



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS
SUPERIORES ARAGÓN**

**LA GEOTECNICA EN EL CONTROL DE HINCADO DE
CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO
“POZO INDIO”**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

JOSÉ LUIS BECERRIL LÓPEZ

ASESOR: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

ESTADO DE MÉXICO, NOVIEMBRE DEL 2006





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS
SUPERIORES ARAGÓN - UNAM

JEFATURA DE CARRERA DE
INGENIERÍA CIVIL

OFICIO No. FESAR/JCIC/0189/2006.

ASUNTO: **Sínodo.**

LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS
SECRETARIO ACADÉMICO
PRESENTE

Por medio del presente me permito relacionar los nombres de los profesores que sugiero integren el Sínodo del Examen Profesional del **C. JOSÉ LUIS BECERRIL LÓPEZ**, con Número de Cuenta: **08861145-9**, con el tema de tesis: **“ LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO “POZO INDIO” ”**.

PRESIDENTE:	ING. PASCUAL GARCÍA CUEVAS
VOCAL:	ING. JOSÉ LUIS RODRÍGUEZ TORRES
SECRETARIO:	ING. KARLA IVONNE GUTIÉRREZ VÁZQUEZ
SUPLENTE:	ING. MARTÍN ORTIZ LEÓN
SUPLENTE:	ING. RICARDO HERAS CRUZ

Quiero subrayar que el director de tesis es el Ing. José Luis Rodríguez Torres, el cual está incluido en base a lo que reza el Reglamento de Exámenes Profesionales de esta Escuela.

ATENTAMENTE
“ POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU ”
San Juan de Aragón, Estado de México, 04 de julio del 2006.

EL JEFE DE CARRERA



ING. MARTÍN ORTIZ LEÓN

c.c.p. Lic. Ma. Teresa Luna Sánchez.- Jefa del Departamento de Servicios Escolares.
Ing. Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez.- Secretaria Técnica de Ingeniería Civil
Ing. José Luis Rodríguez Torres.- Director de Tesis.
Comité de Tesis.
Interesado.

MOL/mlev*



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Facultad de Estudios Superiores Aragón

DIRECCIÓN

JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIÓ"

ASESOR: Ing. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

San Juan de Aragón, México, 29 de junio de 2005.

LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



C p Secretaria Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR/agm

SEGUIMIENTO DE REGISTRO DE TESIS

FECHA	CVE.	DESCRIPCIÓN DEL TRÁMITE	AUTORIZACIÓN Y SELLO
11/10/2006	IMP.	LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIIO"	
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO
			Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS SECRETARIO ACADÉMICO

TRÁMITE	CLAVE
PRÓRROGA	PR.
CAM. TÍTULO	C. T.
CAM. ASESOR	C. A.
CAM. SEM.	C. S.
VIGENCIA	VIG.
IMPRESIÓN	IMP.

A Dios

Por darme la vida necesaria para llegar a este momento, esperando me otorgue la vida suficiente para lograr mis demás metas y anhelos

A mis padres

Por haberme dado la oportunidad de tener una educación básica sin la cual no hubiese logrado hacer una carrera profesional

A mis hermanos

Por el estímulo y apoyo que alguna vez me brindaron, y que tal vez no les agradecí en su momento.

A la memoria de mi abuelo

Por haberme transmitido sus conocimientos en la técnica de la construcción

A mi esposa Adriana:

Por la paciencia, la comprensión, el constante apoyo y estímulo para que lograra finalmente concluir este trabajo.

A Viridiana:

Que el presente trabajo lo tomes como un ejemplo de que cuando se tiene las ganas de hacer algo, con esfuerzo, es como realmente se llega al logro deseado.

A Jadaeel:

Esperando algún día puedas leer por si mismo algo de este trabajo, el cual espero sea también un logro para tu porvenir

*A la Universidad Nacional Autónoma de México:
Por la oportunidad de ser un Universitario orgulloso de pertenecer a esta
casa de estudios.*

*Al Ing. José Luis Rodríguez Torres:
Por la dirección del presente trabajo y por haberme brindado la oportunidad
de participar en los seguimientos de la construcción de los Cárcamos de
bombeo durante mi estancia en la CNA, participación que me permitió
realizar el presente trabajo.*

*A todos mis maestros de la FES Aragón , por la transmisión de
conocimientos a generaciones que van y vienen.*

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO “POZO INDIO”

INDICE	PÁGINA
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	
	1
CAPÍTULO II SISTEMA DE ALCANTARILLADO, GENERALIDADES	
	5
II.1 SISTEMA DE ALCANTARILLADO DEFINICIÓN -----	5
II.2 PARTES QUE CONFORMAN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO -----	5
II.2.1 DESCARGA DOMICILIARIA -----	6
II.2.2 REDES DE ATARGEAS -----	7
II.2.3 SUBCOLECTORES Y COLECTORES	
II.2.4 EMISORES	
II.2.5 POZOS DE VISITA, VENTILACIÓN Y LIMPIEZA -----	8
II.2.6 REJILLAS PLUVIALES Y BOCAS DE TORMENTA -----	10
II.2.7 PLANTA DE BOMBEO -----	11
II.2.8 PLANTA DE TRATAMIENTO -----	12
CAPÍTULO III ESTACIONES DE BOMBEO, LOS CARCÁMOS DE BOMBEO DEFINICIÓN	
III.1 TIPOS DE PLANTAS DE BOMBEO -----	13
III.2 PARTES QUE CONFORMAN UNA PLANTA DE BOMBEO -----	15
III.2.1 CASETA DE VIGILANCIA Y/O CUARTO DEL VIGILANTE -----	15
III.2.2 CUARTO DE CONTROL DE MOTORES (CCM) -----	16
III.2.3 SUBESTACIÓN ELECTRICA -----	17
III.2.4 CUARTO DE EQUIPO DE EMERGENCIA (COMBUSTIÓN INTERNA) -----	18
III.2.5 TANQUES DIESEL -----	19
III.2.6 ESTRUCTURA DE ALIMENTACIÓN, ALMACENAMIENTO Y LIMPIEZA -----	20
III.2.7 ESTRUCTURA DE SUCCIÓN Y DESCARGA (CÁRCAMO DE BOMBEO) -----	21
III.2.8 EQUIPOS ELECTROMECAÑICOS Y TREN DE DESCARGA -----	22
III.2.9 ESTRUCTURAS OCASIONALES ADICIONALES -----	23
CAPITULO IV ESTUDIOS BÁSICOS PARA PROYECTAR UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO	
IV.1 DATOS Y ESTUDIOS SOCIOECONÓMICOS -----	24
IV.2 ESTUDIOS AMBIENTALES -----	26
IV.3 ESTUDIOS BIOCLIMATICOS (CLIMATOLOGICOS) -----	27
IV.4 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS -----	27
IV.5 ESTUDIOS FÍSICOS (GEOLÓGICOS Y DE MECÁNICA DE SUELOS) -----	28
IV. 6 ESTUDIOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS -----	30
CAPITULO V PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE HINCADO MEDIANTE EL PROCESO “POZO INDIO” ANTECEDENTES HISTÓRICOS	
V.1.1 GENERALIDADES -----	32
V.1.2 DEFINICIÓN -----	32
V.2 INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA -----	32
V.2 INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA DE LOS ANTECEDENTES HISTORICOS -----	32

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO “POZO INDIO”

INDICE	PÁGINA
V.2.1 TIPOS DE CIMENTACIÓN Y SUS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS (SCT)	
CILINDROS Y CAJONES DECIMENTACIÓN -----	34
V.2.1.1 PROBLEMÁTICA DEL USO DE ESTE PROCEDIMIENTO -----	47
V.2.2 USO DEL MÉTODO POZO INDIO EN EL VALLE DE MÉXICO -----	50
V.2.2.1 CONSTRUCCIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS PARA ABASTECER AL LAGO DR. NABOR CARRILLO -----	54
 CAPITULO VI PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE HINCADO MEDIANTE EL PROCESO “POZO INDIO”, MARCO TEÓRICO	
VI CIMENTACIONES SUPERFICIALES, CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA -----	65
VI.1 GENERALIDADES DEL CONCEPTO -----	65
VI.2 CAPACIDAD DE CARGA, LA TEORIA DE TERZAGHI -----	67
VI.2.1 MODIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR NIVEL DE AGUA FREÁTICO -----	71
VI.3 FACTOR DE SEGURIDAD -----	73
VI.3.1 LA ECUACIÓN GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA -----	75
VI.3.2 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA -----	76
VI.3.3 FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN -----	77
VI.3.4 COMENTARIOS GENERALES -----	79
VI.4. LEVANTAMIENTO DEL FONDO DE UN CORTE EN ARCILLA (FALLA DE FONDO) -----	79
 CAPITULO VII ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS	
VII.1 CLASIFICACIÓN -----	83
VII.2. SONDEOS EXPLORATORIOS O PRELIMINARES -----	84
VII.2.1 POZO A CIELO ABIERTO CON OBTENCIÓN DE MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA -----	84
VII.2.2-MUESTRAS INALTERADAS DE POZO A CIELO ABIERTO -----	85
VII.2.3 MUESTRAS REPRESENTATIVAS ALTERADAS MEDIANTE LA PERFORACIÓN CON BARRENOS HELICOIDALES, POSTEADORA O CUCHARA MUESTREADORA -----	86
VII.2.4 METODO DEL LAVADO -----	87
VII.2.5 MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR -----	89
VII.2.6 MÉTODO DE PENETRACIÓN CÓNICA -----	92
VII.2.7 PERFORACIONES EN BOLEOS Y GRAVAS -----	95
VII.3 SONDEOS DEFINITIVOS -----	95
VII.3.1 POZOS A CIELO ABIERTO CON MUESTREO INALTERADO -----	96
VII.3.2 MUESTREO CON TUBOS DE PARED DELGADA -----	96
VII.3.3 MUESTREO CON METODO ROTARIO PARA ROCA -----	97
VII.4 SONDEOS GEOFISICOS (EXPLORACIÓN INDIRECTA) -----	98
VII.4.1 METODO MAGNETICO Y GRAVIMETRICO -----	98
VII.4.2 METODO SISMICO -----	99
VII.4.3 METODO DE RESISTIVIDAD (RESISTENCIA ELÉCTRICA) -----	101
VII.5 PRUEBAS DE LABORATORIO Y SU INTERPRETACIÓN -----	102

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO “POZO INDIO”

INDICE	PÁGINA
VII.5.1 DENSIDAD	103
VII.5.2 COMPACTACIÓN	103
VII.5.3 RELACIÓN ENTRE PESO Y VOLUMEN DE LA MUESTRA (PESO ESPECIFICO)	104
VII.5.4 LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG	104
VII.5.5 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE	109
VII.5.5.1 PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE	111
VII.5.2. PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL EN SUELOS “FRICCIONANTES”	116
VII.5.5.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS “COHESIVOS”	117
VII.6 EJEMPLOS REALES DE DATOS OBTENIDOS DE LA APLICACIÓN DEL MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS	119

CAPITULO VIII ANÁLISIS DE LA PROBLEMÁTICA QUE REPRESENTA EL HINCADO POR EL PROCESO “POZO INDIO”

VIII.1.1 OMISION DE INDICACIONES PARA LA EJECUCIÓN DEL HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO POR “POZO INDIO”	137
VIII.1.2 ANTECEDENTES DE LOS PROYECTOS OBSERVADOS	137
VIII.1.3 INSTRUCCIONES GENERALES DEL PROCESO PRESENTADAS EN LOS PROYECTOS	138
VIII.1.3.1 INSTRUCCIONES Y RECOMENDACIONES (DE MECANICA DE SUELOS) PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO E HINCADO	138
VIII.2 IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN DURANTE EL PROCESO DE HINCADO	141

CAPITULO IX MEMORIA DE CALCULO DEL PROCESO DE HINCADO DEL CARCAMO NÚM. 1

IX.1 DESCRIPCIÓN DE CONDICIONES INICIALES	146
IX .1.1-CONDICIONES DE LA 1ra DOVELA, AL INICIO DE HINCADO	147
IX.2.- 2do COLADO E HINCADO DE DOVELA	150
IX.3.- 3er COLADO E HINCADO DE DOVELA	153
IX.4.- 4to COLADO E HINCADO DE DOVELA	156
IX.5.- 5to COLADO E HINCADO DE DOVELA	166
IX.6.- 6to COLADO E HINCADO DE DOVELA	171
IX.7.- 7mo COLADO E HINCADO DE DOVELA	177
IX.8.- 8vo COLADO E HINCADO DE DOVELA	184

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO “POZO INDIO”

INDICE

PÁGINA

CAPITULO X CONCLUSIONES

X.1 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MODIFICADO	192
X.1.1.- LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN DE LOS CARCAMOS	193
X.1.2.- ALIVIO O DE CARGAS	194
X.1.3.- PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN	195
X.1.4.- PROCESO DE HINCADO	197
X.1.5.- INSTRUMENTACIÓN	197
X.1.6.- RECOMENDACIONES PARA LA SEGURIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN Y COLADO DE LA LOSA DE FONDO	199
X.1.7 PROCESO DE COLADO DE PLANTILLA Y LOSA DE FONDO	202
X.1.8.- NOTAS FINALES	204
X.1.9 FALLA DE FONDO AL MOMENTO DE COLAR LA LOSA	205
X.2 ADECUACION FINAL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO CORREGIDO, RECOMENDACIONES DE MECANICA DE SUELOS	208

ANEXOS:

APENDICE I (E STRATIGRAFIA DEL SITIO DE HINCADO)

APENDICE II (REGISTRO GRAFICO DE HINCADOS)

APENDICE III (FOTOGRAFIAS DE ALGUNOS HINCADOS)

BLIBLIOGRAFIA

PROLOGO

A la fecha, es lamentable enterarnos que la construcción de cilindros de concreto para diversas obras de Ingeniería civil, se realizan por una gran variedad de métodos, sin tomar en consideración el método de construcción e hincado descrito en el siguiente trabajo, es decir el Procedimiento llamado comúnmente “Pozo Indio”. Omitiendo además que en la ejecución de proyectos tanto de cimentaciones como hidráulicos, realizados durante bastante tiempo, este demostró que resulta bastante económico en comparación con los procedimientos alternos hoy utilizados para construir las obras deseadas. La finalidad del presente trabajo es aportar datos y elementos a quienes alguna vez lleguen a interesarse en la continuación y mejora de la aplicación del proceso constructivo de hincado de cilindros por “Pozo Indio”.

La ingeniería es una rama de la ciencia en constante perfección, por lo tanto no dudo que alguien en lo futuro logre determinar algunos modelos matemáticos que permitan a los ingenieros y constructores, volver a utilizar este procedimiento en una forma sencilla y practica para lograr sus proyectos de ingeniería.

No olvidemos las frases que un experto en el ramo de la Mecánica de suelos nos dejó como legado adicional a sus aportaciones técnicas, palabras del Dr. Nabor Carrillo, Exrector de la Universidad Nacional Autónoma de México

“El ejercicio de la humildad intelectual, la imaginación, la prudencia y el sentido de observación, son armas que sirven para tratar con suelos y con hombres”:

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

El agua es uno de los elementos de la naturaleza, considerado vital para la preservación de la vida humana, todo individuo como miembro de una sociedad tiene el derecho a vivir dignamente, de contar con el abastecimiento mínimo de este vital líquido para su sobrevivencia, que le sea suministrado en forma continua e higiénica hasta su hogar.

Por tal motivo, la ingeniería se encarga de diseñar y construir la infraestructura necesaria para tal fin, mediante el estudio y análisis de los recursos hidráulicos de abasto de agua más próximos a la zona, se realizan proyectos diversos como son; construcción de represas, perforación de pozos profundos mantenimiento de manantiales y norias, construcción de tanques de almacenamiento, construcción de líneas de conducción, construcción de redes de distribución, entre otros.

Una vez que el agua suministrada a los usuarios ha sido utilizada para diversos fines, a partir de este momento ésta se convierte en un **residuo**, que es indispensable desalojar del hogar del usuario por cuestiones de salubridad, incluyendo las aportaciones pluviales presentadas en épocas de lluvia, y evitando que se conviertan en focos insalubres que puedan llegar a ocasionar alteraciones al medio ambiente que pongan en riesgo la salud de sus habitantes.

De lo antes mencionado, se deduce que para los usuarios de un sistema de abastecimiento de agua potable es necesario proporcionar también los medios que permitan desalojar tales aguas residuales generadas posteriormente a su uso, acompañadas de las aguas pluviales. Para lograr este objetivo la ingeniería civil se aboca a estudiar, analizar, diseñar, planear, construir, operar y conservar la infraestructura necesaria para tal fin, logrando de esta forma que cada usuario, después de hacer uso del agua potable suministrada, desaloje sus aguas residuales generadas, acompañadas de las pluviales, mediante las redes de atarjeas proyectadas y construidas para la recolección de las mismas, y que por medio de subcolectores y colectores sean conducidas a emisores que

se encargan de depositarlas en zonas alejadas, predeterminadas para su descarga final, donde no presenten algún riesgo para la comunidad.

Un caso particular es el del Valle de México donde se encuentra el D.F., y el área conurbana del Estado de México, zonas altamente pobladas que debido a las características topográficas y al hundimiento regional de la zona, representan la problemática de elevar dichas aguas residuales para poder desalojarlas, siendo esto posible mediante el empleo de un sistema de bombeo; cabe hacer la aclaración que en ocasiones se requiere el rebombeo, ya que no es posible desalojarlas en una sola etapa.

En las plantas de bombeo mediante poderosas bombas e instalaciones complementarias se logra elevar el agua para finalmente descargarla a la zona requerida, en el caso del D.F. y Estado de México salen del Valle de México. Adicional a las instalaciones complementarias se tienen estructuras especiales de almacenamiento cuya función principal es permitir que los equipos de bombeo puedan succionar el agua residual para su descarga, estas estructuras o tanques, denominados “carcámos”, al igual que las demás obras civiles que conforman un sistema de alcantarillado, son proyectadas y llevadas a su ejecución por la Ingeniería civil, empleando diversos métodos o procedimientos constructivos, siendo uno de ellos, en algún tiempo el más usual y tal vez el más económico, el método conocido como “pozo indio”.

