITUYEN A LAS CIMENTACIONES (SEAN DE ACERO O CONCRETO ARMADO); POR LO QUE ES NECESARIO PROTEGERLAS DE LA ACCIÓN CORROSIVA DE LAS SALES PRESENTES EN EL AGUA FREÁTICA, YA QUE LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO SON CONSIDERABLEMENTE COSTOSOS.

EN EL ARTÍCULO 260 DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DISTRITO FEDERAL MENCIONA SOBRE LOS IMPERMEABILIZANTES LO SIGUIENTE: " LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE SE ENCUENTREN EN AMBIENTES CORROSIVOS O SUJETOS A LA ACCIÓN DE AGENTES FÍSICOS, QUÍMICOS O BIOLÓGICOS QUE PUEDAN HACER DISMINUIR SU RESISTENCIA, DEBERÁN SER DE MATERIAL RESISTENTE A DICHS EFECTOS, O RECUBIERTOS CON MATERIALES O SUSTANCIAS PROTECTORAS Y TENDRÁN UN MANTENIMIENTO PREVENTIVO QUE ASEGURE SU FUNCIONAMIENTO DENTRO DE LAS CONDICIONES PREVISTAS EN EL PROYECTO ". EN ESTE ARTÍCULO AL REFERIRSE A ELEMENTOS ESTRUCTURALES INCLUYE ESPECIALMENTE A LAS CIMENTACIONES Y SU MANTENIMIENTO PREVENTIVO, QUE INICIA DESDE LA MISMA CONSTRUCCIÓN CON LA APLICACIÓN DE IMPERMEABILIZANTES EN EL CONCRETO FRESCO.

DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES ES NECESARIO SABER EL TIPO DE IMPERMEABILIZANTE QUE SE ESTA UTILIZANDO, YA QUE ESTE DEBE SER COMPATIBLE CON CUALQUIER OTRO ADITIVO QUE SE PRETENDA UTILIZAR DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.

B) ADITIVOS. LOS ADITIVOS SON PRODUCTOS QUE MODIFICAN LAS PROPIEDADES DE UN MATERIAL, SIEMPRE TENDIENDO A MEJORARLAS, PERO CON USO Y PROPORCIONES CONTROLADAS, YA QUE DE NO CUMPLIR CON ESTO, EL ADITIVO PIERDE SU UTILIDAD Y EN OCASIONES PROVOCA QUE EL PRODUCTO A SER MEJORADO SE INHABILITE EN SU TOTALIDAD.

LOS ADITIVOS SON SUBSTANCIAS QUÍMICAS O MINERALES, LIQUIDAS O SÓLIDAS (EN POLVO) , QUE SE AGREGAN AL CONCRETO A AL LODO DE PERFORACIÓN, ANTES O DURANTE EL MEZCLADO, PARA MODIFICAR SUS PROPIEDADES.

I) ADITIVOS QUÍMICOS. LOS ADITIVOS QUÍMICOS PARA CONCRETO DEBEN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA NORMA A.S.T.M. C 494-80 (STANDARD SPECIFICATIONS FOR CHIMICAL ADMIXTURES FOR CONCRETE) "ESPECIFICACIONES ESTÁNDAR PARA ADITIVOS QUÍMICOS PARA CONCRETO", Y SE CLASIFICAN EN LOS CINCO TIPOS SIGUIENTES:

- 1) TIPO A REDUCTOR DE AGUA
- 2) TIPO B RETARDANTE DE FRAGUADO
- 3) TIPO C ACELERANTE DE FRAGUADO
- 4) TIPO D REDUCTOR DE AGUA Y RETARDANTE DE FRAGUADO
- 5) TIPO E REDUCTOR DE AGUA Y ACELERANTE DE FRAGUADO

1.a) INCLUSOR DE AIRE. CUANDO SE PREVEA QUE EVENTUALMENTE LOS AGREGADOS PUEDAN REACCIONAR CON LOS ÁLCALIS DEL CEMENTO, O QUE EL CONCRETO ESTARÁ SOMETIDO A CONDICIONES CLIMÁTICAS SEVERAS Y EXTREMAS, O A EXPOSICIÓN SEVERA EN MEDIOS CON ALTO CONTENIDO DE SULFATOS, ES RECOMENDABLE LA INCLUSIÓN DE AIRE EN EL CONCRETO, EN DETERMINADOS PORCENTAJES QUE DEPENDEN DEL TAMAÑO DEL AGREGADO QUE SE ESTE USANDO EN LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO.

ESTE ADITIVO, GENERALMENTE LIQUIDO, SE INCORPORA A LA MEZCLA POR MEDIO DEL AGUA DE MEZCLADO Y SE CONOCE COMO INCLUSOR DE AIRE. DEBE SATISFACER LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA ASTM C 260-77 ( STANDARD SPECIFICATIONS FOR AIR ENTRAINING ADMIXTURES FOR CONCRATE) \* ESPECIFICACIONES ESTÁNDAR PARA ADITIVOS INCLUSORES DE AIRE EN CONCRETO\*.

TABLA 1.12 REQUISITOS FÍSICOS \* DEL CONCRETO, CUANDO SE USAN ADITIVOS.  
(FUENTE: ASTM C 494-80 REF. 7).

	TIPO A REDUCTOR DE AGUA	TIPO B RETARDAN TE	TIPO C ACELERAN TE	TIPO D REDUCTOR DE AGUA Y RETARDANTE	TIPO E REDUCTOR DE AGUA Y ACELERANTE	
CONTENIDO DE AGUA, MÁXIMO PORCENTAJE DEL CONTROL:	95	--	--	95	95	
TIEMPO DE FRAGUADO, DESVIACIÓN PERMISIBLE DEL CONTROL, Hr: Min:						
FRAGUADO INICIAL:	POR LO MENOS	--	MAS 1:00 TARDE	MAS 1:00 TEMPRANO	MAS 1:00 TARDE	MAS 1:00 TEMPRANO
	NO MÁS DE	MAS 1:00 TEMPRANO PERO NO MAS 1:30 TARDE	MAS 3:30 TARDE	MAS 3:30 TEMPRANO	MAS 3:00 TARDE	MAS 3:00 TEMPRANO
FRAGUADO FINAL:	POR LO MENOS	--	--	MAS 1:00 TEMPRANO	--	MAS 1:00 TEMPRANO
	NO MÁS DE	MAS 1:00 TEMPRANO PERO NO MAS 1:30 TARDE	MAS 3:30 TARDE	--	MAS 3:00 TARDE	--
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN, MÍNIMO PORCENTAJE DE CONTROL **						
3 DÍAS	100	90	125	110	125	
7 DÍAS	110	90	100	110	110	
28 DÍAS	110	90	100	110	110	
6 MESES	100	90	90	100	100	
1 AÑO	100	90	90	100	100	
RESISTENCIA A LA FLEXIÓN, MÍNIMO PORCENTAJE DE CONTROL						
3 DÍAS	100	90	110	100	110	
7 DÍAS	100	90	100	100	100	
28 DÍAS	100	90	90	100	100	
CAMBIO EN LONGITUD, CONTRACCIÓN MÁXIMA (REQUISITOS ALTERNATIVOS)***						
PORCENTAJE DEL CONTROL	135	135	135	135	135	
INCREMENTO SOBRE EL %	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	
FACTOR DE DURABILIDAD RELATIVA, MÍNIMO ****	80	80	80	80	80	
* LOS VALORES EN LA TABLA INCLUYEN TOLERANCIAS PARA VARIACIONES NORMALES EN LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS. EL OBJETIVO DEL REQUISITO AL 90% DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PARA EL ADITIVO TIPO 3 ES PARA ALCANZAR UN NIVEL DE COMPORTAMIENTO COMPARABLE AL DEL CONCRETO DE REFERENCIA.						
** LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y A LA FLEXIÓN DEL CONCRETO, QUE CONTIENE EL ADITIVO BAJO PRUEBA EN CUALQUIER EDAD, NO DEBE SER MENOR DEL 90% DE LA OBTENIDA EN CUALQUIER PRUEBA PREVIA. EL OBJETIVO DE ESTE LIMITE ES ESTABLECER QUE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN O LA FLEXIÓN DEL CONCRETO QUE CONTIENE EL ADITIVO BAJO PRUEBA, NO ENDUREZCA CON LA EDAD.						
*** PARA REQUISITOS ALTERNATIVOS, VER LA SECCIÓN 17.1.4 DE LA NORMA A.S.T.M. C494-80, EL PORCENTAJE LIMITE DEL CONTROL SE APLICA CUANDO EL CAMBIO DE LONGITUD DEL CONTROL SEA 0.030% O MAYOR. EL LIMITE INCREMENTO SOBRE EL CONTROL SE APLICA CUANDO EL CAMBIO DE LONGITUD DEL CONTROL ES MENOR DE 0.030%.						
**** ESTE REQUISITO SE APLICA SOLAMENTE CUANDO EL ADITIVO SE USARÁ EN UN CONCRETO CON AIRE INCLUIDO, EL CUAL PUEDE ESTAR EXPUESTO A CONGELACIÓN Y DESHIELO MIENTRAS ESTA HÚMEDO.						

II) ADITIVOS MINERALES ESTOS ADITIVOS GENERALMENTE SE PRESENTAN PULVERIZADOS, CON FINURA MAYOR A LA DEL CEMENTO, Y SIRVEN PARA MEJORAR LAS PROPIEDADES FÍSICAS DEL CONCRETO FRESCO, ESPECIALMENTE CUANDO SE ESTÁN USANDO AGREGADOS DE GRANULOMETRÍA DEFICIENTE. ESTOS ADITIVOS SE CLASIFICAN EN TRES TIPOS:

- 1) LOS QUÍMICAMENTE INERTES
- 2) LOS PUZOLÁNICOS
- 3) LOS CEMENTANTES

1) LOS QUÍMICAMENTE INERTES SON LA BENTÓNITA, LA CAL HIDRATADA, EL TALCO LOS SUELOS CUARZOSOS Y LOS SUELOS CALIZOS.

2) LOS PUZOLÁNICOS SON MATERIALES SILICEOS O SÍLICO-ALUMÍNICOS, QUE EN SI NO POSEEN O POSEEN POCO VALOR CEMENTANTE, PERO QUE FINAMENTE PULVERIZADOS Y EN PRESENCIA DE LA HUMEDAD, REACCIONAN CON EL HIDRÓXIDO DE CALCIO, A TEMPERATURAS NORMALES, FORMANDO UN COMPUESTO QUE POSEE PROPIEDADES CEMENTANTES. ENTRE LOS PUZOLÁNICOS SE ENCUENTRAN LAS CENIZAS Y VIDRIO VOLCÁNICOS, LAS TIERRAS DIATOMACEAS Y ALGUNAS LÚTITAS.

3) LOS CEMENTANTES SON LOS CEMENTOS NATURALES, CALES HIDRAÚLICAS, LOS CEMENTOS DE ESCORIA (MEZCLAS DE ESCORIA DE FUNDICIÓN CON CAL Y ESCORIAS DE FUNDICIÓN DE HIERRO GRANULADO).

ESTOS ADITIVOS MINERALES DEBEN DE SATISFACER LOS REQUISITOS DE LAS NORMAS ASTM C 618-80 (STANDARD SPECIFICATIONS FOR FLY ASH AND RAW OR CALCINATED NATURAL POZZOLAN FOR USE AS MINERAL ADMIXTURE IN PORTLAND CEMENT CONCRETE) \* ESPECIFICACIONES ESTÁNDAR PARA CENIZAS FINAS Y PUZOLANAS NATURALES EN GREÑA O CALCINADAS PARA USARSE COMO ADITIVOS MINERALES EN CONCRETOS DE CEMENTO PORTLAN \*. EN LA TABLA 6.13 SE PRESENTA LOS REQUISITOS QUÍMICOS QUE DEBEN SATISFACER ESTOS ADITIVOS.

TABLA 6.13 REQUISITOS QUÍMICOS (FUENTE : ASTM C 618 - 80)

	CLASES DE ADITIVOS MINERALES*			
	N	F	C	S
BIÓXIDO DE SILICIO (SÍLICE) (SiO <sub>2</sub> ) MAS ÓXIDO DE ALUMINIO (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ) MAS ÓXIDO DE FIERRO (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	70.0	70.0	50.0	50.0
TRIÓXIDO DE AZUFRE (SO <sub>3</sub> ), MÁXIMO, %	4.0	5.0	5.0	4.0
CONTENIDO DE AGUA, MÁXIMO, %	3.0	3.0	3.0	3.0
PERDIDA DE IGNICIÓN, MÁXIMO, %	10.0	12.0	6.0	10.0
* CLASE N: PUZOLANAS NATURALES O CALCINADAS				
CLASE F: CENIZA FINA, PRODUCIDA AL QUEMAR ANTRACITA O CARBÓN BITUMINOSO				
CLASE C: CENIZA FINA, PRODUCIDA AL QUEMAR LIGNITO O CARBÓN SUBBITUMINOSO				
CLASE S: PUZOLANAS EN GENERAL				

## 6.5 SUPERVISIÓN Y CONTROL DE CALIDAD TÉCNICO (POSIBLES PROBLEMAS Y SUS SOLUCIONES).

EN LAS SIGUIENTES TABLAS SE DAN ALGUNOS DE LOS PROBLEMAS MAS COMUNES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS Y MUROS MILÁN, ESTO NO SIGNIFICA QUE SEAN TODOS LOS PROBLEMAS Y NO PUEDAN PRESENTARSE ALGUNOS OTROS, O POR EL CONTRARIO, QUE TODOS ESTOS TENGAN QUE PRESENTARSE SIMULTÁNEAMENTE EN CONJUNTO.

TABLA 6.14 PROBLEMAS, CRITERIOS DE ACEPTACION E INFORMES EN LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS.

CAUSAS MAS COMUNES DE PILAS DEFECTUOSAS.	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.	INFORMES.
1.- FORMACIÓN DE HUECOS EN EL FUSTE DEBIDO A LA EXTRACCIÓN INADECUADA DEL ADEME.	1.- LOCALIZACIÓN. EN EL POSICIONAMIENTO DE LA CABEZA DE LA PILA, LA DESVIACIÓN ACEPTADA DEBE SER MENOR DEL 4% DEL $\phi$ DE LA PILA O DE 8 cm. EN CUALQUIER DIRECCIÓN, CUALQUIERA QUE SEA EL VALOR MAS BAJO. EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DEBERÁ TOMAR EN CUENTA ESTA EXCENTRICIDAD.	1.- LOCALIZACIÓN PRECISA Y DIMENSIONES DE LOS BARRENOS EXCAVADOS PARA LAS PILAS. 2.- ELEVACIONES PRECISAS DEL BROCAL Y DEL FONDO. 3.- REGISTRO DE LA MEDICIÓN DE LA VERTICALIDAD.
2.- DESCONCHAMIENTO DEL SUELO DANDO LUGAR A CONTAMINACIÓN DEL CONCRETO.	2.- VERTICALIDAD. LA TOLERANCIA PERMISIBLE ESTÁ COMPRENDIDA ENTRE 1 Y 2% DE LA LONGITUD FINAL DE AL PILA, PERO SIN EXCEDER EL 12.5% DEL $\phi$ DE LA PILA O 38 cm; EN EL FONDO, CUALQUIERA QUE SEA EL VALOR MAS BAJO.	4.- MÉTODO EMPLEADO PARA LA EXCAVACIÓN DEL POZO. 5.- DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES ENCONTRADOS DURANTE LA EXCAVACIÓN. 6.- DESCRIPCIÓN DE LAS CONDICIONES DE AGUA FREÁTICA ENCONTRADAS.
3.- LOCALIZACIÓN INCORRECTA, FALTA DE VERTICALIDAD O REFUERZO INADECUADO.	3.- CAMPANAS. EL ÁREA DEL FONDO DE LA CAMPANA NO SERÁ MENOR DEL 98% DE LA ESPECIFICADA, EN NINGÚN CASO LA INCLINACIÓN DEL TALUD DE LAS PAREDES DE LA CAMPANA SERÁ MENOR DE 55° CON LA HORIZONTAL Y EL ARRANQUE VERTICAL DE LA CAMPANA DEBE SER PREFERENTEMENTE UNA LÍNEA RECTA O EN SU DEFECTO SER CÓNCAVO HACIA ABAJO. EN NINGÚN CASO SERÁ CÓNCAVO HACIA ARRIBA EN MAS DE 15 cm. MEDIDOS EN CUALQUIER PUNTO A LO LARGO DE UNA REGLA COLOCADA ENTRE SUS EXTREMOS.	7.- DESCRIPCIÓN DE LAS OBSTRUCCIONES ENCONTRADAS Y SI FUE NECESARIO REMOVERLAS. 8.- DESCRIPCIÓN DEL ADEME TEMPORAL O PERMANENTE COLOCADO, INCLUYENDO SU FINALIDAD, LONGITUD Y ESPESOR DE PARED, ASÍ COMO EL EMPOTRAMIENTO Y EL SELLO OBTENIDO, SI ESTABA PROYECTADO. 9.- DESCRIPCIÓN DE CUALQUIER MOVIMIENTO DEL SUELO O DEL AGUA, ESTABIUDAD DE LA CAMPANA Y DE LAS PAREDES, PERDIDA DEL SUELO, MÉTODOS DE CONTROL Y NECESIDADES DE BOMBEO.
4.- COLOCACIÓN INADECUADA DEL CONCRETO TREME, DANDO LUGAR A SEGREGACIÓN.	4.- LIMPIEZA. SE DEBERÁ REMOVER TODO EL MATERIAL SUELTO Y DE AZOLVE DEL FUSTE, ASÍ COMO DE LAS CAMPANAS ANTES DE COLAR EL CONCRETO. EN NINGÚN CASO EL VOLUMEN DE TALES MATERIALES EXCEDERÁ EL EQUIVALENTE AL QUE FUERA NECESARIO PARA CUBRIR 5% DEL ÁREA EN UN ESPESOR DE 5 cm.	10.- DATOS OBTENIDOS DE LA MEDICIÓN DIRECTA DEL BARRENO Y DE LA CAMPANA. 11.- DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE LIMPIEZA Y GRADO DE LIMPIEZA ALCANZADO INICIALMENTE.
5.- ESTRANGULAMIENTO DEL FUSTE.	5.- CONCRETO. EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO DEBERÁ SER MENOR DE 1/5 DEL $\phi$ DE LA PILA O DE 1/4 DE LA ABERTURA MÍNIMA DEL ACERO DE REFUERZO.	12.- ELEVACIÓN A LA CUAL SE ENCONTRÓ EL MATERIAL DE APOYO. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL DE APOYO, SONDEOS REALIZADOS, MÉTODOS DE MUESTREO, VELOCIDAD DE AVANCE EN ROCA, ESPÉCIMENES RECUPERADOS, PRUEBAS REALIZADAS Y CONCLUSIONES ALCANZADAS CON RESPECTO A LA CALIDAD DEL MATERIAL DE APOYO.
6.- COLAPSO DEL ADEME.		13.- REGISTRO DE LA PROFUNDIDAD DEL ESPEJO DE AGUA DENTRO DEL BARRENO Y GASTO DE INFILTRACIONES ANTES DE COLAR EL CONCRETO. 14.- REGISTRO DE LA INSPECCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN CUANTO A POSICIÓN Y CALIDAD.
7.- EXCESO DE AGUA EN LAS JUNTAS FRIAS, DANDO LUGAR A CONCRETO DÉBIL.		15.- REGISTRO DE LAS DIFICULTADES ENCONTRADAS. ESTE DEBE DE CONTENER LA POSIBLE INCLUSIÓN DE SUELO, POSIBLES HUECOS, POSIBLE ESTRANGULAMIENTO Y POSIBLE COLAPSO DEL ADEME. 16.- REGISTRO DE CUALQUIER DESVIACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES Y DECISIONES TOMADAS.
8.- MIGRACIÓN DE AGUA Y SEGREGACIÓN, QUE ORIGINAN UN CONCRETO DÉBIL.		
9.- CONCRETO DE BAJA CALIDAD ENTREGADO EN OBRA.		
10.- TAMAÑO INADECUADO DE LA CAMPANA.		
11.- ESTRATO DE APOYO INADECUADO.		



TABLA 6.14 PROBLEMAS, CRITERIOS DE ACEPTACION E INFORMES EN LA CONSTRUCCIÓN DE PILAS

CAUSAS MAS COMUNES DE PILAS DEFECTUOSAS.	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.	INFORMES.
12.- EL CONCRETO PRESENTA LA ETAPA DE FRAGUADO INICIAL AL SER VACIADO (CONCRETO DURO).	6.- ADEMÉS. LOS ADEMÉS DEBERÁN MANEJARSE Y PROTEGERSE EVITANDO QUE SE OVALEN MÁS DE $\pm 2\%$ DEL $\varnothing$ NOMINAL.  7.- ACERO DE REFUERZO. LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE VARILLAS. NO DEBE SER MENOR 1.5 VECES EL $\varnothing$ DE LA VARILLAS. NI MENOR DE 1.5 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO.	17.- MÉTODOS DE COLOCACIÓN DEL CONCRETO Y DE EXTRACCIÓN DE ADEME (SI ESTE EXISTE). REGISTRO DE LA CARGA DE ALTURA DEL CONCRETO DURANTE LA EXTRACCIÓN DEL ADEME.  18.- CONDICIONES DEL CONCRETO ENTREGADO EN OBRA INCLUYENDO EL CONTROL DEL REVENIMIENTO, PESO VOLUMÉTRICO, AIRE INCLUIDO, ENSAYES CILÍNDRICOS EN COMPRESIÓN Y OTRAS PRUEBAS.