Es importante señalar que como antecedente, se considera necesario presentar una pequeña reseña histórica del proceso, de lo poco que se encuentra registrado en la bibliografía consultada, a fin de destacar que en el pasado, éste proceso fue muy usado para realizar tanto cimentaciones superficiales como profundas, mencionados no como “pozos indios”, si no como cajones de cimentación, principalmente en los procesos constructivos para la cimentación de puentes vehiculares.

El hincado de carcámos de bombeo por el proceso de “pozo indio”, en apariencia sencillo, implica la presencia de una variedad de factores que ocasionan problemas que retardan su ejecución e incluso en algunas ocasiones impiden su conclusión, debido principalmente a la estratigrafía del subsuelo y al desconocimiento y falta de experiencia del procedimiento de construcción, por lo tanto para este tipo de obras se requiere de un Ingeniero

con experiencia en la interpretación de la estratigrafía y procedimiento constructivo, para tener un control adecuado para cada una de las diversas etapas del proceso de hincado, y así poder predecir, controlar y/o actuar adecuadamente ante cada una de las respuestas del suelo a la acción del hincado de la estructura referida.

El objetivo fundamental de este trabajo de investigación, es presentar un análisis de cada una de las etapas del proceso constructivo, con la finalidad de que sea útil desde la realización de los estudios previos del proyecto, así como en la construcción, operación y mantenimiento de los cárcamos de bombeo, dándole una importancia particular desde el punto de vista del campo de aplicación de la Mecánica de suelos, área desde la cual se puede analizar teóricamente el comportamiento del proceso de hincado “pozo indio”.

Al hacer referencia a la mecánica de suelos, toma importancia la exploración y muestreo y se intenta recalcar la importancia de la obtención de muestras representativas alteradas e inalteradas de campo, las que mediante diversas pruebas serán analizadas en laboratorios a fin de obtener las características físicas y mecánicas de cada uno de los estratos que conformen el suelo donde se habrá de llevar a cabo el hincado de los cárcamos, características que nos permitirán realizar cálculos y análisis adecuados para predecir el comportamiento de las estructuras hincadas durante cada una de las etapas del proceso, de ahí se desprende la recomendación de que el análisis de las muestras así como su interpretación deben ser lo más fidedignas en lo posible, que nos representen las condiciones más desfavorables para que cuando se presenten los problemas más comunes, como son los asentamientos diferenciales, hincados nulos, hincados excesivos, falla de fondo, colado de la losa de fondo, entre otros, se puedan reconsiderar las condiciones reales, ya que en varias ocasiones se han presentado cambios en la estratigrafía, y poder realizar oportunamente los cálculos necesarios a fin de corregir las fallas y poder continuar con la siguiente etapa del proceso hasta el hincado final.

El enfoque técnico al presente trabajo, se basa fundamentalmente en el análisis del marco teórico de la capacidad de carga de los suelos a la acción de la colocación de estructuras (o cimentaciones) que, dependiendo de las características físicas propias y las condiciones particulares del proceso, permita como objetivo final la interacción suelo-estructura.

Los análisis efectuados son una interpretación de las observaciones realizadas en años 90's durante el hincado de algunas estructuras por el método "pozo indio", en plantas de bombeo en construcción para los sistemas de alcantarillado en los municipios de Chimalhuacan, Ixtapaluca, Valle de Chalco, Ecatepec y , Metepec, municipios conurbados del Estado de México, en cada uno de ellos se presentaron problemas muy particulares de hincado pero que al estudiarlos y plantear sus soluciones correspondientes, se partió del mismo marco teórico, demostrando al final de cada hincado, que los análisis realizados para cada uno de ellos fueron interpretados y analizados adecuadamente, sin embargo por cuestiones del alcance del presente trabajo solo se presenta uno de ellos, aclarando que el proceso del análisis realizado, fue similar al de los demás casos, recalcando que no se debe de confiar en que si las características de un problema son similares, deban usarse las mismas soluciones aportadas por el cálculo realizado, si no que es necesario analizar cada caso en forma particular, no definiendo proyecto tipo, que es un error frecuente de los proyectos al no contemplar el análisis de la estratigrafía, que es la que nos rige el proceso a seguir, por lo que debe hacerse el análisis nuevamente para cada caso en particular, ya que nunca serán totalmente iguales, lo importante de este trabajo es que proporciona las bases o pautas para poder iniciar el análisis de nuevos casos de problemas de hincado de cárcamos de bombeo por el proceso "pozo indio".

Finalmente cabe mencionar que es necesario que se siga investigando más al respecto sobre el tema analizando, ya que es posible adentrarse más en los análisis, de los cuales podrían deducirse nuevas aportaciones que modifiquen los procedimientos conocidos, y de esta forma impulsar nuevamente el uso del proceso de hincado "pozo indio", el cual resulta más económico en comparación con los procesos comúnmente utilizados actualmente, y no seguir permitiendo que se use raramente debido al desconocimiento para atacar la problemática que suele presentarse durante la ejecución de hincados.

CAPÍTULO II

SISTEMA DE ALCANTARILLADO, GENERALIDADES

En la mayoría de los casos, las plantas de bombeo son una parte esencial para un sistema de alcantarillado, ya que por medio de éstas se lleva a cabo el desalojo de las aguas residuales, esto implica conocer en forma integral el funcionamiento de un sistema completo de alcantarillado, ya que es importante ubicar dentro del sistema a la planta de bombeo, donde se recibe el caudal en las estructuras de almacenamiento para su desalojo (bombeo), estructuras denominadas carcamos de bombeo, objeto de análisis y estudio del presente trabajo.

II.1 SISTEMA DE ALCANTARILLADO

DEFINICIÓN.- Es el sistema conformado por ductos, generalmente subterráneos, que sirven para coleccionar y transportar las aguas negras (residuales) desechadas por una población, ó en combinación con las de lluvia (pluviales) que escurren en el área de captación del sistema, conduciéndola a una zona destinada para su descarga, eliminación ó tratamiento.

Un sistema de evacuación de aguas residuales y pluviales adecuadamente proyectado, realizará en forma eficiente las dos siguientes funciones:

PRIMERO.- Colectar de una forma confiable e inofensiva el agua residual junto con los materiales de desecho que la conforman, mediante redes de atargeas, subcolectores y colectores, dirigiendola a la zona de evacuación.

SEGUNDO.- Desalojar de una forma rápida y segura las aguas residuales, que pueden ser crudas ó tratadas, a las corrientes receptoras ó al terreno destinado para tal fin. Esta evacuación se realiza mediante emisores y plantas de bombeo.

II.2 PARTES QUE CONFORMAN UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

II.2.1 DESCARGA DOMICILIARIA

Aquí es donde nace el sistema, después de haberle dado el uso correspondiente al agua potable suministrada por la red de distribución existente, cada domicilio realiza la aportación de las aguas residuales a la atarjea del sistema que pasa por el exterior del domicilio. Esta descarga “domiciliaria” se realiza por medio de un tubo de albañal de concreto simple de 15 o 20 cm. de diámetro conectándose mediante un codo o tubo “slant” a la atarjea mencionada.

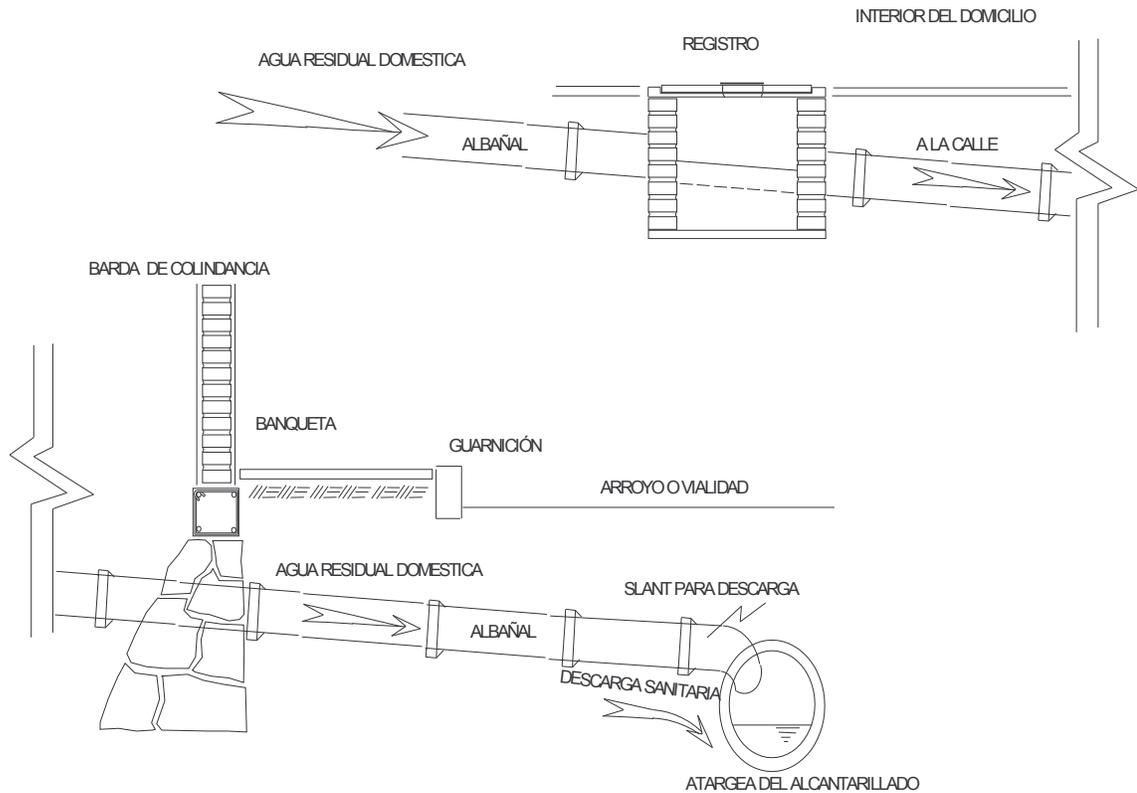


fig.- 2.1 Corte esquemático de una descarga domiciliaria de agua residual a la atarjea del sistema de alcantarillado

II.2.2 REDES DE ATARGEAS

Por medio de éstas se realiza la recolección de las descargas domiciliarias de agua residual de toda la zona que conforma el sistema mediante tubos de concreto simple de 30 y 45 cm. de diámetro, conduciendo el agua residual captada hacia los subcolectores del sistema.

II.2.3 SUBCOLECTORES Y COLECTORES

Los subcolectores se encargan de recolectar la aportación colectada por las redes de atargeas, mediante tubos de concreto reforzado de 61 y 76 cm. de diámetro, en algunos casos estos también reciben la aportación de descargas domiciliarias directamente, conduciendo todo el caudal recibido hacia los colectores del sistema.

Los colectores del sistema reciben aportaciones únicamente de los subcolectores, son tubos de concreto reforzado que pueden tener diámetros de 91, 102, 170 y 222 cm. de diámetro, conduciendo su caudal hacia el colector del sistema.

II.2.4 EMISORES

Son tubos de concreto reforzado de 280 y 305 cms de diámetro, estos reciben la aportación directamente de los colectores del sistema siendo su función conducir el caudal total recolectado de todo el sistema hacia el sitio de vertido final, planta de bombeo y/o tratamiento según sea el caso.

II.2.5 POZOS DE VISITA, VENTILACIÓN Y LIMPIEZA (CAJAS DE CONEXIÓN Y/O DEFLEXIÓN)

Como su nombre lo indica son pozos cilíndricos, construidos generalmente con muros de ladrillo rojo recocido, con un aplanado de pulido de cemento en su interior, rematados con un diámetro del fondo mayor al superior, en el cual se colocan los brocales y/o rejillas de fierro fundido que permiten acceder a estos posteriormente. Su principal finalidad permitir la limpieza de la red, proporcionar ventilación para impedir la acumulación de gases tóxicos o volátiles. También se requiere su construcción cuando se

presentan cambios de dirección o desniveles considerables entre las atargeas y colectores., denominandose para estos casos pozos de deflexion y pozos de caída.

Todos estos pozos se localizan a lo largo de toda la red de atargeas y subcolectores, ya que por regla se especifica que a cada 60 metros de tubería, debe colocarse uno de ellos para dar mantenimiento y servicio de limpieza al sistema.

Para los colectores y emisores ya no se construyen pozos sino cajas de conexión y/o deflexión, a base de concreto reforzado, con una sección rectangular de dimensiones mayores a las de los pozos de visita, pero contando en su losa tapa que también es de concreto armado, los brocales de fierro fundido cuya finalidad es la misma indicada anteriormente para los pozos de visita.

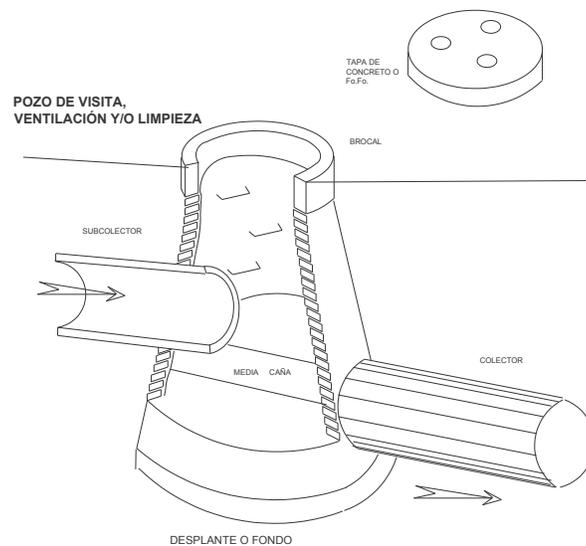


Fig. 2.1.2 Corte esquemático de un pozo de visita

En el siguiente esquema se muestra la ubicación de las atargeas, subcolectores, colectores, emisores, pozos de visita y cajas de conexión dentro de un sistema de alcantarillado común.

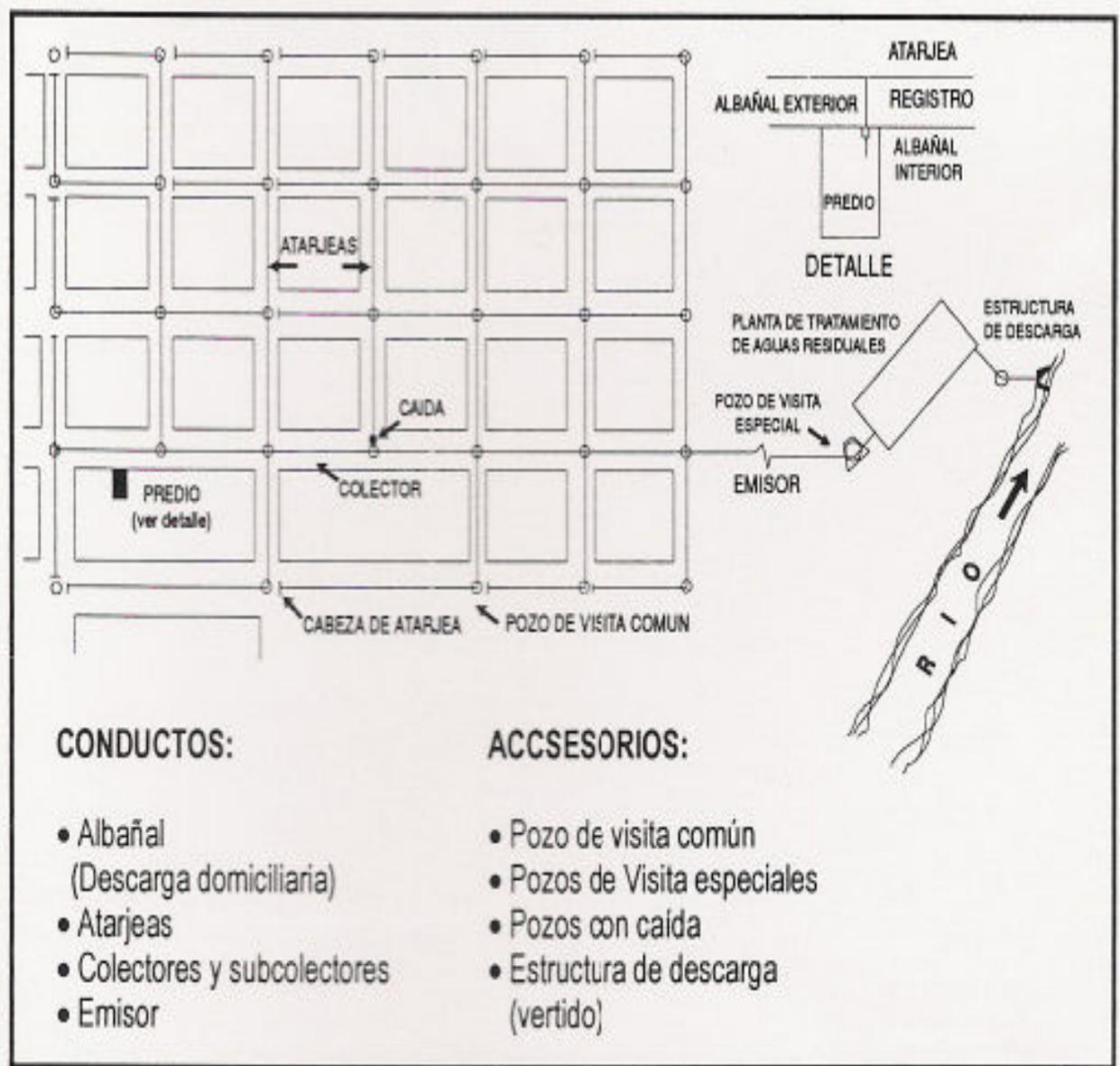


Fig.- 2.2 Conformación típica de un sistema de alcantarillado conformado por atarjeas, subcolectores colectores, emisores, pozos de visita, cajas deflectoras y de conexión, así como la planta de bombeo

II.2.6 REJILLAS PLUVIALES Y BOCAS DE TORMENTA

Cuando el sistema es combinado, el agua de lluvia de las calles se colecta mediante rejillas pluviales y bocas de tormenta, que no son otra cosa sino registros que se colocan distribuidos a lo largo de la calle y que mediante la pendiente que se le da a la misma, recolecta el agua de lluvia conduciéndola a la red de atargeas mediante tubos de concreto simple de 20, 25 y 30 cm. de diámetro en forma similar a las descargas domiciliarias. En su parte superior cuentan con una tapa-rejilla de fierro fundido que permite la entrada de agua así como la limpieza del registro.