TABLA 6.15 PROBLEMAS Y SOLUCIONES EN LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS MILÁN (REF. 10)

#	PROBLEMA	QUE HACER	QUE NO HACER
01	EQUIPO DE EXCAVACIÓN FUERA DE CADENAMIENTO CORRECTO ANTES DE INICIAR LA EXCAVACIÓN.	VERIFICAR TOPOGRÁFICAMENTE Y CORREGIR LA POSICIÓN DEL EQUIPO.	DEJAR QUE INICIE LA EXCAVACIÓN.
02	EQUIPO DE EXCAVACIÓN DESPLOMADO O FUERA DE EJE.	VERIFICAR LA VERTICALIDAD EN DOS DIRECCIONES Y CENTRAR EL EQUIPO.	DEJAR QUE CONTINÚE EL ERROR.
03	EQUIPO DE EXCAVACIÓN FUERA DE CADENAMIENTO CORRECTO DETECTADO DESPUÉS DE INICIADA LA EXCAVACIÓN.	CORREGIR LA POSICIÓN DEL EQUIPO Y EN CASO NECESARIO HACER DOS TABLEROS ESPECIALES DE CORRECCIÓN.	TRATAR DE COLOCAR EL ARMADO CUANDO LA EXCAVACIÓN SEA MENOR O COLOCARLO DENTRO DE UNA EXCAVACIÓN MAYOR.
04	EXCAVACIÓN DE UNA O VARIAS POSICIONES MENORES QUE LAS ESPECIFICADAS.	VOLVER A COLOCAR LA MAQUINARIA DE EXCAVACIÓN EN LA POSICIÓN O POSICIONES CORRECTAMENTE Y COMPLEMENTAR LA EXCAVACIÓN.	PASAR A LA SIGUIENTE ETAPA SIN CORREGIR EL ERROR.
05	EXCAVACIÓN EXCEDIDA EN LA PROFUNDIDAD EN UNA O VARIAS POSICIONES.	VERIFICAR QUE EL FONDO DE LA EXCAVACIÓN QUEDE LIBRE DE AZOLVE Y PROCEDER A COLOCAR EL ARMADO EN SU POSICIÓN.	COLOCAR EL ARMADO DE REFUERZO HASTA EL FONDO DE LA EXCAVACIÓN.
06	FALTA DE SUMINISTRO DE AGUA O LODO DURANTE EL PROCESO DE EXCAVACIÓN.	SUSPENDER LA EXCAVACIÓN MANTENIENDO EL NIVEL DEL LODO O AGUA A NO MAS DE 1.0 mt. DEL BROCAL. SI ES NECESARIO, DEJAR LA ALMEJA DENTRO DE LA ZANJA.	CONTINUAR LA EXCAVACIÓN PERMITIENDO QUE EL NIVEL DEL LODO O AGUA BAJE CADA VEZ MAS.
07	DETECCIÓN DE AZOLVE EN LA EXCAVACIÓN ANTES DE COLOCAR EL ARMADO.	REUBICAR LA MAQUINA PARA LIMPIAR LA EXCAVACIÓN CON LA ALMEJA. EMPLEAR UN AIRUFT BAJADO AL FONDO DE LA EXCAVACIÓN Y RECORRIÉNDOLA A TODO LO LARGO.	BAJAR EL ARMADO CON EL AZOLVE DENTRO DE LA EXCAVACIÓN.
08	DESCOMPOSTURA EN EL EQUIPO DURANTE LA EXCAVACIÓN DE UN TABLERO.	SACAR EL EQUIPO Y MANTENER EL NIVEL DEL AGUA O LODO CERCAÑO AL NIVEL DEL BROCAL.	DEJAR QUE EL NIVEL DEL AGUA O LODO BAJE MAS DE LO ESPECIFICADO.

TABLA 6.15 PROBLEMAS Y SOLUCIONES EN LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS MILÁN (REF. 10)

#	PROBLEMA	QUE HACER	QUE NO HACER
09	ERRORES EN EL ARMADO DE LA PARRILLA DE REFUERZOS, FALTA DE VARILLAS, FALTA DE AMARRES O AMARRES DEFECTUOSOS, MAL DIMENSIONAMIENTO.	CORREGIR LOS ERRORES ANTES DE PROCEDER A IZAR LA PARRILLA.	IZAR LA PARRILLA Y COLOCARLA DENTRO DE LA PERFORACION.
10	FALTA DE BALANCÍN PARA LEVANTAR EL ARMADO.	SUSPENDER EL IZAJE HASTA QUE SE CUENTE CON EL EQUIPO ADECUADO.	IZAR EL ARMADO SUJETÁNDOLO DE UNO O DOS PUNTOS.
11	FALTA DE CENTRADORES O ROLES EN EL ARMADO O ZANJA RESPECTIVAMENTE.	SUSPENDER LA COLOCACIÓN DEL ARMADO HASTA COLOCAR LOS CENTRADORES O ROLES.	COLOCAR EL ARMADO EN LA ZANJA SIN CENTRADORES.
12	ARMADO DEFORMADO POR MALAS MANIOBRAS EN EL IZAJE.	SUSPENDER LA COLOCACIÓN DEL ARMADO Y CAMBIARLO POR OTRO. TENER CUIDADO EN QUE LA MANIOBRA DE IZAJE SE REALICE CORRECTAMENTE.	INTRODUCIR EL ARMADO DEFORMADO DENTRO DE LA EXCAVACIÓN.
13	TUBERÍA TREME SUCIA, CON CONCRETO FRAGUADO O LODO EN LAS PAREDES INTERIOR O EXTERIOR.	NO PERMITIR SU COLOCACIÓN EN LA ZANJA HASTA QUE SE CORRIJAN LAS ANOMALÍAS. CAMBIAR DE LÍNEAS DE COLADO.	PERMITIR LA COLOCACIÓN DE LA LÍNEA DE COLADO EN LA ZANJA Y COLAR.
14	FALTA DE PELDTAS DE VINIL O POLIESTIRENO PARA EMPLEARLAS COMO TAPONES DESUZANTES EN LAS LÍNEAS DE COLADO.	NO INICIAR EL COLADO HASTA QUE SE CUENTE CON ELLAS.	INICIAR EL COLADO PROVOCANDO CONTAMINACIÓN DEL CONCRETO.
15	TUBERÍAS TREME CON JUNTAS DEFECTUOSAS, NO HERMÉTICAS, O CON AGUJEROS EN LOS TRAMOS.	CAMBIAR DE TUBERÍA, SELLAR LAS JUNTAS CON CINTA ADHESIVA, CORREGIR DEFECTOS EN LAS CUERDAS.	PROCEDER AL COLADO CON LA TUBERÍA DEFECTUOSA.
16	DESCONOCIMIENTO DE LAS LONGITUDES DE CADA UNO DE LOS TRAMOS DE TUBERÍA DE LA LÍNEA DE COLADO AL TRATAR DE REDUCIR SU LONGITUD.	NO SACAR LA TUBERÍA HASTA TENER LA SEGURIDAD DE QUE EL EXTREMO INFERIOR QUEDARA AHOGADO EN EL CONCRETO.	RECORTAR LA TUBERÍA CON EL RIESGO DE QUE LA PUNTA QUEDE FUERA DEL CONCRETO.
17	CONCRETO CON REVENIMIENTO MENOR DE 10cm. O ENDURECIDO POR QUE HAYA INICIADO SU FRAGUADO INICIAL.	DESECHAR LA OLLA CON EL CONCRETO PROBLEMÁTICO Y CONTINUAR EL COLADO.	VACIAR EL CONCRETO DURO, PROVOCANDO TAPONAMIENTOS EN LA TUBERÍA Y PROBLEMAS DE FLUJO.
18	TENDENCIA A FLOTAR DEL ACERO DE REFUERZO.	RECORTAR LA TUBERÍA DE COLADO, ANCLAR EL ARMADO.	CONTINUAR EL COLADO PERMITIENDO QUE LA PARRILLA FLOTE.
19	JUNTAS METÁLICAS PEGADAS	EXCAVAR EL TABLERO CONTIGUO Y DESPEGARLA JALÁNDOLA LATERALMENTE HACIA DONDE EXISTE LA EXCAVACIÓN.	TRATAR DE SACARLA PONIENDO EN PELIGRO LA ESTABILIDAD DE LA MAQUINARIA O LA RESISTENCIA DE LA PLUMA.

**CAPITULO 7 EJEMPLOS DE OBRAS DE INGENIERÍA CIVIL CON ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE  
CIMENTACIONES PROFUNDAS COLADAS EN SITIO.**

<b>EJEMPLO # 1</b>	
<b>GENERALIDADES:</b>	
NOMBRE DE LA OBRA	CENTRO COMERCIAL GALERÍAS D'VAL POLANCO.
TIPO DE CIMENTACIÓN	PILAS COLADAS EN SITIO BAJO LODOS BENTONÍTICOS DE 1.20 Mts $\varnothing$ .
UBICACIÓN	AV. PRESIDENTE MASARYK No. 133 POLANCO, D.F.
<b>EQUIPO Y PERSONAL UTILIZADOS:</b>	
EQUIPO	PERSONAL
<b>A) PERFORACIÓN:</b> 1 DRAGA LS-108 B DE 40 TON. 1 PERFORADORA WATSON 5000. VARIOS BOTES Y BROCAS PARA EXCAVACIÓN.	<b>A) PERFORACIÓN:</b> 1 OPERADOR DE DRAGA Y PERFORADORA. 1 CABO DE MANIOBRAS PESADAS. 3 MANIOBRISTAS PARA TRABAJOS DE PERFORACIÓN.
<b>B) GRÚA NODRIZA:</b> 1 DRAGA LS-118 DE 60 TON. (PARA MANIOBRAS) VARIOS ESTROBOS DE DISTINTAS LONGITUDES.	<b>B) MANIOBRAS:</b> 1 OPERADOR PARA MANIOBRAS. 2 MANIOBRISTAS PARA MANIOBRAS.
<b>C) SOLDADORA DIESEL Y ELÉCTRICA DE 400 AMP.</b> C.1) EQUIPO DE OXICORTE.	<b>C) SOLDADURA DE ARMADOS:</b> 1 SOLDADOR DE PRIMERA Y 1 AYUDANTE.
<b>D) MEZCLADORA Y AGITADORA DE BENTÓNITA:</b>	<b>D) 2 AYUDANTES</b>
<b>E) CAMIÓN DE VOLTEO:</b>	<b>E) CHOFER DE CAMIÓN.</b>
<b>MATERIALES UTILIZADOS:</b>	
1.- ACERO DE REFUERZO $F_y = 4000 \text{ Kg/Cm}^2$ DE 1" $\varnothing$ Y 3/8" $\varnothing$ . 2.- CONCRETO PREMEZCLADO $F'_c = 250 \text{ Kg/Cm}^2$ , CON REVENIMIENTO DE 18 A 20 Cm. 3.- ADEME METÁLICO DE ACERO AL CARBÓN DE DIFERENTES DIÁMETROS Y ESPESORES. 4.- BENTONITA SÓDICA 100 Kg/M <sup>3</sup> 5.- SOLDADURA DE ARCO 70-18 6.- OXIGENO Y ACETILENO. 7.- VIGUETAS SECCIÓN "I" DE 8" $\varnothing$	

**PROCESO CONSTRUCTIVO UTILIZADO:****EJEMPLO 1**

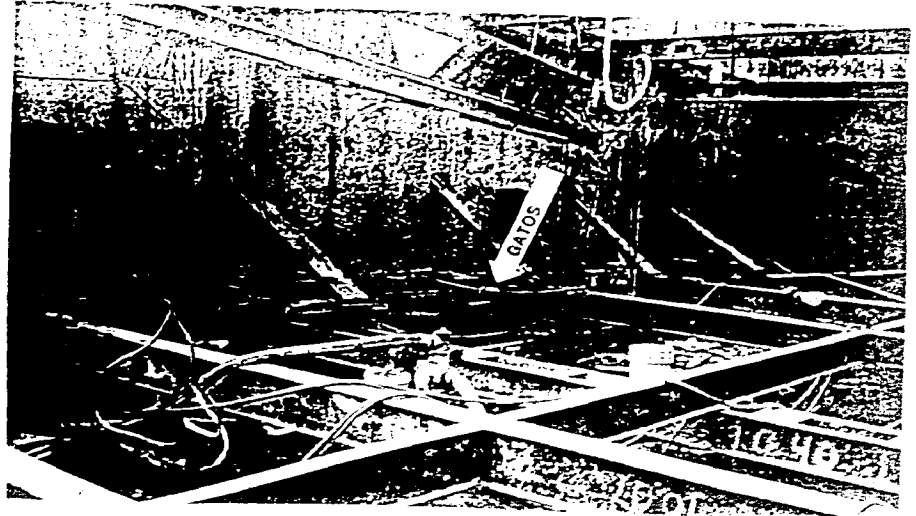
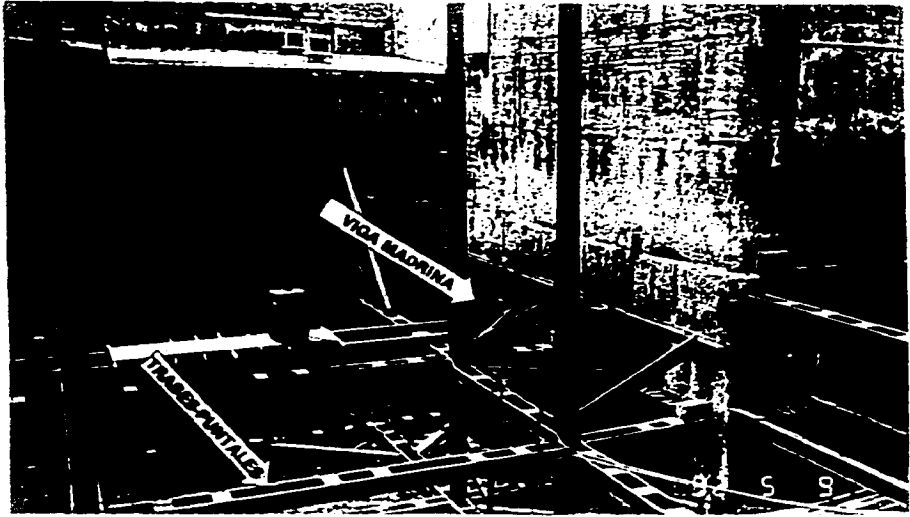
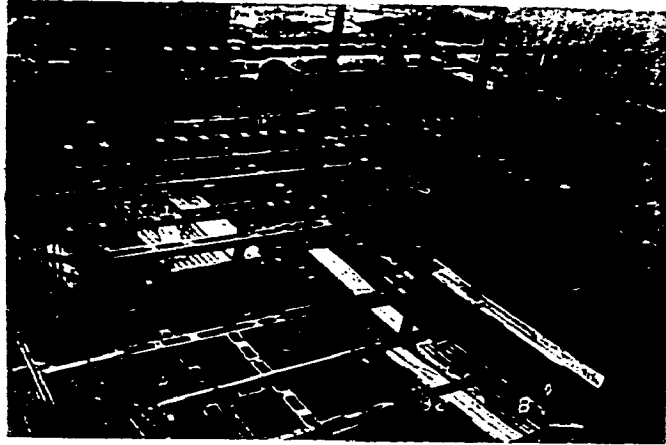
1.- MÉTODO CONSTRUCTIVO. EN ESTA OBRA SE UTILIZO EL PROCEDIMIENTO ASCENDENTE DESCENDENTE, YA QUE LA CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN MEDIANTE LOS PROCEDIMIENTOS CLÁSICOS ASCENDENTE HUBIERA IMPLICADO LAS SIGUIENTES DIFICULTADES DE CONSTRUCCIÓN: a) EXCAVACIÓN EN ETAPAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA LOSA Y LA EXCAVACIÓN DEL CAJÓN CENTRAL; b) LA FALTA DE ESPACIO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE BERMAS Y EVITAR LA FALLA DE FONDO; LA UTILIZACIÓN DE TROQUELES DE GRAN LONGITUD Y PESO.

2.- CONTENCIÓN PERIMETRAL. EN TODAS LAS OBRAS QUE REQUIEREN DE EXCAVACIONES PROFUNDAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE SOTANOS O DE LA MISMA CIMENTACIÓN, SE REQUIERE DE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN PERIMETRAL. EN ESTE CASO SE UTILIZARON ATAGUÍAS PREFABRICADAS DE 17Mts. DE LONGITUD E HINCADAS CON UN MARTINETE DIESEL D-30, HASTA EL REBOTE.

3.- CIMENTACIÓN: LA CONSTRUCCIÓN DE LAS PILAS SE INICIARON DESDE -3Mts. CON LAS PERFORACIONES, UTILIZANDO ADEMÉS METÁLICOS PARA ESTABILIZAR LAS PARED DE LA PERFORACIÓN Y SELLAR LAS FILTRACIONES. EL COLADO DE LAS PILAS SE REALIZO EN SECO, POR EL MÉTODO TREMIE HASTA UNA PROFUNDIDAD DE -20.20Mts. HASTA EL NIVEL DE LA LOSA DE FONDO. UNA VEZ QUE LAS PILAS ALCANZARON LA RESISTENCIA SUFICIENTE, SE COLOCARON SOBRE ELLAS LAS COLUMNAS METÁLICAS, RETIRANDO EL ADEMÉ METÁLICO Y RELLENANDO CON GRAVA EL HUECO ENTRE LA COLUMNA Y LA PERFORACIÓN.

4.- ABATIMIENTO DEL N.A.F. SE CONSTRUYERON POZOS DE BOMBEO TIPO EYECTOR Y SE INICIO SU OPERACIÓN PARA ABATIR EL N.A.F. DENTRO DEL ÁREA POR EXCAVAR. LA ATAGUÍA NO PERMITE QUE SE ABATA EL NIVEL FREÁTICO FUERA DE LA EXCAVACIÓN, LO CUAL REDUCE IMPORTANTEMENTE LOS ASENTAMIENTOS EN LAS ESTRUCTURAS VECINAS.





EJENPLC # 1

<b>EJEMPLO # 2</b>	
<b>GENERALIDADES:</b>	
NOMBRE DE LA OBRA	EDIFICIO DE OFICINAS Y BODEGAS EN PRIMER PISO.
TIPO DE CIMENTACIÓN	PILAS COLADAS EN SITIO BAJO LODOS BENTONÍTICOS DE 80, 100 Y 120 Mts Ø.
UBICACIÓN	ESTADO DE TABASCO.
<b>EQUIPO Y PERSONAL UTILIZADOS:</b>	
EQUIPO	PERSONAL
<b>A) PERFORACIÓN:</b> 1 DRAGA LS-108 B DE 40 TON. 1 PERFORADORA WATSON 5000. VARIOS BOTES Y BROCAS PARA EXCAVACIÓN.  B SOLDADORA DIESEL Y ELÉCTRICA DE 400 AMP. B.1) EQUIPO DE OXCORTE.  C) MEZCLADORA Y AGITADORA DE BENTÓNITA:  D) CAMIÓN DE VOLTEO:  E) PIPA PARA LODOS:  F) RETROEXCAVADORA:	<b>A) PERFORACIÓN:</b> 1 OPERADOR DE DRAGA Y PERFORADORA. 1 CABO DE MANIOBRAS PESADAS. 3 MANIOBRISTAS PARA TRABAJOS DE PERFORACIÓN.  <b>B) SOLDADURA DE ARMADOS:</b> 1 SOLDADOR DE PRIMERA Y 1 AYUDANTE.  <b>C) 2 AYUDANTES</b>  <b>D) CHOFER DE CAMIÓN.</b>  <b>E) CHOFER DE PIPA.</b>  <b>F) OPERADOR.</b>
<b>MATERIALES UTILIZADOS:</b>	
1.- ACERO DE REFUERZO $F_y = 4000 \text{ Kg/Cm}^2$ DE $1''\text{Ø}$ Y $3/8''\text{Ø}$ . 2.- CONCRETO PREMEZCLADO $F'c = 250 \text{ Kg/Cm}^2$ , CON REVENIMIENTO DE 18 A 20 Cm. 3.- ADEME METÁLICO DE ACERO AL CARBÓN DE DIFERENTES DIÁMETROS Y ESPESORES. 4.- BENTONITA SÓDICA $100 \text{ Kg/M}^3$ 5.- SOLDADURA DE ARCO 70-18 6.- OXIGENO Y ACETILENO. 7.- AGUA POTABLE PARA LA ELABORACIÓN DE LODOS.	

**PROCESO CONSTRUCTIVO UTILIZADO (EJEMPLO 2):**

1.- TRABAJOS DE TOPOGRAFÍA, TRAZO Y NIVELACIÓN.