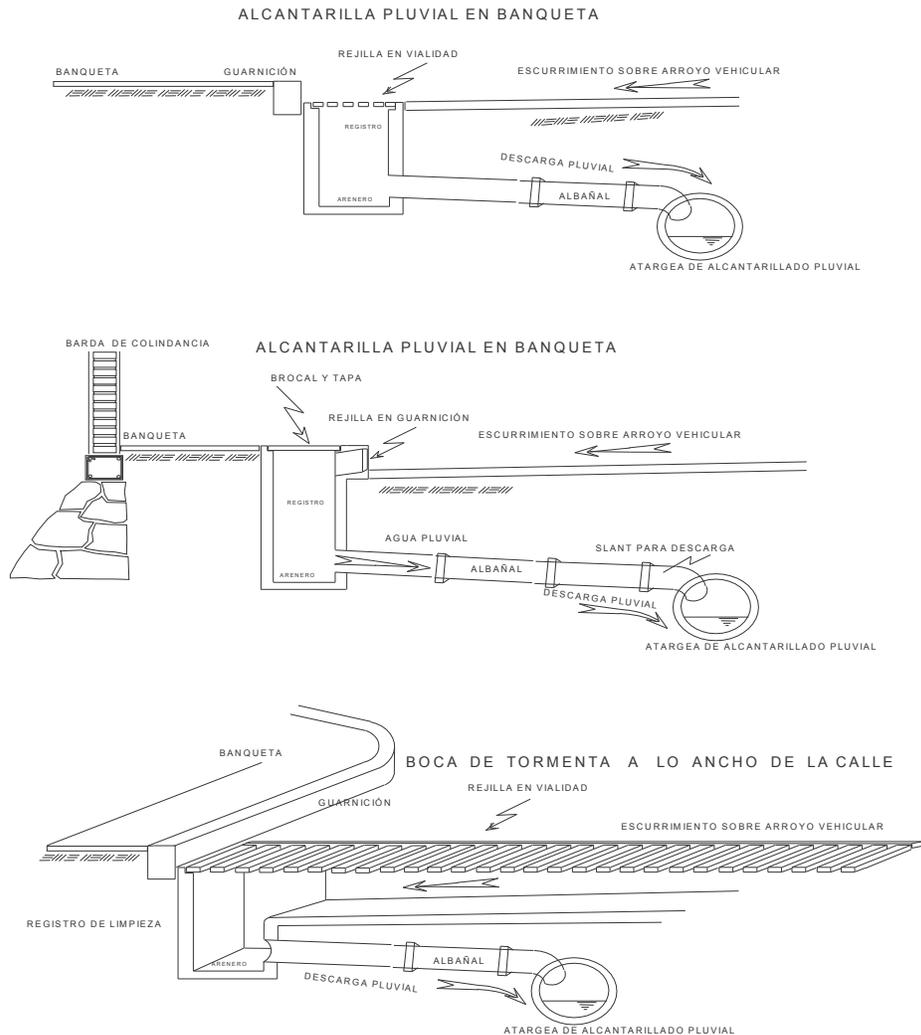


Fig 2. 3 Ilustración que muestra las características y conformación de las alcantarillas pluviales y las bocas de tormenta

Las bocas de tormenta son cajas de concreto que se construyen al final de la calle con una longitud igual al ancho de la misma, cuya finalidad es captar el agua que escurre por la calle cuando existen pendientes muy pronunciadas; una rejilla pluvial sería insuficiente para recibir toda la aportación, se conforma básicamente de

una serie de rejillas a todo lo largo, de fierro fundido, similares a las empleadas en la rejilla pluvial para permitir el acceso del agua y la limpieza posterior del elemento.

II.2.7 PLANTA DE BOMBEO

Una vez que el agua residual y pluvial han sido recolectadas en todo el área que abarca el sistema de alcantarillado, éstas se conducen mediante el emisor de una longitud considerable hacia la planta de bombeo, la cual se encuentra cerca de la zona de vertido final, en esta etapa, mediante esta planta se eleva el agua para poder ser desalojada en ocasiones a un nivel predispuesto, es decir mediante un rebombeo, debido a que por gravedad no podría ser desalojada a tal sitio. Esta función se lleva a cabo mediante potentes bombas que toman el agua de depósitos denominados cárcamos de bombeo, los cuales son alimentados constantemente por el emisor de la red.

La planta de bombeo se conforma por una serie de equipos adicionales y otras estructuras que se describirán mas adelante.

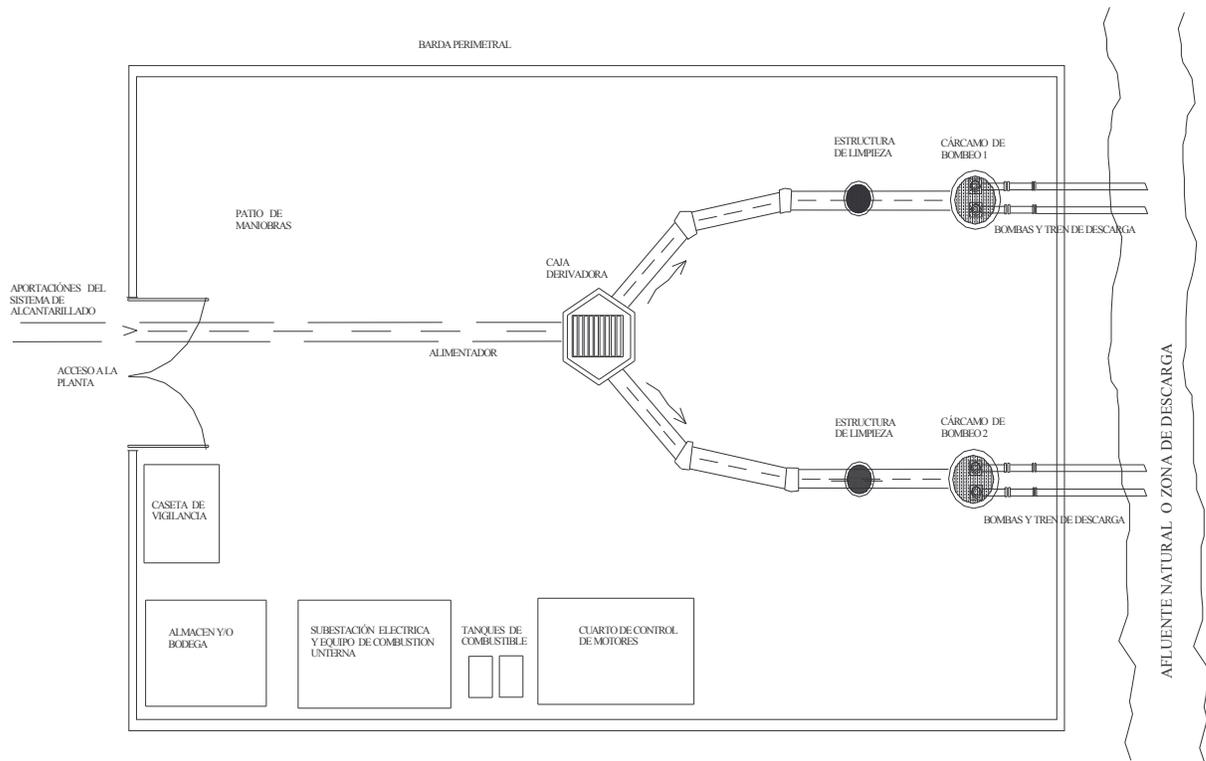


Fig.. 4 Ubicación y conformación típica de una planta de bombeo de aguas residuales

Cabe señalar que en este Valle de México y en las principales ciudades del país, debido a la topografía existente, se requiere de varios sistemas de rebombeo para poder desalojar las aguas residuales y pluviales fuera de las zonas urbanas a fin de que no ocasionen problemas.

II.2.8 PLANTA DE TRATAMIENTO

Es importante mencionar que para algunos casos de sistemas de alcantarillado, se integran a estos en su fase final una planta de tratamiento, cuya función principal es la de tratar el agua mediante diversos procesos, con la finalidad de reducir el grado de contaminación de la misma de tal forma que pueda ser reutilizada para otras actividades como es riego de áreas verdes, riego agrícola, procesos industriales, entre otros más.

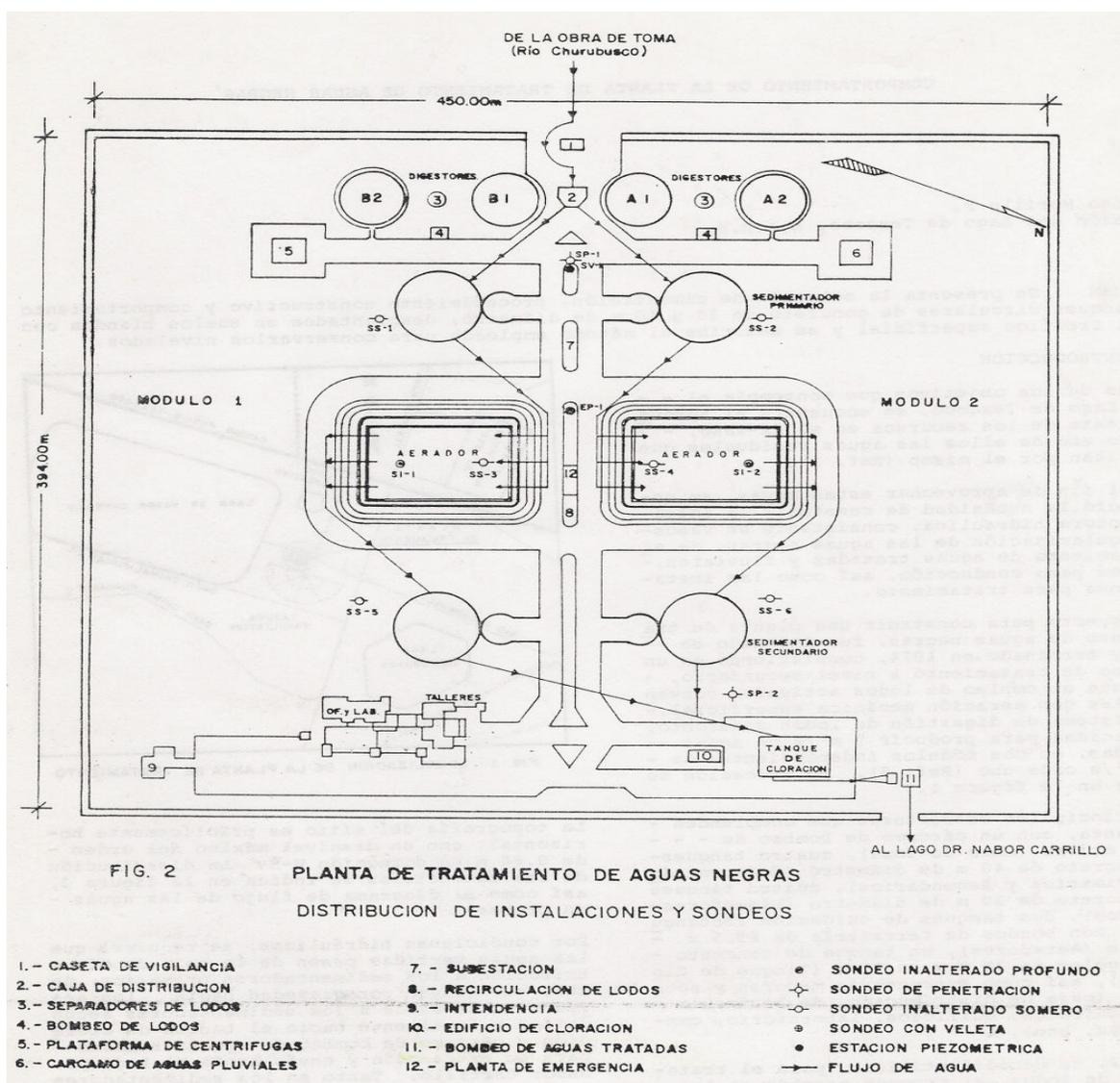


Fig.2. 5 Ubicación y conformación típica de una planta de Tratamiento de aguas residuales

CAPÍTULO III

ESTACIONES DE BOMBEO, LOS CARCÁMOS DE BOMBEO

Es imprescindible para enfocar el objetivo del presente trabajo, describir y definir los diferentes tipos de estructuras que conforman una estación ó planta de bombeo.

PLANTA DE BOMBEO, DEFINICIÓN- Como parte integrante de un sistema de alcantarillado para aguas residuales y pluviales, ó de un sistema de abastecimiento de agua potable; una Estación de bombeo, es el conjunto de estructuras, equipos y accesorios cuya finalidad en conjunto es la de captar agua y conducirla, cargarla o descargarla de un sitio a otro determinado donde no puede llegar por gravedad.

III.1 TIPOS DE PLANTAS DE BOMBEO

Los casos más comunes de aplicación o usos que se le dan a una planta de bombeo, se muestran mediante las siguientes ilustraciones, pero cabe hacer la aclaración que pueden ser también utilizadas para otros fines (industriales, agrícolas, etc.,) mediante adecuaciones en sus partes que la conforman, ya que solo se ilustran los casos típicos generalizados, enfocándose a englobar los más relevantes para fines de la descripción que se planea visualizar.

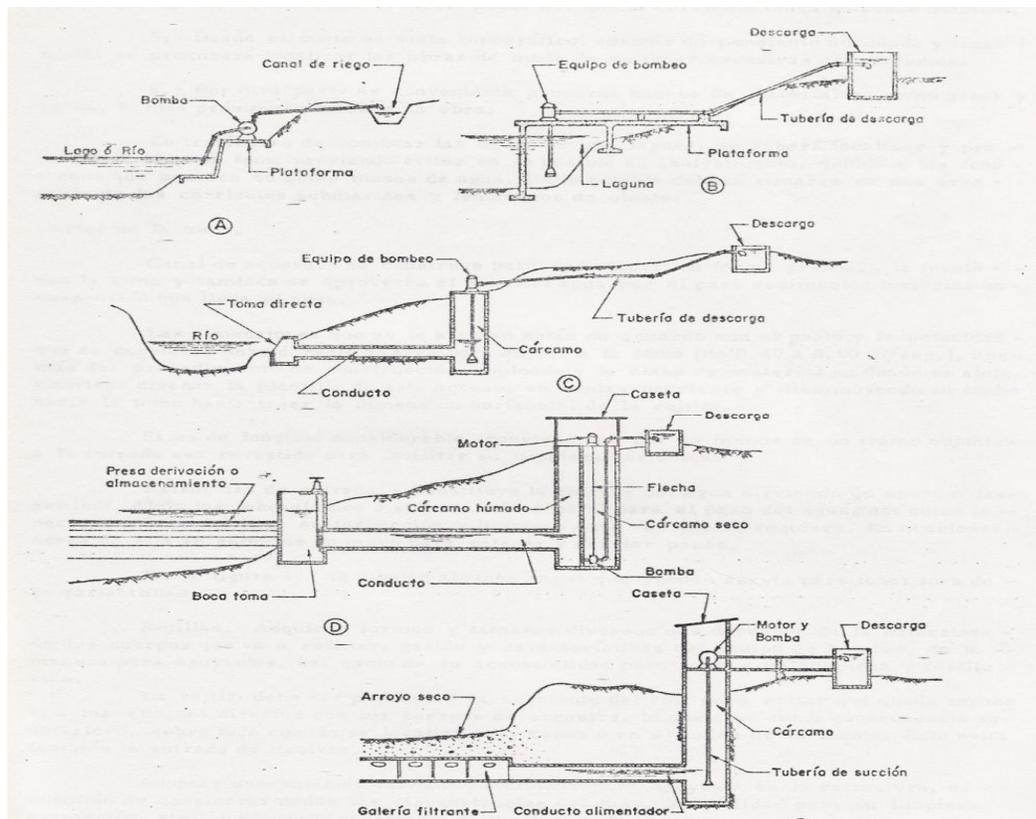


Fig. 3.1.b Diversidad de plantas de bombeo y usos más comunes

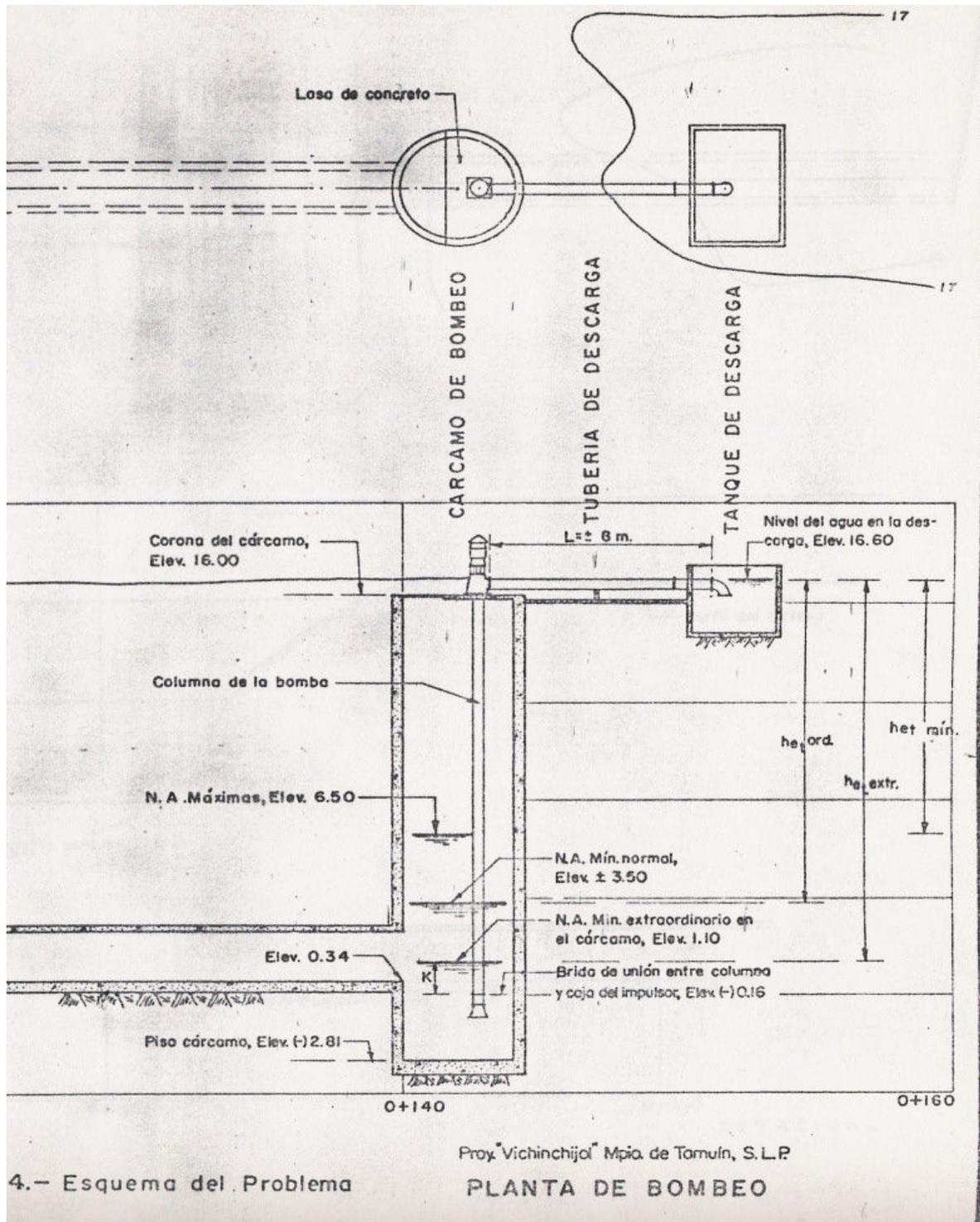


Fig. 3.1.b Diversidad de plantas de bombeo y usos más comunes

III.2 PARTES QUE CONFORMAN UNA PLANTA DE BOMBEO

Enfocándose particularmente a una Planta de bombeo para el desalojo de aguas residuales y pluviales, se describen a continuación en forma generalizada cada una de las partes que la conforman, mencionando sus características principales, las que en determinados casos tendrán similitudes a las que se requieran para el caso de plantas de bombeo utilizadas en sistemas de agua potable, sistemas de irrigación, sistemas industriales, etc.,

III.2.1 CASETA DE VIGILANCIA Y/O CUARTO DEL VIGILANTE

Por lo regular se conforma por una ó más habitaciones construidas generalmente a base de muros de ladrillo y losa de concreto armado, localizadas a un costado de la zona de acceso a la planta de bombeo, cuando son dos habitaciones, una es exclusivamente para uso como dormitorio y cocina comedor del vigilante (que en la mayoría de los casos son los operadores del equipo), teniendo dentro de esta o de la otra habitación el sanitario, siendo el uso de la segunda habitación para la vigilancia y control de acceso a la planta de bombeo, esta caseta debe de contar con los servicios necesarios de iluminación, agua potable y sanitarios.

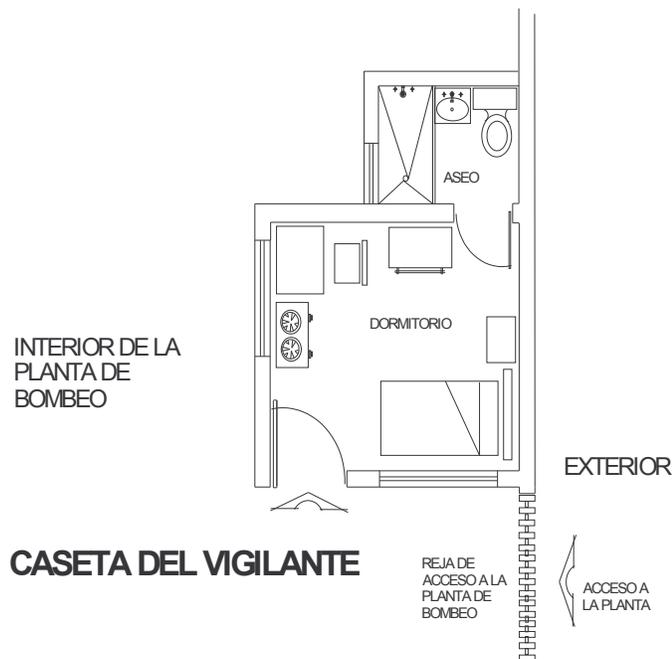


Fig. 3.2 Caseta del vigilante en una planta de bombeo

III.2.2 CUARTO DE CONTROL DE MOTORES (CCM)

Es el sitio destinado para la ubicación de tableros eléctricos, y equipos de medición y de control automáticos (interruptores termo magnéticos, arrancadores, estación de botones, reelevadores, equipos de medición etc.) destinados para poner en operación en forma segura los motores eléctricos indispensables para el bombeo, esta caseta al igual que la anterior también es construida a base de muros de ladrillo y losa de concreto armado, siendo el área de su ubicación cercana a los equipos de bombeo, de tal forma que sea visible desde su interior la mayor parte de los equipos de bombeo, así como también de tal forma que el acceso a la misma sea rápido y libre de obstáculos.

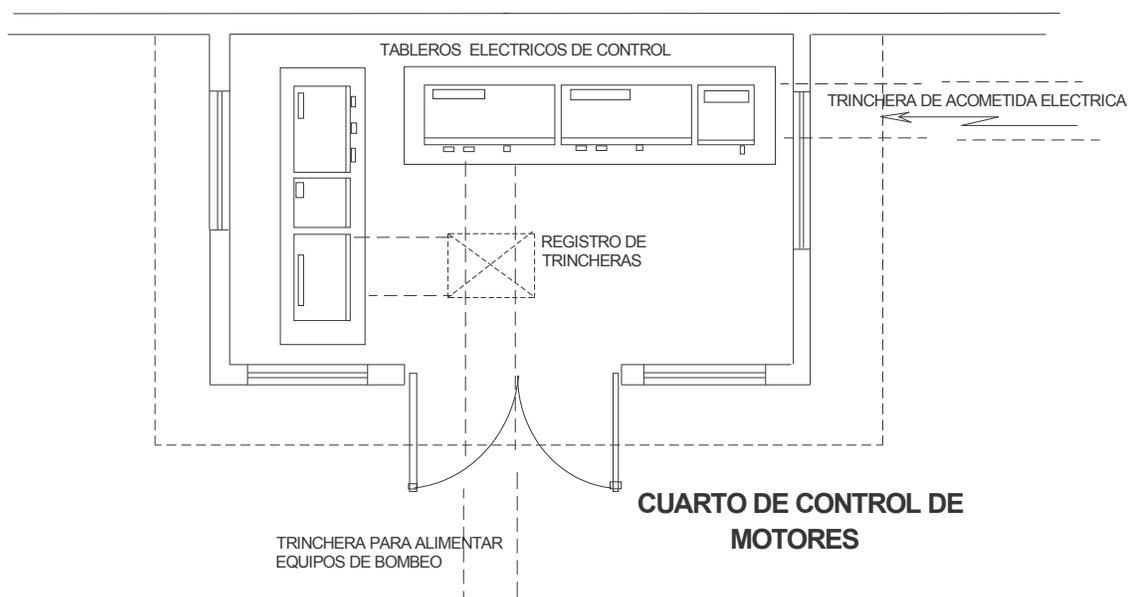
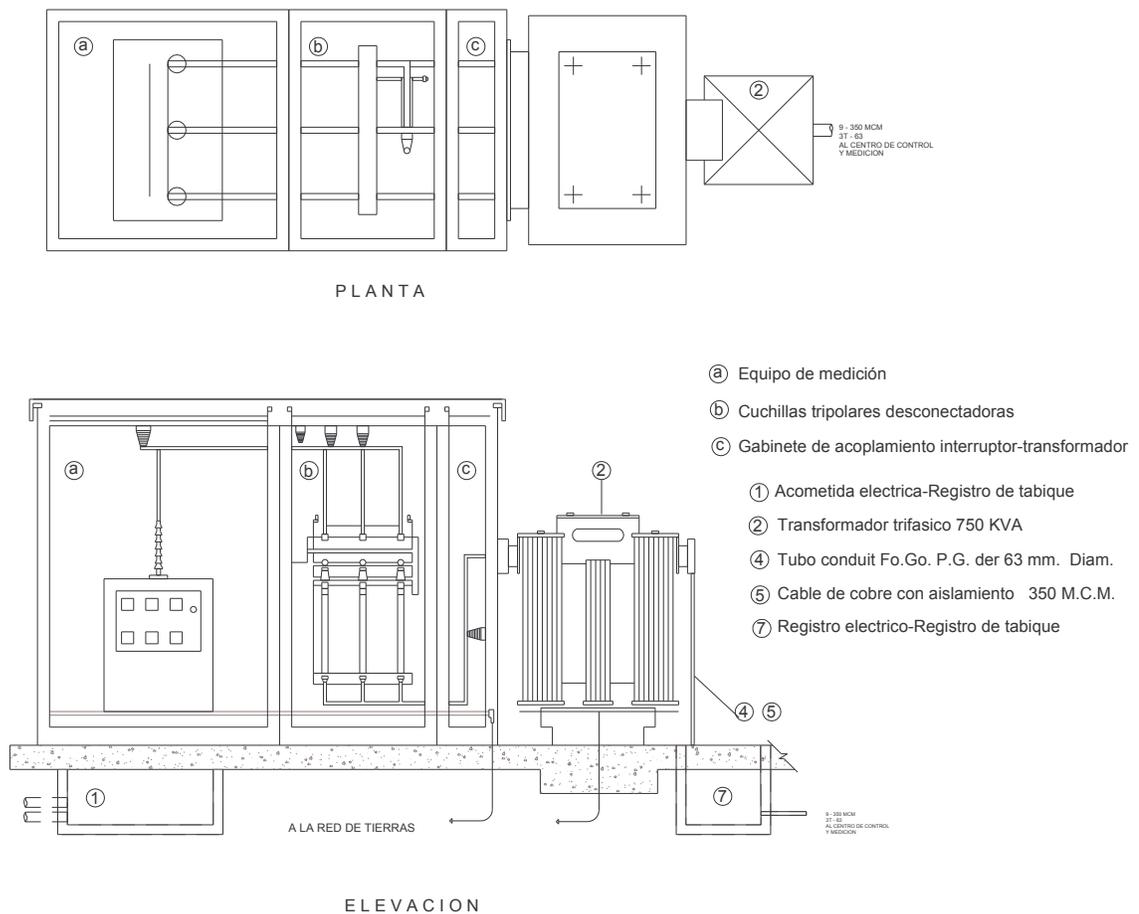


Fig. 3.3 Cuarto de control de motores

III.2.3 SUBESTACIÓN ELECTRICA

También construida a base de medios muros de ladrillo y louvers metálicos para ventilación cerrando con losa de concreto armado, en algunas ocasiones se colocan a la intemperie, construyendo en todas una plataforma de concreto con registros y trincheras bajo su nivel para hacer llegar la acometida eléctrica suministrada desde el exterior de la planta al equipó de medición de consumo de energía y de allí a los transformadores que se encargan de reducir la tensión requerida para el funcionamiento de los equipos; antes

de llegar a los transformadores, se canaliza la energía a través de zapatas especiales ubicadas dentro de gabinetes metálicos blindados en los cuales se encuentran las celdas cortacircuitos, los apartarrayos y las celdas de acoplamiento. Es común ubicar la subestación anexa al cuarto de control de motores a una distancia que no presente riesgos de accidente a los operadores.



SUBESTACION AUTOSOPORTADA 750 KVA SERVICIO INTEMPERIE 23/0.44- 0.254 kv 3F 60 c.p.s.

SUBESTACIÓN ELÉCTRICA

Fig. 3.4 Subestación eléctrica

III.2.4 CUARTO DE EQUIPO DE EMERGENCIA (COMBUSTIÓN INTERNA)

Por la importancia del desalajo del agua, se requiere que las plantas de bombeo cuenten con un equipo auxiliar de emergencia para poder realizar el bombeo en el caso de que el suministro de energía eléctrica sea suspendido momentáneamente o temporalmente. Si bien una forma utilizada es colocando un equipo de bombeo alterno que funcione con un motor de combustión interna colocado de igual forma sobre el carcamo de bombeo, pero lo más práctico y común es instalar una planta diesel para generar la energía eléctrica requerida en los equipos de bombeo eléctricos instalados para funcionar permanentemente.

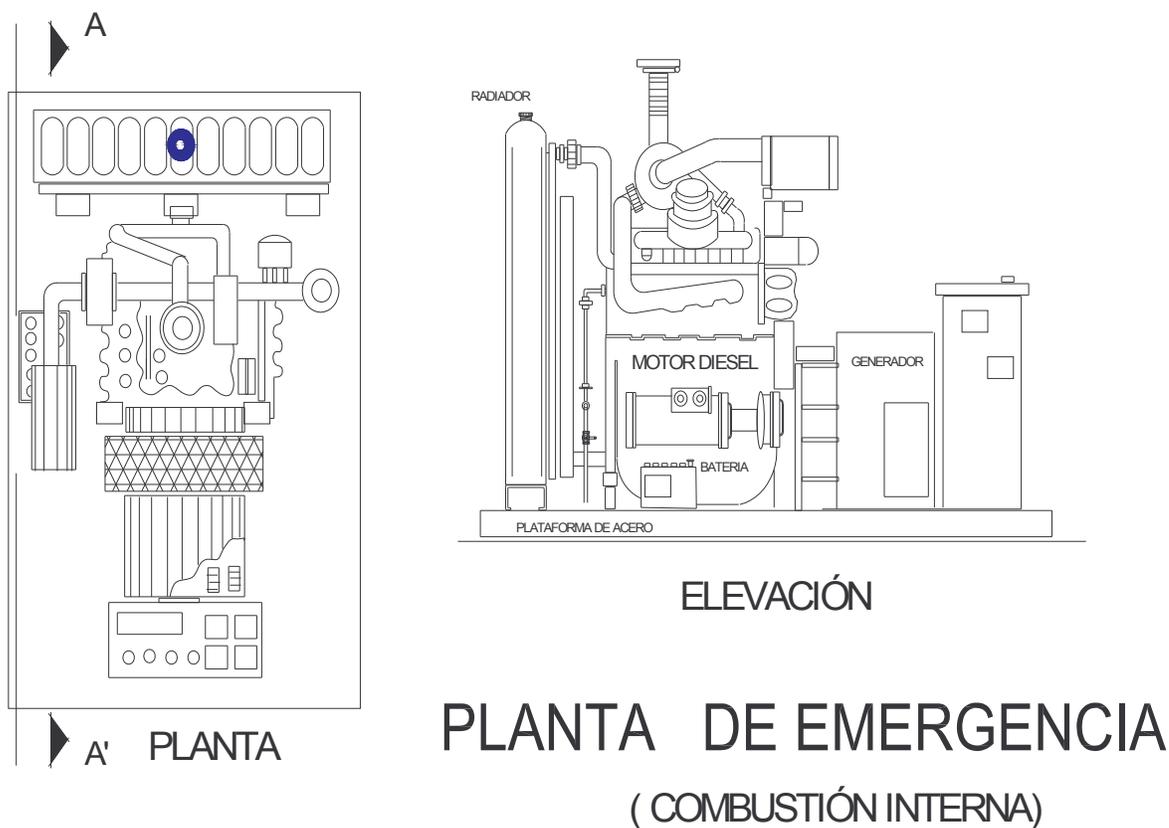


Fig. 3.6 Equipo de emergencia (combustión interna)

III.2.5 TANQUES DIESEL

Son los depósitos de almacenamiento del combustible diesel requerido para la operación de los motores de la planta generadora de energía eléctrica o de ser el caso para el funcionamiento de una bomba acoplada a un motor de combustión interna. Estos tanques generalmente son metálicos colocados sobre una plataforma ya sea de concreto armado o de estructura metálica, la cual los sobreeleva con la finalidad de que por gravedad suministren el diesel a través de tuberías de cobre, acero, fo. fo. ó fo. go., hacia el equipo donde se requiere. Pueden localizarse a la intemperie o protegidos por medio de alguna techumbre, ubicados a una distancia considerable de los motores para evitar la exposición a chispas o flamas.

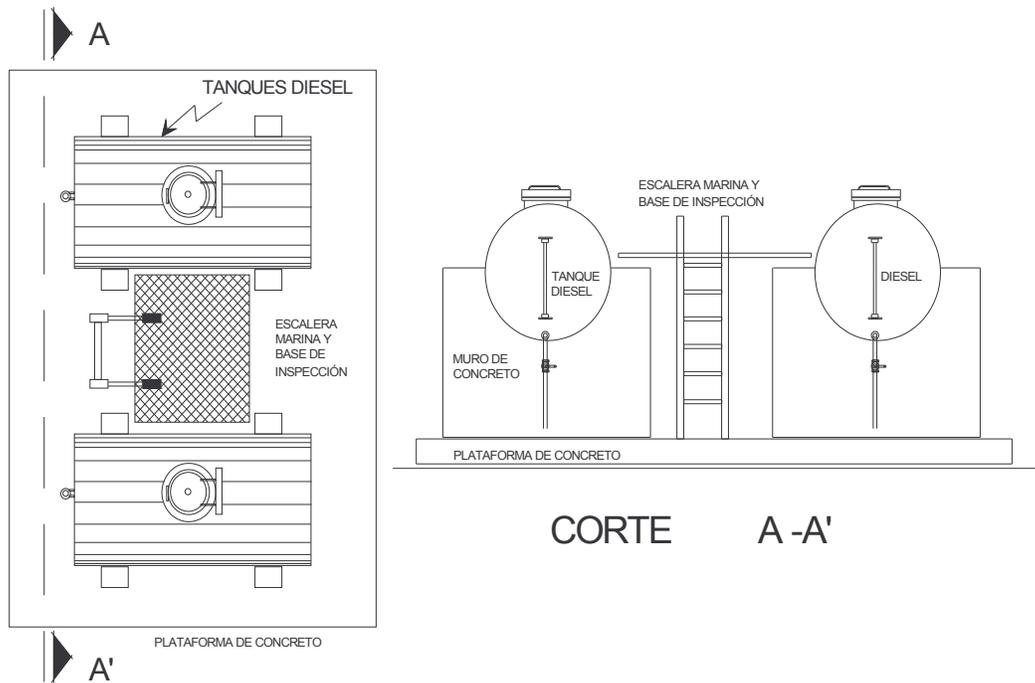


Fig. 3.7 Tanques diesel para equipos de emergencia

III.2.6 ESTRUCTURA DE ALIMENTACIÓN, ALMACENAMIENTO Y LIMPIEZA

De la red de alcantarillado, por medio de un emisor general se conduce el caudal recolectado hacia la primera estructura denominada cárcamo de almacenamiento y limpieza, construida regularmente de concreto armado con una sección cilíndrica de 4 a 6 metros de diámetro (que podría ser también rectangular), y una profundidad de aproximadamente 10 metros bajo el nivel del terreno natural o bajo el nivel de descarga del emisor, Esta estructura funciona como un depósito receptor del caudal, previo a su desalojo final, en la que no se coloca equipo alguno sino solamente rejillas metálicas cuya función principal es realizar una retención y extracción de materiales diversos que pueden ocasionar taponamientos parciales o totales y por consiguiente daños al equipo de bombeo colocados en la estructura de succión (cárcamo de bombeo).