2.- PERFORACIÓN. LA PERFORACIÓN CON EQUIPO (PERFORADORA ROTATORIA WATSON 5000 MONTADA EN UNA DRAGA LS-108), HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 26.00mts, EL TIEMPO DE PERFORACIÓN VARIA DE ACUERDO AL TIPO DE SUELO. EN EL SUELO DE TABASCO 6Hrs. APROXIMADAMENTE.

3.- HINCADO DE LA CAMISA. EL HINCADO DE LA CAMISA O ADEME DE ACERO AL CARBÓN SE INICIA TAN PRONTO SE TERMINA LA PERFORACIÓN, EL TIEMPO DE HINCADO DE UN ADEME DE 12.00 Mts. DE LONGITUD ES VARIABLE Y ES ENTRE 1 Y 2 Hrs.; COMPLEMENTANDO LA OPERACIÓN CON LA FABRICACIÓN DE UN PILÓN DE CONCRETO ARMADO QUE SE EMPLEE COMO DADO DE CIMENTACIÓN.

4.- CAMPANA. LA HECHURA DE LA CAMPANA DE LA PILA SE HACE 3 Hrs. ANTES DE QUE SE PROCEDA EL COLADO, ASÍ COMO TAMBIÉN LA APLICACIÓN DE LOS LODOS BENTONÍTICOS.

5.- EL LANZADO DEL ARMADO DE LAS PILAS SE EJECUTA CON LA MISMA DRAGA DE PERFORACIÓN (LS-108) CUANDO EL ARMADO SE ENCUENTRA EN DOS SECCIONES, SE SOLDAN A TOPE EN SUS ÁREAS DE TRASLAPE APLICANDO UNA SECCIÓN DE PLACA DE  $\frac{1}{4}$ " DE ESPESOR (Y 0.15 x 0.20), LA SOLDADURA SE HACE A TOPE DE ACUERDO CUANDO LA VARILLA ES IGUAL O MAYOR DE 1" DE DIÁMETRO.

6.- EL TIEMPO DE LANZADO DEL ARMADO ASÍ COMO TAMBIÉN EL PROCESO DE SOLDAR ES DE APROXIMADAMENTE DE 30 MINUTOS.

7.- EL VACIADO DEL CONCRETO PREMEZCLADO CON UN REVENIMIENTO DE 18 Cm.  $\pm$  2Cm. ES APROXIMADAMENTE DE 5 MINUTOS POR M<sup>3</sup>, EXISTIENDO UN LAPSO DE TIEMPO DE TIEMPO MUERTO EN EL VACIADO POR LA EXTRACCIÓN DEL LODO BENTONÍTICO EXISTIENDO UN DESPERDICIO DEL 6 AL 8% EN EL CONCRETO EL CUAL SE CONSIDERA POR AMPLIACIÓN DE CAMPANA Y DE CONCRETO CONTAMINADO EN EL PROCESO DE COLADO.

8.- EXTRACCIÓN DE LODOS BENTONÍTICOS CON BOMBA DE 3" O 4" AUTOCEBANTE, EL CUAL SE ALMACENA EN UNA CISTERNA O SE EXTRAE DIRECTAMENTE (CARGA) A UNA PIPA PARA PROCEDER A TIRARLO.

9.- COMPARATIVAMENTE EL COSTO DE PILOTES HINCADOS CON EL COSTO DE PILAS CON ADEME METÁLICO, SE INCREMENTA POR EL USO DE:

9.a.- CAMISA O ADEME DE ACERO AL CARBÓN NO RECUPERABLE.

9.b.- USO DE LODO BENTONÍTICO.

9.c.- CAMIÓN PIPA.

9.d.- RETROEXCAVADORA (CARGA DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA PERFORACIÓN DE PILAS).

9.e.- CAMIÓN DE VOLTEO (ACARREO DEL MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACIÓN).

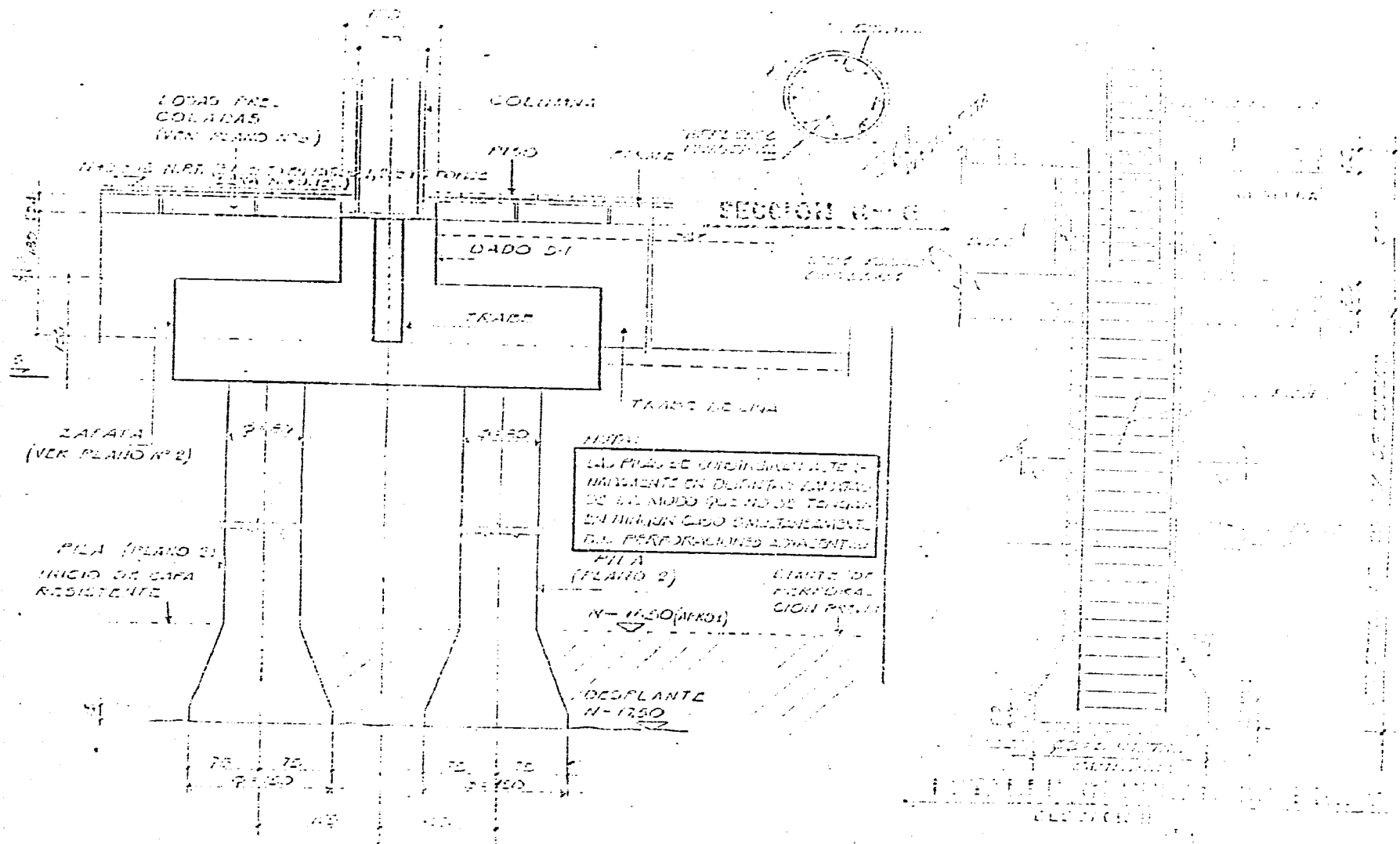
9.f.- BOMBA DE LODOS.

9.g.- GRAN DESPERDICIO DE CONCRETO PREMEZCLADO.

9.h.- MAYOR MANO DE OBRA.

10.- COMO VENTAJAS SE TIENE: NO PRODUCE VIBRACIONES QUE PUEDAN AFECTAR A ESTRUCTURAS COLINDANTES EN SU CIMENTACIÓN, ESTRUCTURA Y CANCELERÍA; NO SE REQUIERE DE GRANDES ESPACIOS PARA COLAR Y DEJAR MADURAR LOS PILOTES; EL TIEMPO DE EJECUCIÓN SE DISMINUYE DE UN 30% A 45%.





EJEMPLO # 2

<b>EJEMPLO # 3</b>	
<b>GENERALIDADES:</b>	
NOMBRE DE LA OBRA	EDIFICIOS PARA CONDOMINIO.
TIPO DE CIMENTACIÓN	PILAS COLADAS EN SITIO APOYADAS EN ROCA, COLADAS EN SECO DE 180, 190, 210 Y 240 Mts Ø.
UBICACIÓN	TORRES ALTOS, LOMAS DE CHAPULTEPEC..
<b>EQUIPO Y PERSONAL UTILIZADOS:</b>	
EQUIPO	PERSONAL
<b>A) PERFORACIÓN:</b> 1 DRAGA LS-118 DE 60 TON. 1 PERFORADORA CALDWEL SUPER 75 CH. VARIOS BOTES Y BROCAS PARA EXCAVACIÓN.	<b>A) PERFORACIÓN:</b> 1 OPERADOR DE DRAGA Y PERFORADORA. 1 CABO DE MANIOBRAS PESADAS. 3 MANIOBRISTAS PARA TRABAJOS DE PERFORACIÓN.
<b>B) GRÚA NODRIZA:</b> 1 DRAGA LS-98 DE 20 TON. (PARA MANIOBRAS) VARIOS ESTROBOS DE DISTINTAS LONGITUDES.	<b>B) MANIOBRAS:</b> 1 OPERADOR PARA MANIOBRAS. 2 MANIOBRISTAS PARA MANIOBRAS.
<b>C) SOLDADORA DIESEL Y ELÉCTRICA DE 400 AMP.</b> <b>C.1) EQUIPO DE OXICORTE.</b>	<b>C) SOLDADURA DE ARMADOS:</b> 1 SOLDADOR DE PRIMERA Y 1 AYUDANTE.
<b>D) MEZCLADORA Y AGITADORA DE BENTÓNITA:</b>	<b>D) 2 AYUDANTES</b>
<b>E) CAMIÓN DE VOLTEO:</b>	<b>E) CHOFER DE CAMIÓN.</b>
<b>MATERIALES UTILIZADOS:</b>	
1.- ACERO DE REFUERZO $F_y = 4000 \text{ Kg/Cm}^2$ DE 1"Ø Y 3/8"Ø. 2.- CONCRETO PREMEZCLADO $F'_c = 250 \text{ Kg/Cm}^2$ , CON REVENIMIENTO DE 18 A 20 Cm. 3.- ADEME METÁLICO DE ACERO AL CARBÓN DE DIFERENTES DIÁMETROS Y ESPESORES. 4.- BENTÓNITA SÓDICA 100Kg/M <sup>3</sup> 5.- SOLDADURA DE ARCO 70-18 6.- OXIGENO Y ACETILENO.	