Esta estructura se localiza junto al cárcamo de bombeo, con una mínima distancia entre ellos, interconectados por un tramo de emisor que permite el paso del caudal de uno hacia el otro, cabe mencionar que las dimensiones de esta estructura con respecto a la de bombeo, son menores, y en algunos casos específicos de plantas, pueden existir dos o más de estas estructuras alimentando a un solo cárcamo de bombeo.

III.2.7 ESTRUCTURA DE SUCCIÓN Y DESCARGA (CÁRCAMO DE BOMBEO)

Es la estructura en la que se lleva a cabo la principal función de la planta de bombeo, ya que en esta se realiza la succión del agua residual mediante bombas para ser desalojadas finalmente a su destino fijado de antemano. Son construidas generalmente de concreto armado y de sección circular, de 6 a 8 metros de diámetro, aunque también pueden ser de sección rectangular, de dimensiones y profundidad mayores al cárcamo de alimentación, sobre la losa tapa de esta se colocan los diversos equipos de bombeo anclados a la misma y se realiza la conexión del tren de descarga para el desalojo del agua bombeada, dentro de esta se colocan la columna de succión de las bombas que toman el agua de la profundidad del cárcamo, su ubicación debe ser en la zona que limita a la planta de bombeo, y con la longitud mínima hacia el sitio de vertido de la descarga del tren.

La construcción de este tipo de estructura es de diversas formas, siendo el enfoque del presente trabajo el procedimiento constructivo conocido como “ **POZO INDIO**”, del cual más adelante se describirá detalladamente su proceso y la problemática más común que suele presentarse durante su construcción.

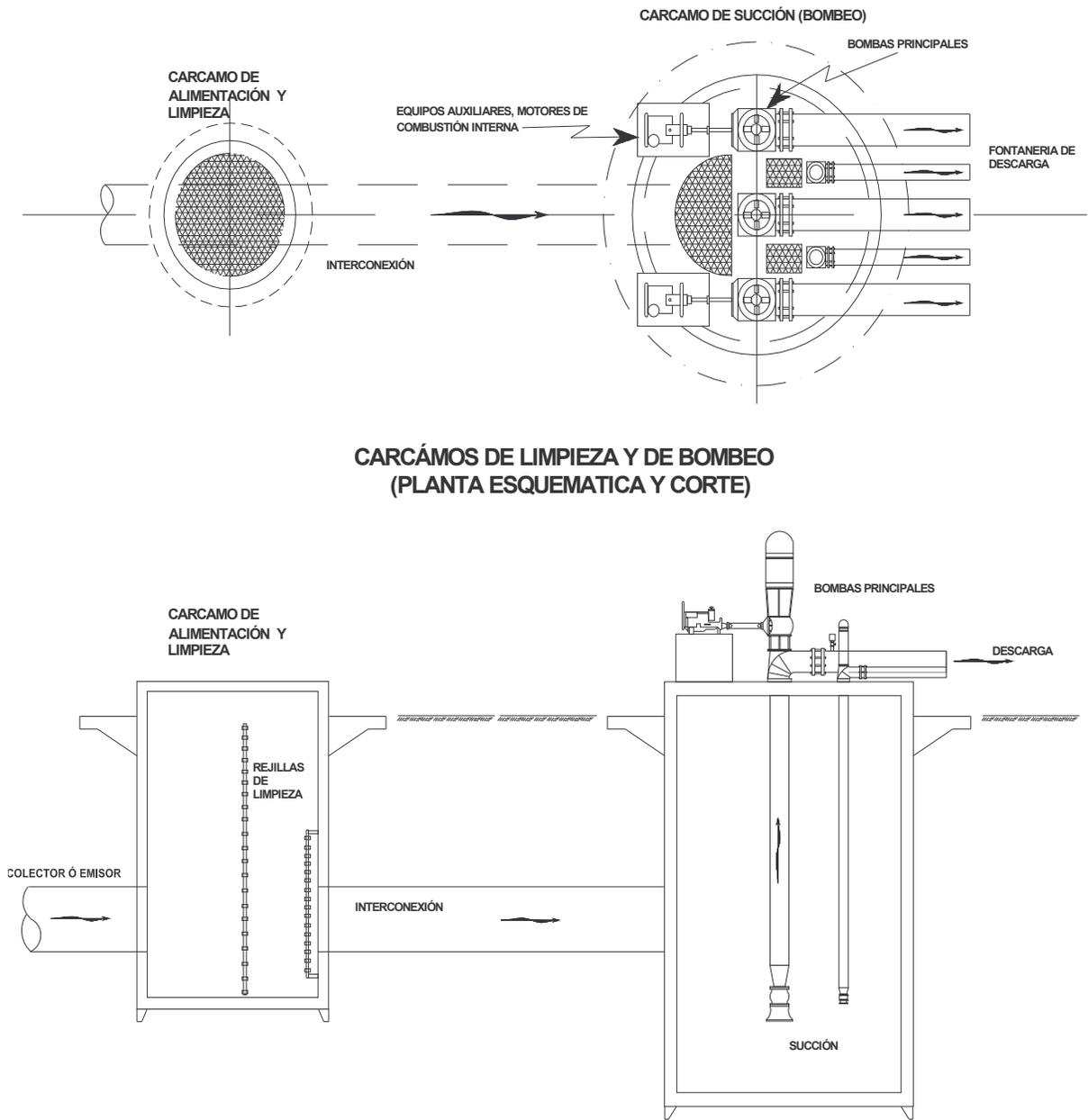


Fig. 3.8 Corte esquemático de cárcamos de limpieza y de bombeo

III.2.8 EQUIPOS ELECTROMECA'NICOS Y TREN DE DESCARGA

Como complemento del cárcamo de bombeo se tienen los equipos de bombeo y las columnas de succión que suelen ser muy similares con algunas características de capacidad diferentes; las rejillas de ventilación en la losa tapa construidas a base de rejilla de acero tipo "Irving"; El tren de descarga mediante el cual se conduce el agua elevada por las bombas al sitio de vertido, éste por lo general se construye a base de tubería de acero en los diámetros requeridos.

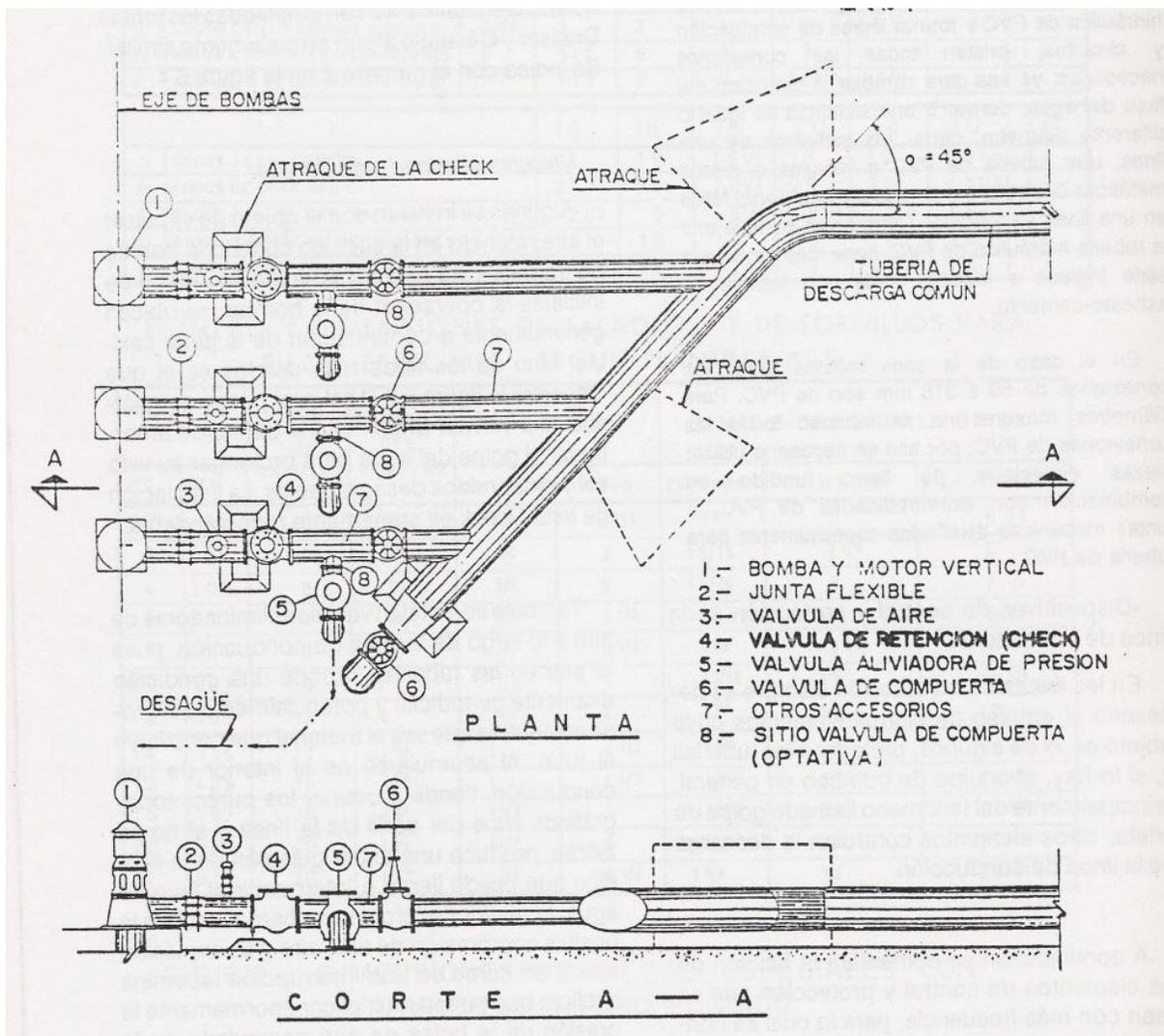


Fig. 3. 9 Equipos de bombeo y tren de descarga de la planta de bombeo.

III.2.9 ESTRUCTURAS OCASIONALES ADICIONALES

Es importante señalar que en algunos casos cuando las condiciones económicas lo permiten, la planta de bombeo en vez de desalojar a un afluente, desaloja a una planta de tratamiento de aguas residuales para dar el tratamiento requerido para su reutilización.

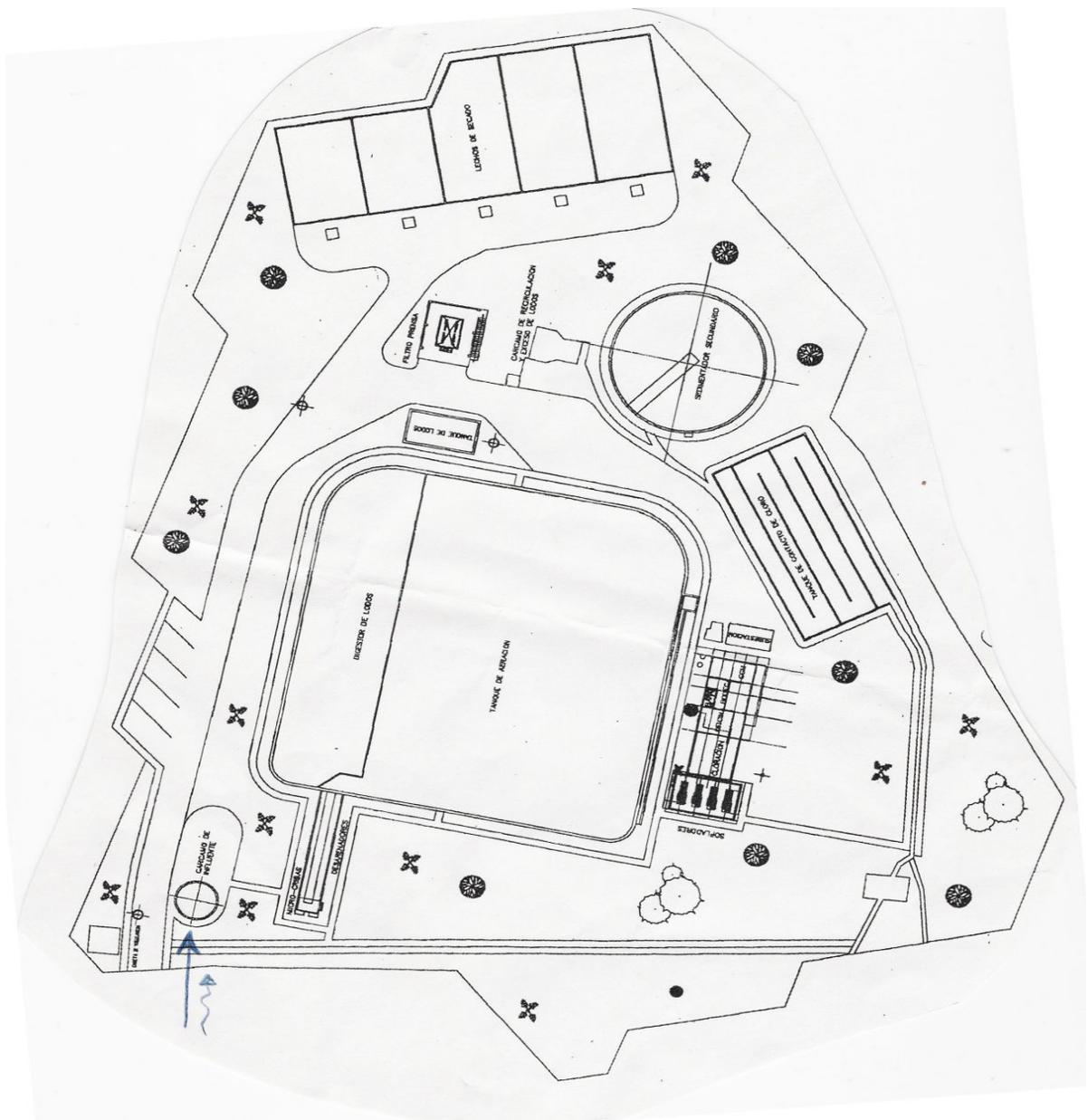


Fig. 3. 10 Planta de tratamiento al final de un sistema de alcantarillado.

CAPITULO IV

ESTUDIOS BÁSICOS PARA PROYECTAR UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Es importante mencionar dentro de este trabajo, el tipo de información necesaria para poder proyectar eficientemente un sistema de alcantarillado, lo cual es indispensable conocer, ya que de esta forma se reflejará en un acertado y eficiente diseño del proceso constructivo, operación y mantenimiento de la planta de bombeo.

Para cada especialista de las diferentes ramas de la Ingeniería Civil, es de mayor importancia su área de estudio con relación a las otras áreas al momento de involucrarse al proyecto de un sistema de alcantarillado. La identificación de necesidades, el análisis de la problemática y la postulación de propuestas para definir el tipo de sistema a proyectar, involucra diferentes estudios de diversas ramas de la Ingeniería Civil, las cuales se enfocan en realizar los siguientes tipos de estudios básicos, realizados en el orden presentado ó en otra secuela, destacando, para efectos de este trabajo en cuestión los concernientes a la mecánica de suelos, los que se aplican directamente al análisis presentado.

IV.1 DATOS Y ESTUDIOS SOCIOECONÓMICOS

Estos nos darán indicios acerca de los tipos de usuarios del sistema, al investigar y conocer su forma de vida, ingresos económicos, tipo de vivienda, numero de ocupantes por vivienda, costumbres, etc., así como todos los aspectos socioeconómicos que indiquen los parámetros para determinar la cantidad de agua a utilizar y por consiguiente a desechar al sistema de alcantarillado. Para tal fin es necesario que el investigador se auxilie obteniendo los datos arrojados por el ultimo censo oficial realizado en la zona, así como tener en cuenta los indicadores económicos que mediante los procedimientos conocidos permitan estimar la población de proyecto a futuro. Se deben investigar además las características de la tenencia de los predios, si son de propiedad ejidal, comunal, privada, publica, industrial ó federal, para en determinado momento tener en cuenta que se requerirá programar lo inherente a la adquisición y legalización de los mismos, a fin de evitar conflictos de carácter legal de las zonas ó áreas necesarias para la realización de la obra proyectada.

Los datos obtenidos por estos estudios nos permitirán identificar plenamente el número y tipo de viviendas, y por consiguiente la cantidad de habitantes por servir, presentando un panorama de las perspectivas de crecimiento a futuro, población para la cual se realizara el proyecto final.

Adicionalmente se deberá identificar la existencia de mano de obra especializada disponible en la zona ó en poblaciones cercanas, salarios y jornadas de trabajo correspondientes para la realización de la obra proyectada.

No se debe pasar por alto la probable existencia de conflictos de carácter sociopolítico entre la población ó de esta con las autoridades y dependencias, con respecto a la realización de obras de infraestructura hidráulica en la localidad para la cual se planea realizar el proyecto.