**PROCESO CONSTRUCTIVO UTILIZADO:****EJEMPLO 3**

1.- MÉTODO CONSTRUCTIVO. SE INICIA LA PERFORACIÓN CON UN BOTE DE ATAQUE DE CUCHILLAS, PARA SUELOS FINOS. EL MATERIAL QUE SE ATACO ES TEPETATE EN ESTADO NORMALMENTE CONSOLIDADO A SUELTO, EN EL NIVEL DE DESPLANTE LA PERFORACIÓN SE CONTINUA POR MÉTODOS MANUALES, ASÍ COMO, LA CAMPANA.

2.- CONTENCIÓN PERIMETRAL. DEBIDO A LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO (TEPETATE) NO SE REQUIRIÓ DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONTENCIÓN PERIMETRAL, LOS CORTES DEL MATERIAL SE MANTIENEN ESTABLES EN CORTE VERTICAL Y SIN PRESENCIA DE AGUA FREÁTICA.

3.- CIMENTACIÓN. LA CONSTRUCCIÓN DE LAS PILAS SE INICIARON DESDE -3Mts. CON LAS PERFORACIONES, UTILIZANDO ADEMÉS METÁLICOS PARA ESTABILIZAR LAS PARED DE LA PERFORACIÓN Y SELLAR LAS FILTRACIONES (SE CONSTRUYERON EN ÉPOCA DE LLUVIAS) EL COLADO SE REALIZO EN SECO POR EL MÉTODO TREMIE HASTA UNA PROFUNDIDAD DE -12.00Mts.

4.- CAMPANA. LA HECHURA DE LA CAMPANA DE LA PILA SE HACE 6 A 10 Hrs. ANTES DE QUE SE PROCEDA EL COLADO.

5.- EL LANZADO DEL ARMADO DE LAS PILAS SE EJECUTA CON LA DRAGA NODRIZA (LS-98) CUANDO EL ARMADO SE ENCUENTRA EN DOS SECCIONES, SE SOLDAN A TOPE EN SUS ÁREAS DE TRASLAPE APLICANDO UNA SECCIÓN DE PLACA DE  $\frac{1}{4}$ " DE ESPESOR (Y 0.15 x 0.20), LA SOLDADURA SE HACE A TOPE DE ACUERDO CUANDO LA VARILLA ES IGUAL O MAYOR DE 1" DE DIÁMETRO.

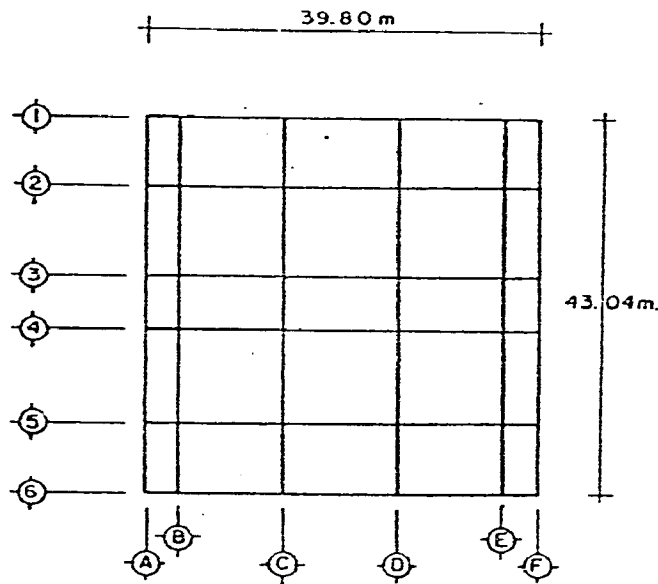
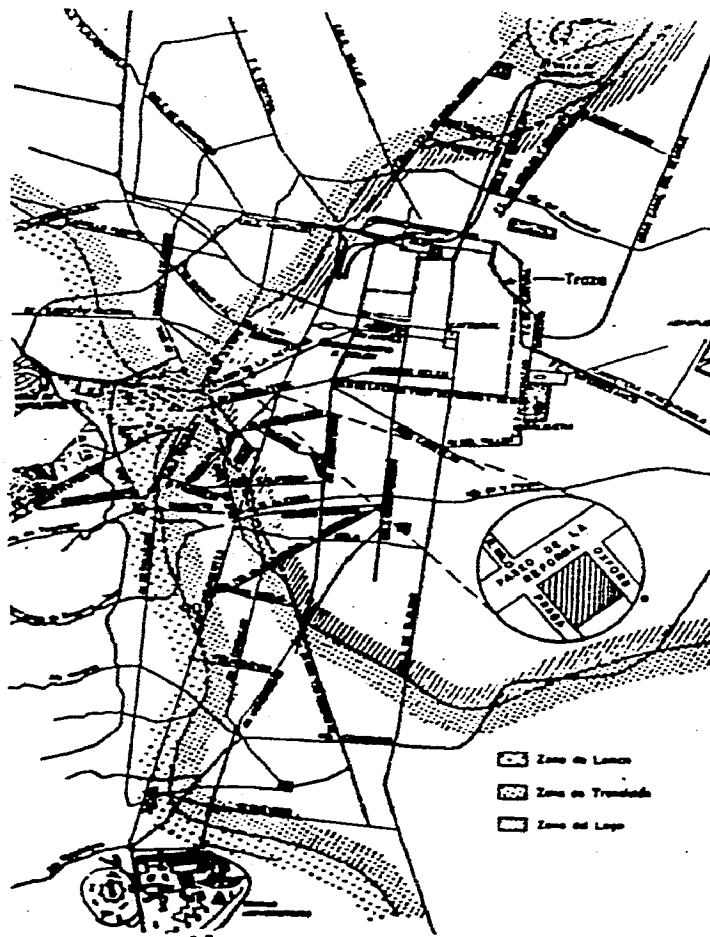
6.- EL TIEMPO DE LANZADO DEL ARMADO ASÍ COMO TAMBIÉN EL PROCESO DE SOLDAR ES DE APROXIMADAMENTE DE 30 MINUTOS.

7.- EL VACIADO DEL CONCRETO PREMEZCLADO CON UN REVENIMIENTO DE 18 Cm.  $\pm$  2 Cm. ES APROXIMADAMENTE DE 5 MINUTOS POR M<sup>3</sup>, EXISTIENDO UN LAPSO DE TIEMPO DE TIEMPO MUERTO EN EL VACIADO POR LA EXTRACCIÓN DEL LODO BENTONÍTICO EXISTIENDO UN DESPERDICIO DEL 6 AL 8% EN EL CONCRETO EL CUAL SE CONSIDERA POR AMPLIACIÓN DE CAMPANA Y DE CONCRETO CONTAMINADO EN EL PROCESO DE COLADO.

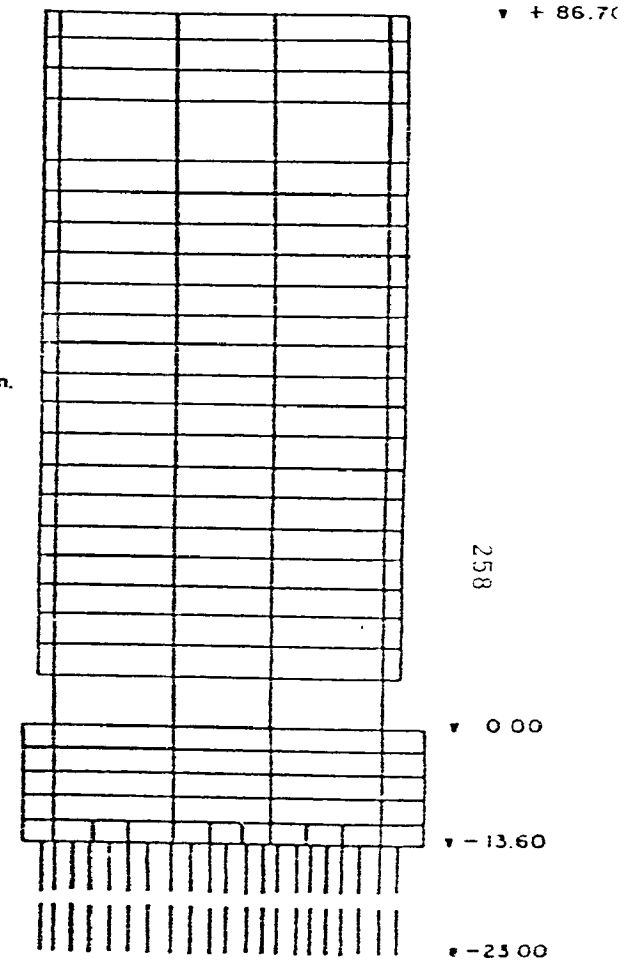


<b>EJEMPLO # 4</b>	
<b>GENERALIDADES:</b>	
NOMBRE DE LA OBRA	EDIFICIOS PARA OFICINAS DE 22 NIVELES Y 4 SOTANOS.
TIPO DE CIMENTACIÓN	CIMENTACIÓN A BASE DE PILOTES PREFABRICADOS Y MUROS DE CONTENCIÓN COLADOS EN EL LUGAR (EL CUAL ES EL QUE NOS OCUPA).
UBICACIÓN	EN AV. PASEO DE LA REFORMA, ENTRE LAS CALLES DE PRAGA Y OXFORD D.F.
<b>EQUIPO Y PERSONAL UTILIZADOS:</b>	
EQUIPO	PERSONAL
<p>A) EXCAVACIÓN:</p> <p>1 DRAGA LS-108 B DE 40 TON.</p> <p>1 ALMEJA GUIADA CASAGRANDE MOD. KRC2/28.</p> <p>1 BOMBA JEAGER PARA LODOS.</p> <p>B) GRÚA NÓDRIZA:</p> <p>1 DRAGA LS-98 DE 20 TON. (PARA MANIOBRAS)</p> <p>VARIOS ESTROBOS DE DISTINTAS LONGITUDES.</p> <p>C) SOLDADORA DIESEL Y ELÉCTRICA DE 400 AMP.</p> <p>C.1) EQUIPO DE OXICORTE.</p> <p>D) PLANTA PARA LODOS BENTONÍTCOS:</p> <p>E) CAMIÓN DE VOLTEO:</p>	<p>A) EXCAVACIÓN:</p> <p>1 OPERADOR DE DRAGA Y ALMEJA GUIADA.</p> <p>1 CABO DE MANIOBRAS PESADAS.</p> <p>3 MANIOBRISTAS PARA TRABAJOS DE PERFORACIÓN.</p> <p>B) MANIOBRAS:</p> <p>1 OPERADOR PARA MANIOBRAS.</p> <p>2 MANIOBRISTAS PARA MANIOBRAS.</p> <p>C) SOLDADURA DE ARMADOS:</p> <p>1 SOLDADOR DE PRIMERA Y 1 AYUDANTE.</p> <p>D) 1 BOMBERO DE 1ra. Y 2 AYUDANTES</p> <p>E) CHOFER DE CAMIÓN.</p>
<b>MATERIALES UTILIZADOS:</b>	
<p>1.- ACERO DE REFUERZO <math>F_y = 4000 \text{ Kg/Cm}^2</math> DE VARIOS DIÁMETROS (VER FIG. 5.26).</p> <p>2.- CONCRETO PREMEZCLADO <math>F'_c = 250 \text{ Kg/Cm}^2</math>, CON REVENIMIENTO DE 18 A 20 Cm.</p> <p>3.- 2 JUEGOS (PARES) DE JUNTAS METÁLICAS MACHIMBRADAS PARA COLOCACIÓN DE BANDA P.V.C.</p> <p>4.- BENTONITA SÓDICA <math>100 \text{ Kg/M}^3</math></p> <p>5.- SOLDADURA DE ARCO 70-18</p> <p>6.- OXIGENO Y ACETILENO.</p>	
<b>PROCESO CONSTRUCTIVO UTILIZADO:</b>	
ES EL MISMO QUE SE DESCRIBIÓ EN EL SUBCAPITULO 5.2.	