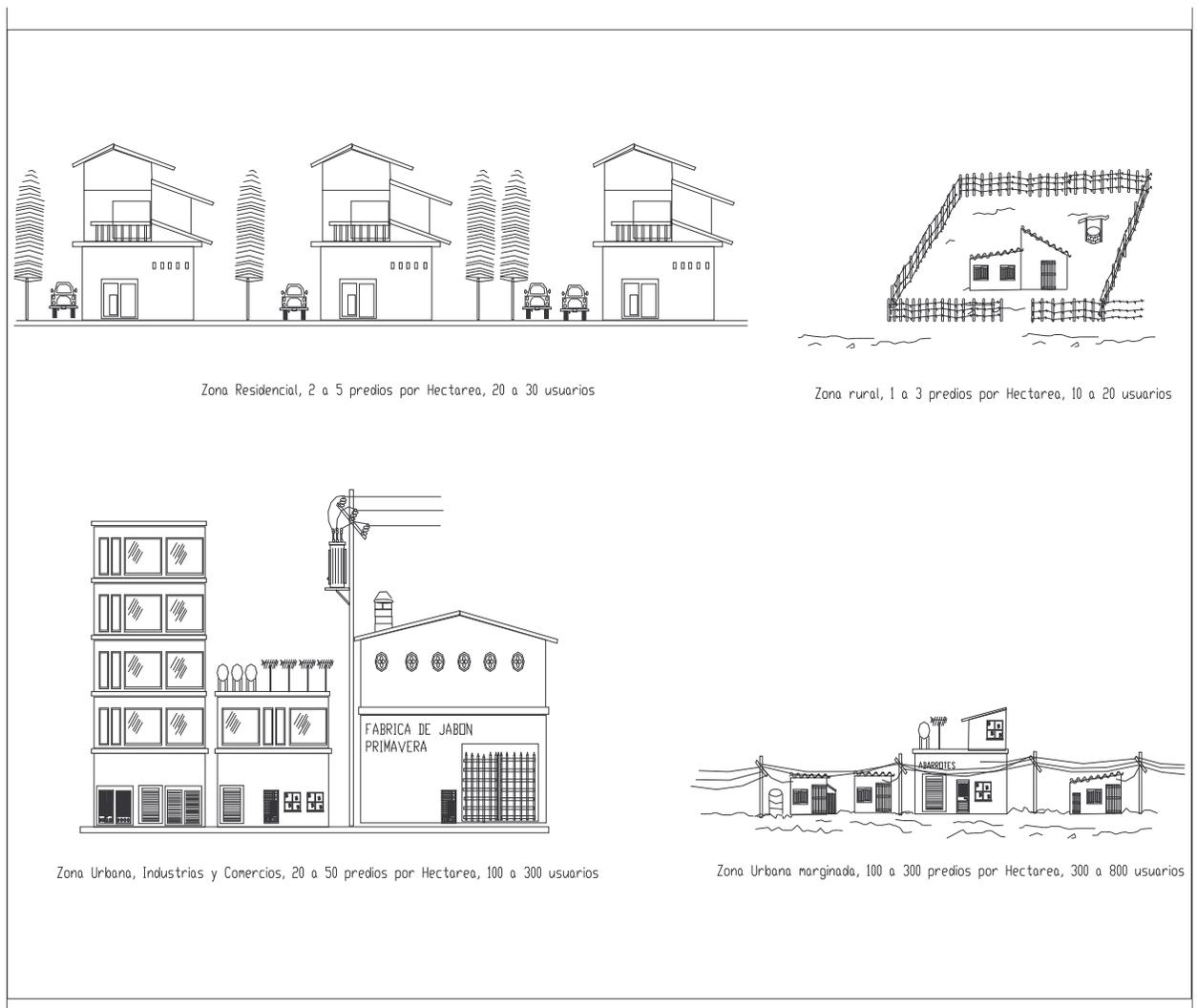


Fig. 4.1.- Ejemplos de diversos tipos de ambientes socioeconómicos de poblaciones que se pueden presentar para proyectar un sistema de alcantarillado

Por todo lo anterior, se considera indispensable llevar a cabo una minuciosa recopilación de datos así como un análisis complejo de la población para la cual se va a realizar el proyecto, con la finalidad de que al realizarse la obra y entrar en operación, su funcionamiento garantice el bienestar para el que fue planeado.

IV.2 ESTUDIOS AMBIENTALES

Debido a los altos índices de contaminación que prevalecen en el aire, el suelo, el agua; hoy en día existen una serie de normas y disposiciones ecológicas que limitan la alteración o degradación del medio ambiente, a fin de no poner en peligro los ecosistemas y nuestra existencia en el planeta. Motivo que obliga a la Ingeniería Civil a estudiar y analizar las condiciones ambientales del sitio para el que se desea el proyecto y la ejecución del sistema de alcantarillado, visualizando a futuro la magnitud y repercusiones del impacto ambiental ocasionado por el proyecto, realizándolo de tal forma que este impacto sea mínimo y repercuta lo menos posible en el hábitat natural y su entorno.

Para tal fin es necesario recopilar información de cómo se conforma el ecosistema existente, la flora y la fauna propia del mismo, así como establecer si existe algún grado de contaminación en el entorno y a que se debe, analizando si el proyecto repercute en aumento o su disminución.

Es por esto que en nuestra posición de proyectistas y constructores debemos ser conscientes de que el agua a desalojar tendrá un cierto grado de contaminación, por lo que debemos seleccionar adecuadamente el lugar mas apropiado para tales descargas finales, implementando al proyecto un proceso de tratamiento de aguas residuales apropiado al grado de contaminación, todo esto con la finalidad de que a corto, mediano y largo plazo, la descarga del sistema de alcantarillado no represente por un lado riesgos de insalubridad para los habitantes cercanos, y por el otro que no sea nocivo para la flora y la fauna del medio ambiente donde se ubicara tal descarga.

Por ultimo, como conclusión de estos estudios se debe emitir un dictamen de Impacto Ambiental, el cual será presentado ante las autoridades o dependencias correspondientes a fin de evaluar y emitir su aprobación con respecto a la realización del proyecto del sistema de alcantarillado

IV.3 ESTUDIOS BIOCLIMATICOS (CLIMATOLOGICOS)

Las condiciones térmicas y de humedad relativa del ambiente juegan un papel importante sobre las condiciones que prevalecen sobre el organismo humano, observando que en ciertas épocas del año las pérdidas de agua del organismo a causa de la transpiración son altas, incrementando el consumo de agua, este mismo hecho repercute sobre la higiene de los habitantes que ocasiona que el consumo de agua se incremente, por lo tanto las condiciones bioclimáticas variantes en el transcurso del año, nos dan márgenes de diseño para estimar la dotación de agua existente por habitante al día, lo que nos reflejaría posteriormente la aportación de estos al sistema que se va a proyectar, que sumada en su totalidad nos da el volumen de agua a desalojar por medio de la planta de bombeo.

La recopilación del mayor número de datos posibles, basados en estadísticas de registros de años anteriores, entre ellos temperatura máxima y periodos de duración, humedad ambiental máxima, precipitaciones pluviales, etc., y todos aquellos registros que sean de utilidad para predecir el comportamiento bioclimático de la localidad a fin de determinar parámetros de diseño del sistema.

Cabe mencionar que en algunos casos estos estudios nos auxiliaran para el análisis de algunas características que se presentan en el suelo con respecto a las condiciones climáticas, y en este caso predecir la época del año más adecuada para la ejecución (construcción) del proyecto.

IV.4 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Para conocer a detalle el sitio del proyecto, es recomendable que los datos sean obtenidos directamente de levantamientos recientes realizados en la zona de ser posible ó en su defecto, de existir, mediante el análisis detallado de cartas topográficas elaboradas con anterioridad, siempre y cuando se corrobore que la mayor parte de los datos presentados en la misma son acordes a las condiciones actuales del terreno, para que el cálculo de volúmenes así como la elaboración de planos correspondientes finales sean lo más apegado a la realidad y no se presenten problemas posteriores con elevaciones, cadenamientos, etc., al momento de ejecutar la obra proyectada.

Estos estudios auxiliaran a los ingenieros hidráulicos a determinar en conjunto con sus estudios hidráulicos e hidrológicos (así como también los otros mencionados), la demarcación de la cuenca hidráulica y a partir de está iniciar sus cálculos y por consiguiente la realización del proyecto del sistema.

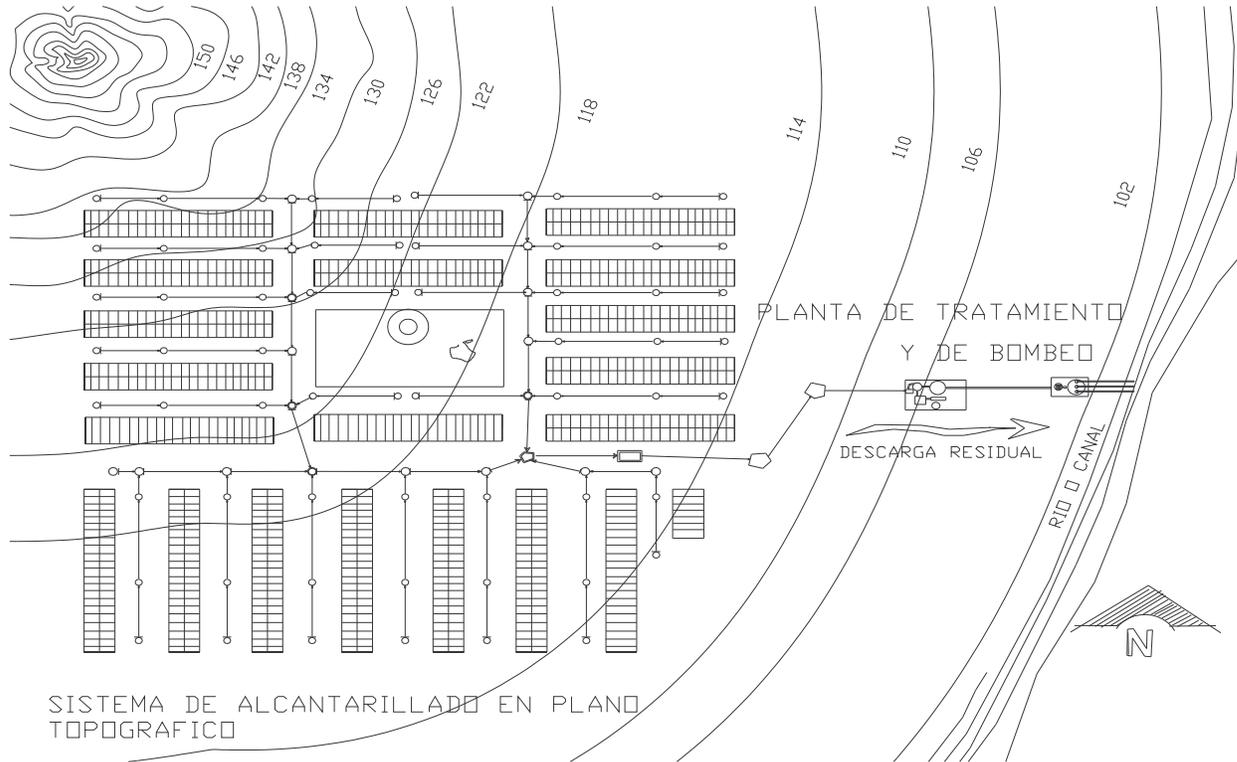


Fig. 4.2 - En el plano topográfico, se deberá de incluir la totalidad del área para la que se desea proyectar el sistema, y de ser posible abarcar toda la zona de la cuenca hidrológica correspondiente.

IV.5 ESTUDIOS FÍSICOS (GEOLÓGICOS Y DE MECÁNICA DE SUELOS)

El conocimiento completo de la estructura geológica de un área permite realizar una identificación previa aproximada del tipo de terreno a partir de una inspección superficial, que junto con una clasificación mineralógica de las capas más superficiales, permiten cuando menos, identificar en algunos casos la estructura del suelo. Sin embargo, esto no es suficiente para conocer a fondo sus características totales así como su comportamiento, a menos que las condiciones sean estrictamente idénticas a otro suelo ya analizado con anterioridad.

Es recomendable inspeccionar completamente el sitio donde se ubicara el sistema para complementar los datos que se hayan obtenido mediante mapas y levantamientos geológicos anteriores, incluso auxiliándose de la inspección aérea, para permitir realizar una evaluación de los suelos en forma rápida mediante patrones normalizados que se correlacionan con las fotografías estereoscópicas obtenidas, analizando el color, textura, características del drenaje y cubierta vegetal que poseen los suelos.

Se realizará la interpretación de los materiales que posiblemente conformen la superficie del terreno y el subsuelo en un espesor de aproximadamente 20 metros, para en determinado momento predecir la conformación de capas adyacentes a la superficie, antes de conocer la estratigrafía real presentada por los resultados que arrojen los estudios definitivos de mecánica de suelos (de los cuales se amplia el tema en el capítulo VII) para poder ubicar el sitio mas adecuado para el tipo y emplazamiento de la planta donde se ubicaran los cárcamos de bombeo.

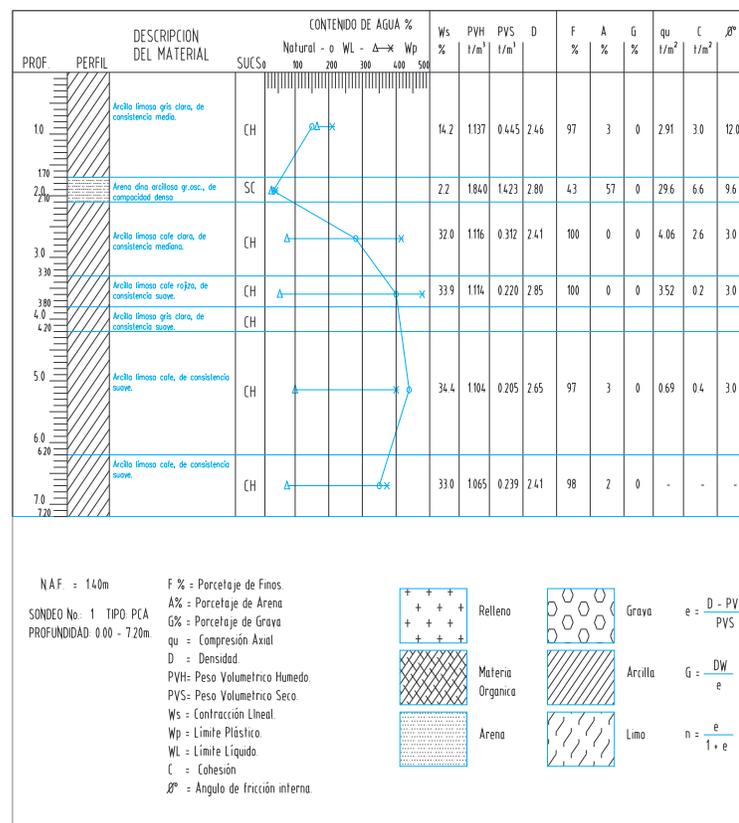


Fig.4.3 .- En el perfil estratigráfico obtenido mediante los estudios geológicos y reafirmados por los de mecánica de suelos, se deberá de reconocer cada una de los espesores y características físicas de cada uno de los estratos que conforman el suelo donde se proyectar el sistema y en particular la planta de bombeo.

IV. 6 ESTUDIOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS

HIDROLOGICOS.- Mediante el estudio de la cuenca hidrológica, asociados a los estudios topográficos, analizando su forma, sus elevaciones, su pendiente, su régimen y demás características, se obtendrá una visualización generalizada del sentido del escurrimiento natural característico de la zona, que servirá de base para que los estudios hidráulicos puedan llevarse a cabo, sobre todo si el sistema de alcantarillado por proyectar es del tipo combinado, ya que será determinante el cálculo del volumen de la aportación pluvial máxima por presentarse, que sumado al volumen de la aportación sanitaria, dan la pauta a los ingenieros hidráulicos para la elección de los diámetros de tubería requeridos para su captación, conducción y desalojo.

Adicionalmente los resultados obtenidos de este estudio permitirán visualizar los posibles sitios de vertido del sistema, sobre todo el lugar mas apropiado para la ubicación de la planta de bombeo, desde el punto de vista hidrológico.

HIDRAULICOS.-Basándose en los resultados obtenidos en los anteriores estudios, tipo de población, forma de vida, clima predominante, topografía del terreno, geología del terreno, características del suelo, comportamiento hidráulico de la cuenca hidrológica, es posible poder determinar el volumen de agua residual y en su caso pluvial que se aportará al sistema de alcantarillado, estos resultados regirán por completo los parámetros para determinar las características y dimensiones de los ductos (atargeas, subcolectores, colectores y emisores) que se encargaran de transportar el volumen obtenido hacia la planta de bombeo para su descarga al lugar seleccionado para tal fin, en el caso de ser un sistema combinado, los resultados del estudio hidrológico de la zona tendrá mayor relevancia al momento de diseñar el sistema.