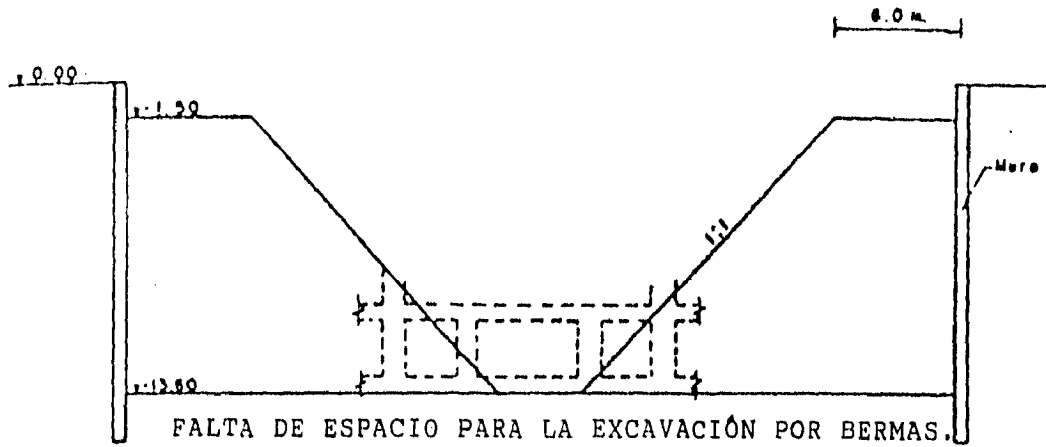
UBICACIÓN DE LA OBRA.



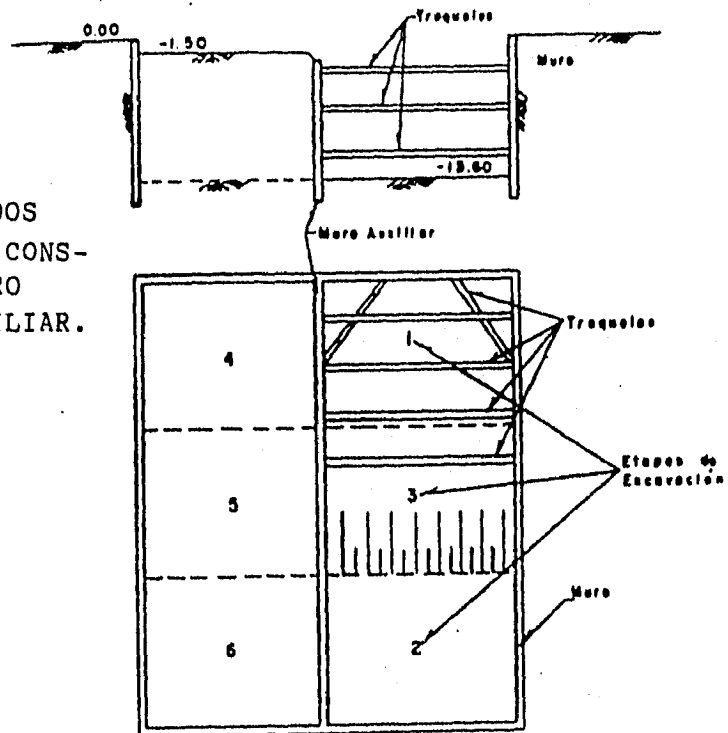
ELEVACIÓN  
Y  
PLANTA



EJEMPLO # 4



EXCAVACION EN DOS ETAPAS, CON LA CONSTRUCCIÓN DE MURO INTERMEDIO AUXILIAR.

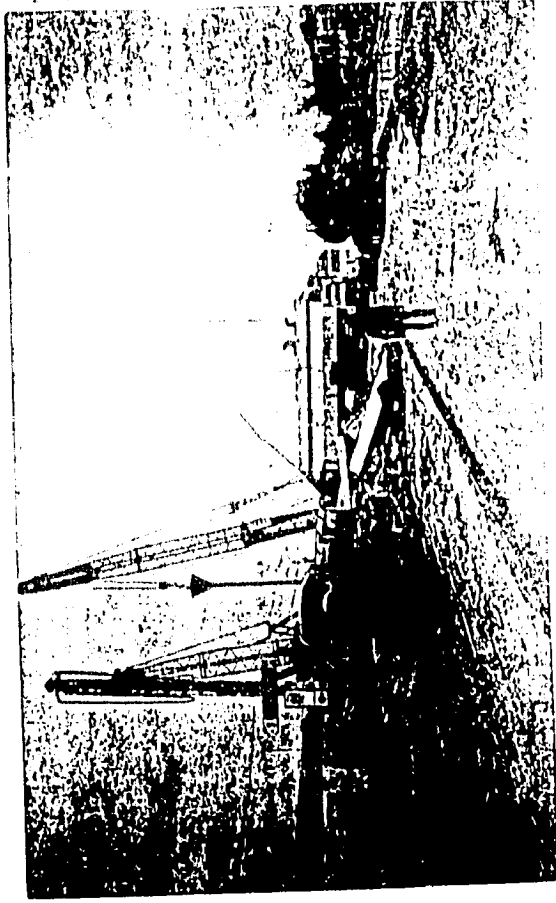


EJEMPLO # 4

<b>EJEMPLO # 5</b>	
<b>GENERALIDADES:</b>	
NOMBRE DE LA OBRA	MURO MILÁN. VESTÍBULO ESTACIÓN ZARAGOZA SISTEMA COLECTIVO DE TRANSP.
TIPO DE CIMENTACIÓN	MUROS DE CONTENCIÓN COLADOS EN EL LUGAR, TIPO MURO MILÁN.
UBICACIÓN	AV. IGNACIO ZARAGOZA, ESTACIÓN DEL MISMO NOMBRE, PARADERO ZONA NORTE
<b>EQUIPO Y PERSONAL UTILIZADOS:</b>	
EQUIPO	PERSONAL
<p>A) EXCAVACIÓN:</p> <p>1 DRAGA LS-118 DE 60 TON.</p> <p>1 ALMEJA GUIADA SOILMEC MOD. BH - 7.</p> <p>1 BOMBA JEAGER PARA LODOS.</p> <p>B) GRÚA NODRIZA:</p> <p>1 DRAGA LS-98 DE 20 TON. (PARA MANIOBRAS)</p> <p>VARIOS ESTROBOS DE DISTINTAS LONGITUDES.</p> <p>C) SOLDADORA DIESEL Y ELÉCTRICA DE 400 AMP.</p> <p>C.1) EQUIPO DE OXICORTE.</p> <p>D) PLANTA PARA LODOS BENTONÍTICOS:</p> <p>E) CAMIÓN DE VOLTEO:</p>	<p>A) EXCAVACIÓN:</p> <p>1 OPERADOR DE DRAGA Y ALMEJA GUIADA:</p> <p>1 CABO DE MANIOBRAS PESADAS.</p> <p>3 MANIOBRISTAS PARA TRABAJOS DE PERFORACIÓN.</p> <p>B) MANIOBRAS:</p> <p>1 OPERADOR PARA MANIOBRAS.</p> <p>2 MANIOBRISTAS PARA MANIOBRAS.</p> <p>C) SOLDADURA DE ARMADOS:</p> <p>1 SOLDADOR DE PRIMERA Y 1 AYUDANTE.</p> <p>D) 1 BOMBERO DE 1ra. Y 2 AYUDANTES</p> <p>E) CHOFER DE CAMIÓN.</p>
<b>MATERIALES UTILIZADOS:</b>	
<p>1.- ACERO DE REFUERZO <math>F_y = 4000 \text{ Kg/Cm}^2</math> DE VARIOS DIÁMETROS (VER FIG. 5.26).</p> <p>2.- CONCRETO PREMEZCLADO <math>F'_c = 250 \text{ Kg/Cm}^2</math>, CON REVENIMIENTO DE 18 A 20 Cm.</p> <p>3.- 2 JUEGOS (PARES) DE JUNTAS METÁLICAS MACHIMBRADAS PARA COLOCACIÓN DE BANDA P.V.C.</p> <p>4.- BENTONITA SÓDICA <math>100 \text{ Kg/M}^3</math></p> <p>5.- SOLDADURA DE ARCO 70-18</p> <p>6.- OXIGENO Y ACETILENO.</p>	
<b>PROCESO CONSTRUCTIVO UTILIZADO:</b>	
ES EL MISMO QUE SE DESCRIBIÓ EN EL SUBCAPITULO 5.2.	







EJEMPLO # 5 ESTACIÓN ZARAGOZA.