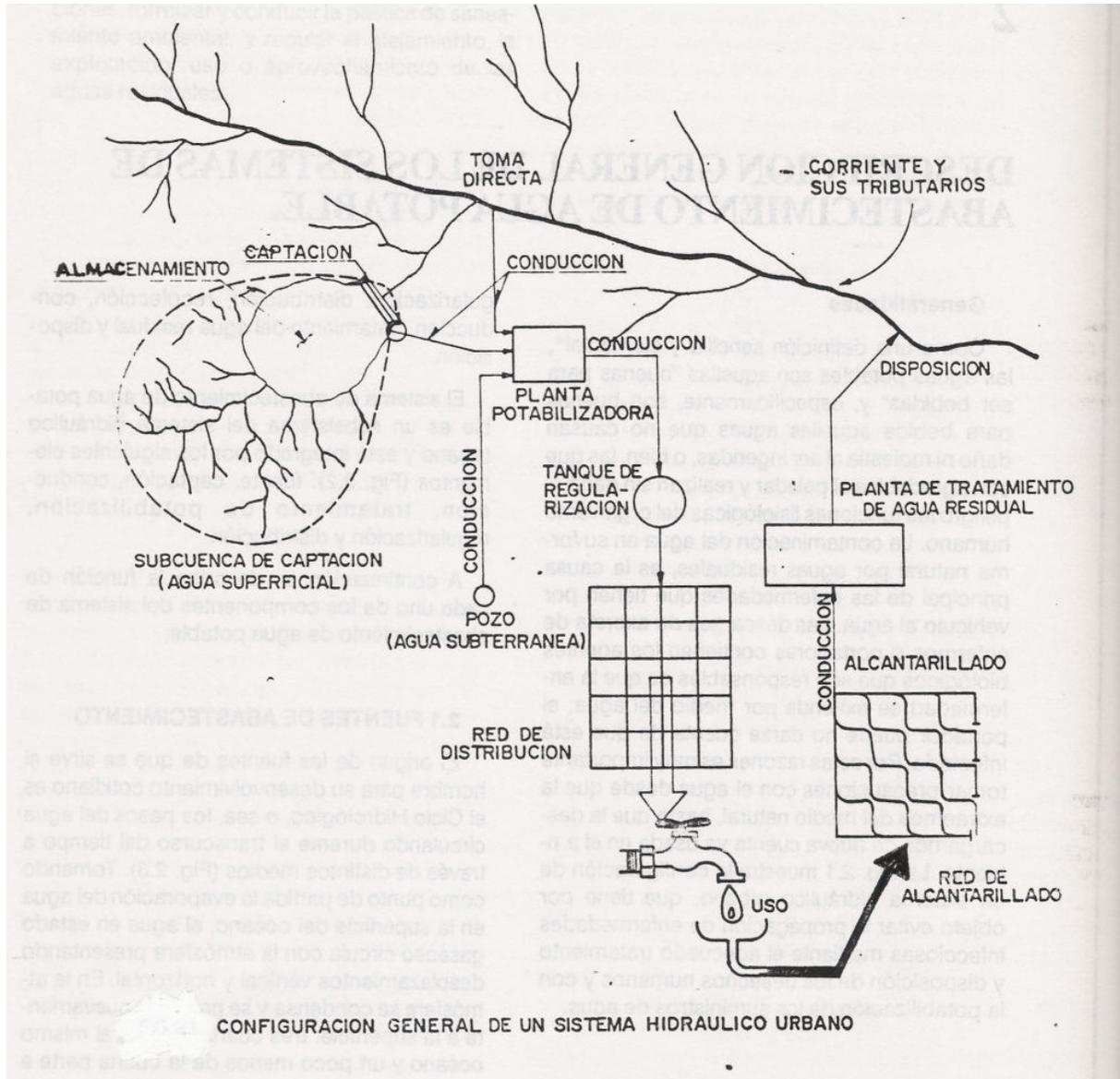


Fig. 4.4 La oportuna determinación de la cuenca hidrológica así como su análisis correspondiente, es relevante para decidir algunas características relevantes del sistema por proyectar.

CAPÍTULO V

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE HINCADO MEDIANTE EL PROCESO “POZO INDIO” ANTECEDENTES HISTÓRICOS

V.1.1 GENERALIDADES

Este método constructivo de hincado, es desconocido para algunos estudiantes de ingeniería civil, e incluso algunos Ingenieros en el ejercicio de la construcción pocas han sido las ocasiones que han oído hablar del método pero a ciencia cierta desconocen a detalle en que consiste, desconocimiento que se debe más que nada a la poca o nula existencia de bibliografía al respecto sobre el tema.

V.1.2 DEFINICIÓN

En la bibliografía consultada no se encontró alguna definición de “Pozo Indio”, pero desde un punto de vista practico, para dar pauta a la creación de una definición, con el apoyo de la poca información recabada, así como basándose en que se conocen un poco más a detalle las características del proceso constructivo, se da la siguiente propuesta de definición:

“Es el procedimiento constructivo ejecutado para cimentar estructuras diversas, que consiste básicamente en que la estructura se construya por etapas, interactuando éstas con la extracción controlada del material sustituido, descendiendo por peso propio, hasta su nivel final de desplante”

V.2 INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA DE LOS ANTECEDENTES HISTORICOS

Durante un recorrido en las diferentes bibliotecas, donde comúnmente se encuentran antecedentes, tratados y textos en general acerca de los tipos de cimentaciones y sus procesos constructivos, son muy escasas las fuentes que citan este procedimiento, y más aun que lo describan a detalle, motivo por el que se expone en el presente capítulo la información recabada al respecto.

Se desconoce la antigüedad del vocablo, pero lo más probable es que sus raíces se trasladen hasta la época prehispánica o colonial, debido principalmente a la designación de “Indio”, parámetro que nos permite suponer que pudo haberse dado de las observaciones hechas por los colonizadores del nuevo mundo, referidas a algún tipo de trabajo realizado por los nativos del continente, que quizás no fueron tal vez al procedimiento

descrito actualmente, pero que tenía algo en común con el mismo, desconociendo la finalidad para la que se empleaba.

Una crónica donde se plantea la precariedad en el delicado equilibrio entre las necesidades de la población por contar con nuevas fuentes de agua potable y su disponibilidad en el planeta, citando casos de conflictos internacionales por acceder a este recurso natural cada vez más escaso, vaticinando futuros conflictos como el sucedido en la guerra de Chaco (entre Bolivia y Paraguay) el cual fue en realidad un conflicto suscitado por el agua y no por el petróleo como se pensaba comúnmente. La crónica se remonta a los años 1924-1928, nos dice que en cuando el Ejército Boliviano se fundó el fortín de Boquerón, por el hecho de existir una laguna, no muy grande, pero suficiente para permanecer en la zona a la pequeña guarnición, pero después de un tiempo esta se secó, lo que casi los obligó a abandonar el fortín, pero descubrieron a tiempo en una zona cercana poco explorada un palo clavado en el suelo, el cual resultó ser parte de un **Pozo Indio** abandonado en tiempos inmemorables, que una vez cavado a una profundidad de 8 metros abasteció de agua a los paraguayos y luego a los bolivianos cuando retomaron el fortín en el año 1932. En este conflicto el vencedor fue el que mejor administró su agua, donde 10,000 bolivianos murieron dramáticamente por la sed. La estrategia siempre fue ir en pos del agua; esta crónica nos reafirma que efectivamente los "Pozos Indios" tienen su origen en tiempos inmemorables que tal vez nunca se pueda saber con exactitud.

Otra de las pocas referencias halladas para introducir en este trabajo, resalta el método de hincado "Pozo Indio" paralelamente en importancia con el concreto hidráulico, haciendo hincapié que el principal material de construcción de puentes y cimentaciones durante el siglo XX fue el concreto hidráulico, clave para que la red de caminos y puentes volvieran a intercomunicar el país al término de la revolución.

Las propiedades y los costos que ofreció el concreto reforzado, permitieron que poco a poco los puentes de hierro de las carreteras y ferrocarriles se sustituyeran por estructuras de concreto reforzado, más resistentes al intemperismo y fáciles de fabricar, incluso en sitio. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes fue pionera en la instalación de laboratorios para el control de calidad de los materiales y para la implantación de normas de construcción, lo que incide favorablemente en el desempeño de las cimentaciones. Es importante señalar que el uso del cemento en la construcción de puentes es común desde el año de 1940 y que a finales de esta década fue cuando se introdujo el concreto preesforzado.

La realización de estudios geotécnicos previos para el proyecto de puentes en México se inició en el Departamento de Investigación Técnicas y Laboratorios de la SCOP, a mediados de la década de los 40, y se aplicaron para convertir en puentes definitivos los provisionales del Ferrocarril del Sureste. Por esta época comenzó a difundirse el uso de cilindros de cimentación hincados por el método de “**Pozo Indio**”, en lugares donde las condiciones hidráulicas del terreno dificultaban la tradicional excavación a cielo abierto. El puente Martínez de la Torre, en el estado de Veracruz fue uno de los primeros en donde se aplicó esta técnica.

Un documento encontrado perteneciente a la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) menciona en su apartado de cimentaciones de puentes, a los cilindros o cajones de cimentación hincados mediante el proceso de “pozo indio”, tal descripción referida a estas estructuras se resume a continuación:

V.2.1 TIPOS DE CIMENTACIÓN Y SUS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS (SCT) CILINDROS Y CAJONES DE CIMENTACIÓN

Estas cimentaciones consisten en elementos de concreto reforzado, de sección transversal cilíndrica, rectangular, elipsoidal o similar (hueco al centro de la sección, figura 5.1) que se coloca verticalmente en el suelo de apoyo, utilizando técnicas apropiadas de excavación y retiro de rezaga. Básicamente, se trata de encontrar un estrato resistente bajo un depósito de suelo de propiedades mecánicas deficientes, con el fin de conseguir un apoyo satisfactorio a una profundidad práctica. Las profundidades económicas máximas que suelen alcanzarse son del orden de 65 m.

Inicialmente, es necesario identificar las partes que integran un cajón o cilindro de cimentación, las cuales son:

.-Cuchilla cortadora de acero estructural (localizada en la parte inferior, figura 5.1), es el elemento de ataque para cortar el material donde se va hincando. Antiguamente se fabricaban con una altura de 1.50 m y sección tronco-cónica para formar la transición entre la cuchilla propiamente dicha y la pared del cilindro o cajón; en la actualidad se han reducido a una pequeña sección de 20 a 30 cm. de altura y la transición se hace de concreto, formando parte de la pared (foto 5.1).

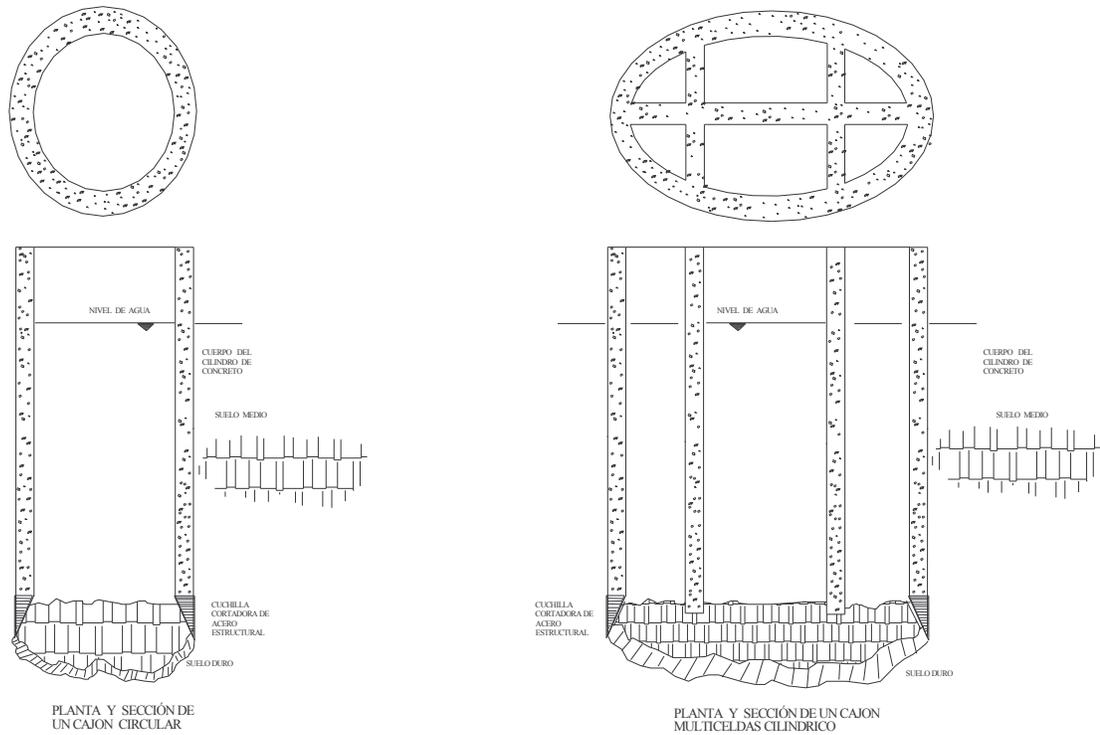


Fig. 5.1. Cilindros y cajones (cuchilla cortadora de acero estructural)

.-Pared de concreto reforzado (que constituye el cuerpo principal del elemento, fotos 5.2 y 5.3), su resistencia suele ser del orden de 250 kg/cm^2 y su espesor típicamente tiene entre 80 cm. y 1 m. Este espesor de las paredes del cilindro se dimensiona básicamente para lastre, facilitando así el hincado. El diámetro exterior de los cilindros varía entre 4.50 y 9 m para dar un área interior suficiente que permita el funcionamiento del equipo de excavación, mientras que las secciones de los cajones llegan a medir hasta 10 x 15 m habiéndose hincado -como máximo- a profundidades de 65 m. Una función de las paredes (además de ser el ademe necesario para el procedimiento de hincado) es transmitir las cargas al tapón inferior. Anteriormente se dejaban tubos ahogados en la pared, con objeto de chiflonear o barrenar desde el brocal, el material de excavación, pero se han suprimido por la baja eficiencia que se obtenía.

.-Tapón inferior (generalmente colado bajo agua), es construido a base de concreto simple con resistencia mínima de 200 kg/cm^2 . Debido a los, generalmente, grandes espesores utilizados (1.5 a 2 m) y al corto claro, éstos no requieren de acero de refuerzo. Al recibir el peso de la estructura, transmite las cargas al terreno y evita

la penetración del cilindro o cajón en él (figura 5.2). En la figura 5.3 se ilustra el procedimiento de colado del tapón inferior con bote de fondo móvil.

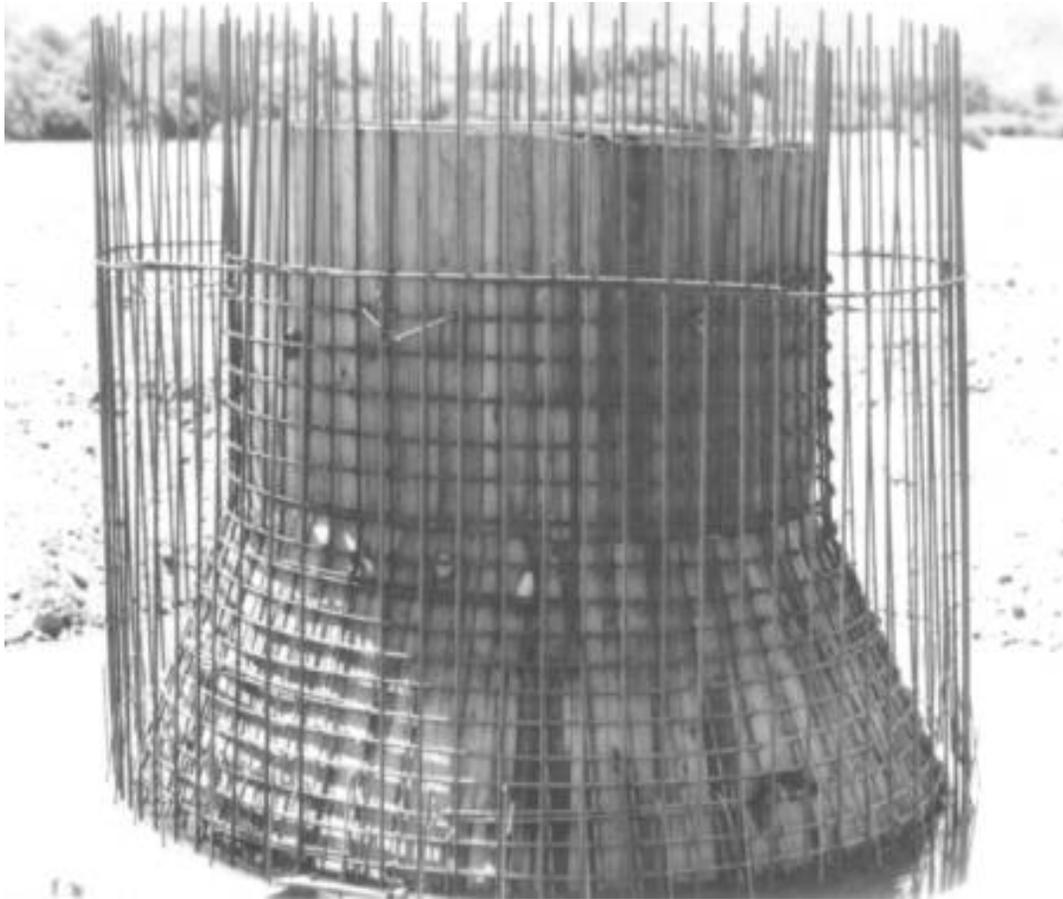


Foto 5.1 Cuchilla cortadora, cajón para el Puente San José

.-Relleno interior, en la mayoría de los casos, el cilindro se deja con agua hasta el nivel freático, y sólo en ocasiones excepcionales (cuando se requiere aumentar el peso o facilitar la construcción del tapón superior) se efectúa con algún material adecuado.