## CONCLUSIONES.

EN ESTA PARTE DEL TRABAJO SE RESUMIRÁN ALGUNAS DE LAS VENTAJAS QUE TIENEN LAS PILAS COLADAS EN SITIO. ASÍ COMO LA IMPORTANCIA QUE TIENE LA REALIZACIÓN DE PRUEBAS DE CARGA COMO PARTE DE LOS TRABAJOS DE DISEÑO Y DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE LA CIMENTACIÓN EN SÍ. EN CIERTAS CONDICIONES DEL SUELO, Y PARA ALGUNOS TIPOS DE SUPERESTRUCTURA, LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES A BASE DE PILAS COLADAS "IN SITU" OFRECE UNA SERIE DE VENTAJAS SIENDO LAS MAS IMPORTANTES LAS QUE A CONTINUACIÓN SE MENCIONAN:

- 1) CONSTRUCCIÓN RÁPIDA.
- 2) SE PUEDE TENER UNA IDEA GENERAL Y CONTROL DE LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO MEDIANTE EL EXAMEN DE MUESTRAS ALTERADAS EXTRAÍDAS DEL SUELO, DURANTE LA PERFORACIÓN.
- 3) DURANTE LA CONSTRUCCIÓN SE PUEDE MODIFICAR LA GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN, ASÍ COMO SUS DIMENSIONES GEOMÉTRICAS GENERALES (DIÁMETRO Y PROFUNDIDAD PRINCIPALMENTE).
- 4) SE REDUCE AL MÍNIMO LOS EFECTOS DE EXPANSIÓN Y ASENTAMIENTO EN LA SUPERFICIE.
- 5) EL NIVEL DE RUIDO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN ES MENOR QUE POR CUALQUIER OTRO MÉTODO.
- 6) LOS MATERIALES Y EL ESPACIO PARA SU CONSTRUCCIÓN NO SON NINGÚN PROBLEMA.
- 7) LAS CARGAS QUE PUEDEN SOPORTAR SON MAYORES QUE LAS QUE PUEDEN SOPORTAR UN CONJUNTO DE PILOTES POR CABEZAL.
- 8) SU CONSTRUCCIÓN ES FACTIBLE EN CUALQUIER TIPO DE SUELO Y BAJO CUALQUIER TIPO DE CONDICIONES.
- 9) EN CASO DE NO EXISTIR AGUA FREÁTICA LA EXCAVACIÓN PUEDE SER EVALUADA POR MEDIOS VISUALES.

TODO DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA DEBE SER RESPALDADA POR LOS RESULTADOS QUE SEAN OBTENIDOS DURANTE UNA PRUEBA DE CARGA. LAS PRUEBAS DE CARGA PUEDEN SER DE DOS TIPOS PRINCIPALMENTE: ESTÁTICAS O DINÁMICAS. EN EL CASO DE PILAS (CIMENTACIONES COLADAS EN EL LUGAR) EL TIPO DE PRUEBA DE CARGA MAS COMÚN ES DE TIPO ESTÁTICO.

LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE CUALQUIER TIPO DE CIMENTACIÓN SE DEFINE CON BASE EN LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO EN SI O BIEN POR LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO DE SOPORTE. LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL SE DETERMINA A PARTIR DE CONSIDERACIONES ANALÍTICAS SOBRE CARGAS PERMISIBLES Y GENERALMENTE APOYADA EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN, LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SISTEMA PILA- SUELO SE EVALÚA CON LOS PROCEDIMIENTOS ESTÁTICOS TRADICIONALES DE LA MECÁNICA DE SUELOS.

POR EXIGENCIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y LA NECESIDAD DE REALIZAR PRUEBAS DE CARGA EN CUALQUIER CIMENTACIÓN, ESTA SE JUSTIFICA DEBIDO A QUE EL ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN ESTA SUJETA A INCERTIDUMBRES TANTO DE LAS TEORÍAS DEL COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACION, ASÍ COMO A LA DIFICULTAD DE DEFINIR CONFIABLEMENTE, MEDIANTE MEDIOS EXPERIMENTALES, EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS

RECOMENDAR QUE LAS PRUEBAS DEBAN REALIZARSE PARA DETERMINAR A ESCALA NATURAL EL COMPORTAMIENTO CIMENTACION-SUELO Y SIEMPRE QUE ECONÓMICAMENTE SEA FACTIBLE, SABIENDO QUE NORMALMENTE GENERAN AHORROS EN LOS COSTOS DE LA CIMENTACIÓN.

TODO LO QUE SE MENCIONO ANTERIORMENTE DEBE DE COMPLEMENTARSE CON LA ELABORACIÓN DE PROYECTOS Y PROCEDIMIENTOS FACTIBLES DE REALIZARSE, SIEMPRE TENIENDO EN CUENTA EL EQUIPO EXISTENTE ENTRE LOS CONTRATISTAS DEL PAÍS. LOS PROBLEMAS ECONÓMICOS QUE SUFRE EL PAÍS AFECTA NOTABLEMENTE LA RENOVACIÓN DE LOS EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN, PRINCIPALMENTE EN EL CAMPO DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS.

EN MÉXICO ES MUY COMÚN MANTENER VIGENTES LOS SISTEMAS TRADICIONALES DE CONSTRUCCIÓN, TANTO EN EDIFICACIÓN COMO EN EL CAMPO DE LA CONSTRUCCIÓN PESADA. LA RENOVACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS IMPLICA CONSECUENTEMENTE UNA RENOVACIÓN DE LOS EQUIPOS, LO CUAL INVOLUCRA UNA FUERTE INVERSIÓN INICIAL, PERO ESTA SE JUSTIFICA CON UNA CALIDAD MEJORADA Y UN TIEMPO DE EJECUCIÓN MENOR, QUE A SU VEZ COMPENSARÁ LA INVERSIÓN.

LOS PAISES EUROPEOS SON LOS MÁS DESARROLLADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE EQUIPOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS, TAL ES EL CASO DE ALEMANIA Y ITALIA, PAISES DE LOS MÁS INDUSTRIALIZADOS EN TODO EL MUNDO. ESTOS PAISES JUNTO CON ESTADOS UNIDOS VEN EN MÉXICO UN POTENCIAL MERCADO, PARA LA COLOCACIÓN DE SUS EQUIPOS, YA SEAN VENDIDOS A EMPRESAS MEXICANAS O COMO CONSTRUCTORES DIRECTOS; BAJO LA NUEVA POLÍTICA DE OBRAS CONCESIONADAS.

## BIBLIOGRAFÍA

NÚMERO	LIBRO	CAPÍTULO
01	MECÁNICA DE SUELOS VOL. I, II Y III. E. JUÁREZ BADILLO - A. RICO RODRÍGUEZ EDITORIAL LIMUSA 1975.	1, 2 Y 5
02	INGENIERÍA DE CIMENTACIONES RALPH B. PECK, WALTER E. HANSON, THOMAS H. THORNBURN EDITORIAL LIMUSA 1991.	1, 2, 3 Y 5
03	ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA- DE LA CONSTRUCCIÓN. GORDON A. FLETCHER P.E. - VERNOM A. SMOOTS P.E. EDITORIAL LIMUSA 1982.	1, 2 y 5
04	INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y- PROFUNDAS SUJETAS A CARGAS ESTÁTICAS Y SÍSMICAS LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS. EDITORIAL LIMUSA 1980.	3
05	CIMENTOS PROFUNDOS COLADOS EN SITIO. REUNIÓN CONJUNTA ADSC - SMMS. EDITORIAL LIMUSA 1976.	1 Y 5
06	INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES. REUNIÓN CONJUNTA SMMS, SMIS, SMIE. EDITADO POR LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS 1991.	3 Y 5
07	MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PILAS Y PILOTES. VARIOS AUTORES U.N.A.M. - I.C.A. EDITADO POR LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS 1983.	1, 2, 3, 4, 5 Y 6
08	MANUAL DE APLICACIÓN DE MAQUINARIA. I.C.A. TRANSPORTE, S.A. 1992. EDITADO POR EL GRUPO I.C.A. S.A.	4
09	MANUAL DE PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS. I.C.A. TRANSPORTE S.A. 1992. EDITADO POR EL GRUPO I.C.A. S.A.	4, 5 Y 6
10	CONSTRUCCIÓN DE MURO MILÁN PARA EL METRO- DE LA CIUDAD DE MÉXICO. INFORME TÉCNICO IC - TGC - 23 T.G.C. GEOTECNIA, S.A. 1985.	5
11	PRUEBAS PARA EL CONTROL DE LODOS EN EXCAVACIONES PARA- LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS MILÁN. INF. TEC. IC-TGC-39. T.G.C. GEOTECNIA, S.A. 1986	5 Y 6
12	DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES. ERNESTO HOLGUIN, CARLOS C. GUTIERREZ- ALBERTO CUEVAS Y JOSÉ A. SEGOVIA. EDITADO POR T.G.C. GEOTECNIA, S.A. 1992	1, 3 Y 5

NÚMERO	LIBRO	CAPÍTULO
13	COMENTARIOS, AYUDA DE DISEÑO Y EJEMPLOS DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES. FOLLETO NO. E.S-6. INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA U.N.A.M. 1993.	3 Y 5
14	COMENTARIOS A LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO. FOLLETO NO. E.S-7. INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA U.N.A.M. 1991.	3
15	REVISTA DE LA INGENIERÍA MEXICANA VOL. XLIX NO. 2 Y 4. PUBLICADO POR LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA U.N.A.M. 1979.	1, 3 Y 5
16	DISEÑO ESTRUCTURAL ROBERTO MELÍ PIRALLA EDITORIAL LIMUSA 1991	3
17	ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO GONZÁLEZ CUEVAS - ROBLES EDITORIAL LIMUSA 1995	3 Y 6
18	DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS, PARA INGENIEROS Y ARQUITECTOS. D.J. DOWRICK EDITORIAL LIMUSA 1990.	3
19	LOS SISMOS DE 1985, CASOS DE MECÁNICA DE SUELOS * VARIOS AUTORES. EDITADO POR LA SOCIEDAD MEXICANA DE SUELOS. 1990	1, 3 Y 5
20	REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL D.F. Y SUS N.T.C. LUIS ARNAL SIMÓN, MAX BETANCOURT SUAREZ EDITORIAL TRILLAS 1991	2 Y 3
21	REVISTA DE INGENIERÍA CIVIL. NO. 310 Y 315 PUBLICADA POR EL C.I.C.M. (FEBRERO - OCTUBRE). 1995	3
22	MAQUINARIA PARA CONSTRUCCIÓN VOL. I Y II DAVID A. DAY, P.E. EDITORIAL LIMUSA 1989	4
23	PROBLEMAS RESUELTOS DE MECÁNICA DE SUELOS Y DE CIMENTACIONES. CARLOS CRESPO VILLALAZ. EDITORIAL LIMUSA.	1, 2 Y 3
24	EL SUBSUELO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO Y SU RELACIÓN CON LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES A CINCO AÑOS DEL SISMO. VARIOS AUTORES. EDITADO POR LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, 1990.	3 Y 5
25	REVISTA MEXICANA DE LA CONSTRUCCIÓN NO. 469 PUBLICADA POR LA CÁMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN FEBRERO 1994.	1, 5 Y 7
26	REVISTA DE CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA NO. 47 PUBLICADA POR EL INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y EL CONCRETO SOBRETIRO VOL. 8 NOVIEMBRE-DICIEMBRE 1970	6