.-Tapón superior, comúnmente se elabora a base de concreto reforzado con resistencia de 250 kg/cm^2 y espesor variable de 1 a 3 m. Es el elemento que transmite a la pared, la carga de la estructura que sobre él se apoya (foto 5.4). Este tapón sella el cilindro o cajón en su parte superior, después del colado del tapón inferior y de haberse efectuado las inspecciones requeridas en el interior del elemento



Foto 5.2 Puente Naza-Tasajillo



Foto 5.3 Puente Espuelas II

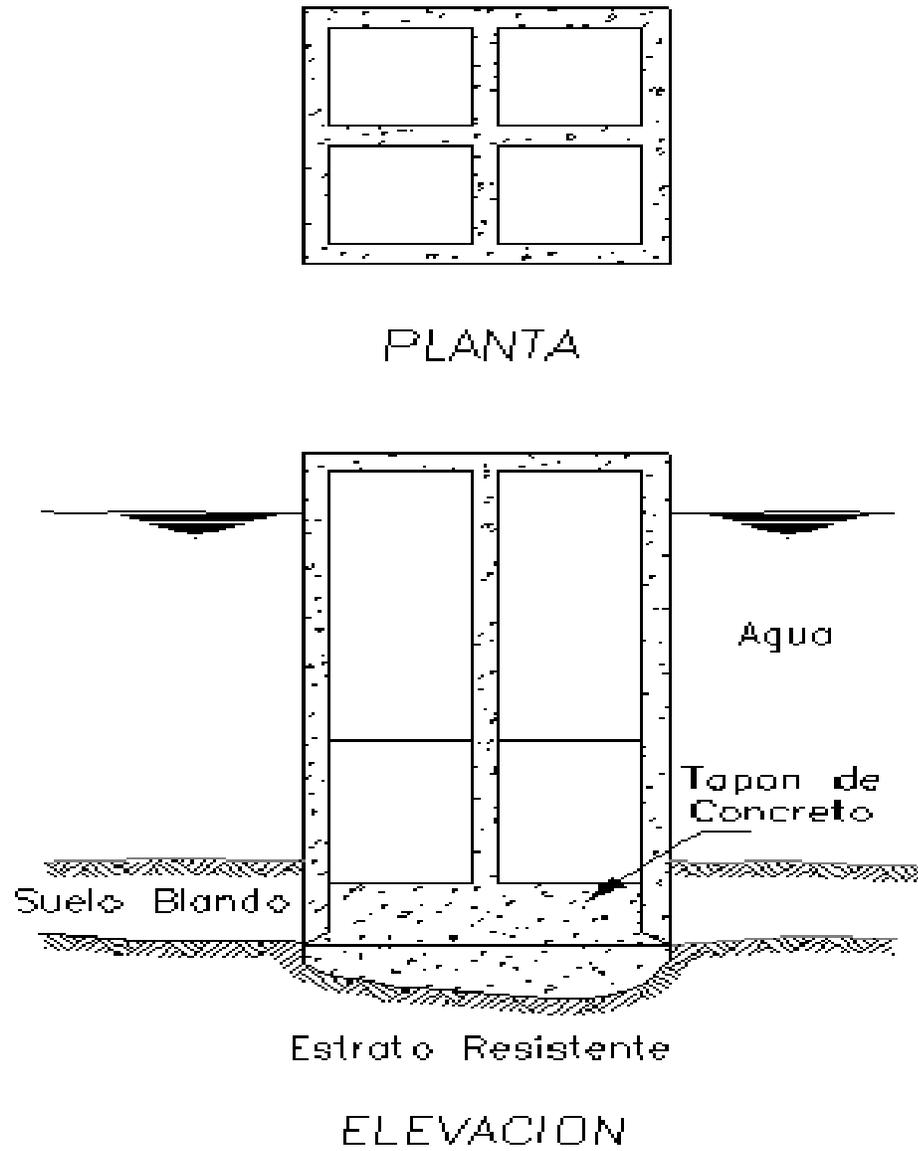


Fig. 5.2. Tapón inferior

El colado de concreto bajo agua, para construir el tapón final, debe ser objeto de especial cuidado para evitar contaminación del concreto o segregación de sus componentes.

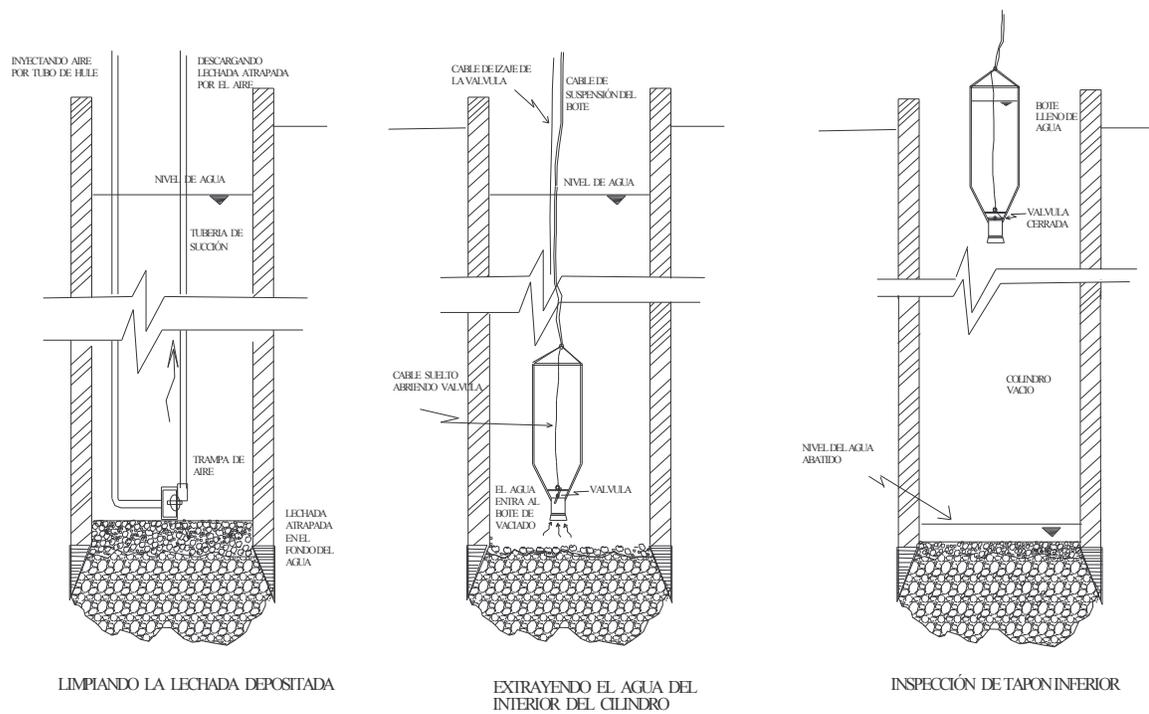
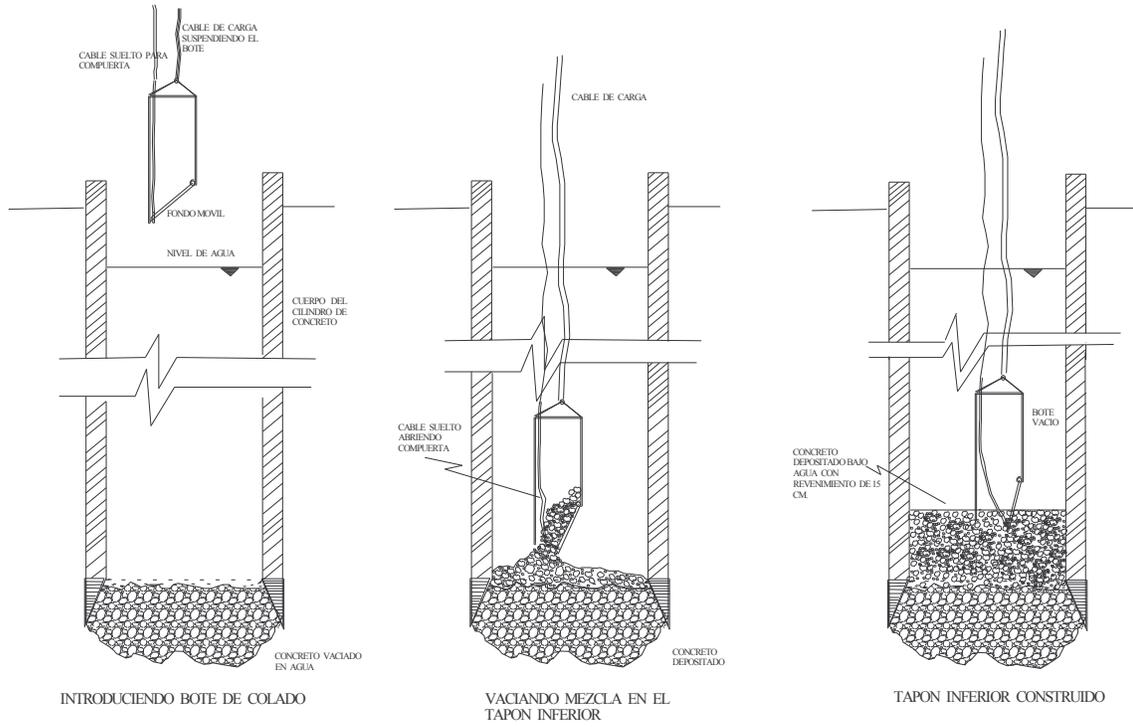


Fig. 2.5. Procedimiento de colado del tapón inferior bajo agua, con bote de fondo móvil



Foto 2.11 Puente Bascán

Los cilindros y cajones de cimentación se pueden clasificar, atendiendo a su funcionamiento geotécnico y a la forma de construirlos, en cilindros y cajones de fondo abierto y, cilindros y cajones neumáticos (actualmente en desuso, figura 5.4). A continuación se describen los métodos generales de construcción utilizados en México para proyectos de puentes sobre cauces de ríos.

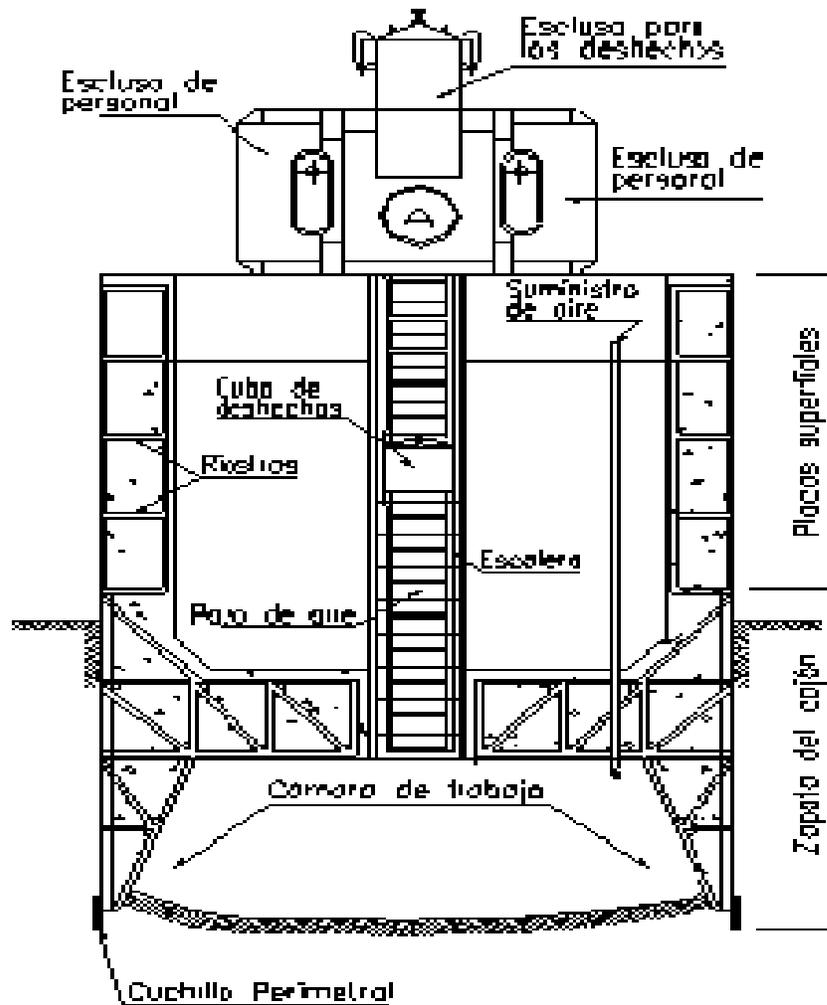


Figura 5.4. Esquema típico de un cajón neumático (utilizado a principios del siglo XX)

La secuencia general del hincado de los cilindros o cajones de cimentación por el método del “Pozo Indio” en cauces con pequeños tirantes de agua o bien secos, consiste inicialmente en construir, ya sea un terraplén o bien, una excavación en el lugar de ubicación del cilindro o cajón. Cuando se tiene agua se construye un terraplén para evitar la utilización de forros perdidos (cuyo costo es demasiado elevado), y se realiza excavación cuando el cauce está seco, con nivel freático a cierta profundidad (puesto que su costo es bastante más bajo que el del hincado), después se nivela una plataforma de trabajo sobre la que se arma la cuchilla y se colocan los moldes y el acero de refuerzo para el colado de la sección tronco-cónica; colada y fraguada esta sección, se descimbra al alcanzar el concreto una resistencia suficiente y se inicia el hincado (el cual se suspende al llegar el borde

superior o brocal, a una altura conveniente sobre el terreno que facilite la colocación de los moldes y el acero para el colado del siguiente tramo (fotos 5.1 a 5.7 y figura 5.5); en esta forma se continúa el ciclo hasta que la cuchilla llega al nivel de desplante necesario. Al terminar el hincado (y sólo en caso de ser necesario) se limpia el fondo y se cuela el tapón inferior con uso de tubo tremie, de manera similar a como se hace para pilotes. Cuando el concreto tiene la resistencia de proyecto se desagua el interior y se inspecciona para determinar el estado del tapón inferior y de la pared, procediéndose después al relleno del hueco y por último al colado del tapón superior.



Fotos 5.5 Cajón de cimentación Puente Ixtapa



Foto 5.6 Extracción de material del fondo del cajón para el Puente Ixtapa



Foto 5.7 Panorámica del proyecto de cimentación del Puente Ixtapa

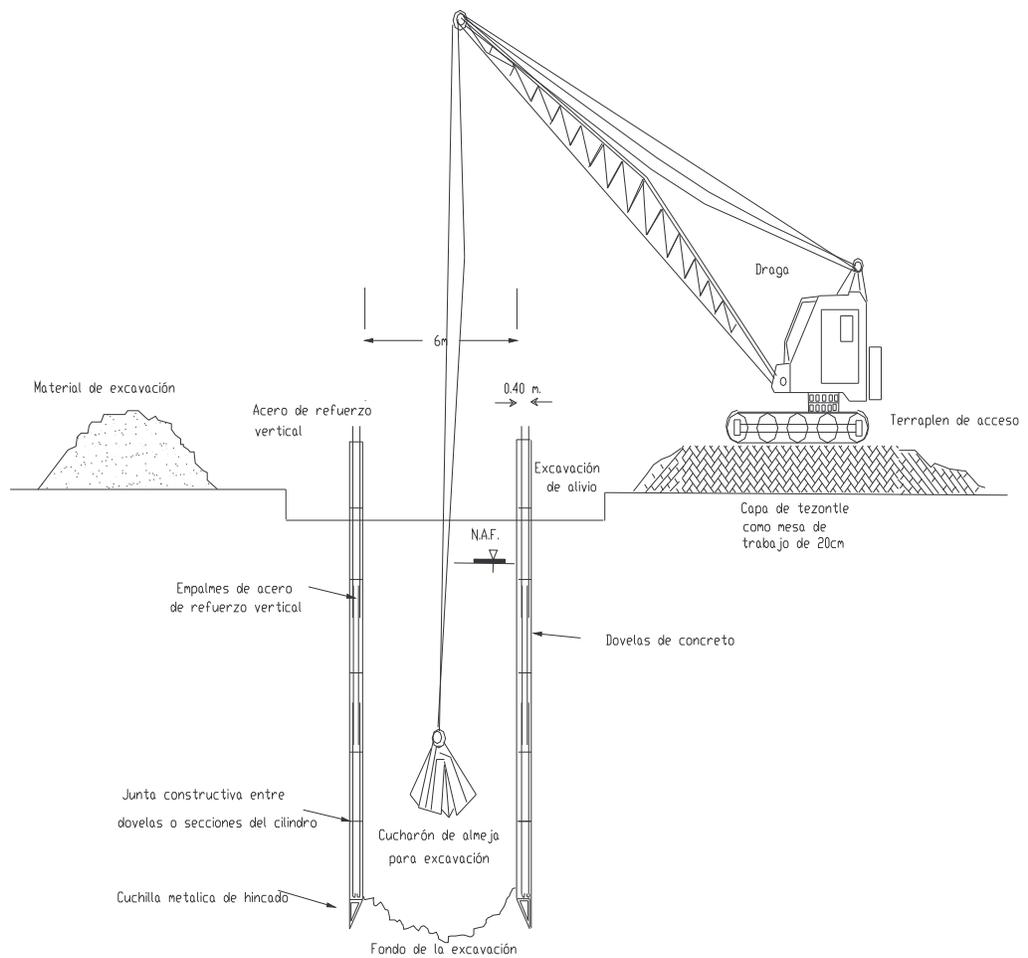


Fig. 5.5. Terraplén en el lugar de ubicación del cilindro o cajón (excavación con cucharón)

Procedimientos de excavación utilizados para el hincado de cilindros y de cajones (cauces pequeños y medianos).

.-Con labor manual: es una técnica primitiva, únicamente es factible cuando el nivel del agua dentro del hueco se puede controlar fácilmente, excavándose con herramienta manual y extrayendo el material desde la parte superior mediante un recipiente accionado por un malacate o draga. Debido a que es lento y peligroso, se utiliza poco en la actualidad.

.-Con eyector: consiste en inyectar aire a presión por un tubo de pequeño diámetro adosado a otro de diámetro mayor que se sumerge en el cauce hasta el fondo de la excavación, formando una corriente ascendente que arrastra el agua y el material así erosionado; su utilización está limitada a materiales no cohesivos como arenas y gravas de tamaño pequeño.

.-Con cucharones de concha de almeja o gajos accionados por malacates o dragas: es el procedimiento más usual en México y consiste en dejar caer el cucharón abierto para que se encaje en el material, cerrarlo e izarlo para extraerlo (figura 5.5 y foto 5.8). Puede utilizarse en condiciones de cauce seco y con tirantes de agua.



Foto 5.8 Puente Espuelas I

.-Con arietes: cuando el suelo tiene una dureza tal que no permite un trabajo eficiente con el cucharón, entonces se utilizan arietes rectos o arietes inclinados; estos están constituidos por elementos metálicos pesados, con punta en el extremo golpeante para romper o aflojar el material. El ariete recto sólo permite atacar el material

que se encuentra en el área limitada por el perímetro interior, mientras que el ariete inclinado se utiliza para atacar el material que se encuentra bajo la sección tronco-cónica.

Con bombas hidráulicas: en algunos casos la extracción por bombeo del agua en el interior del elemento favorece el hincado, ya que el retiro del agua facilita que a su vez el agua exterior al elemento fluya entre la pared y el material circundante, provocándose así, además de fuerzas de flujo descendentes que “lastran” al elemento, una lubricación que disminuye la fricción que se opone al hincado; para que esta medida funcione, se requiere que la cuchilla no esté apoyada en el material del fondo, es decir, debe existir caja bajo la misma, para que el cilindro o cajón pueda deslizarse (Figura 5.6).

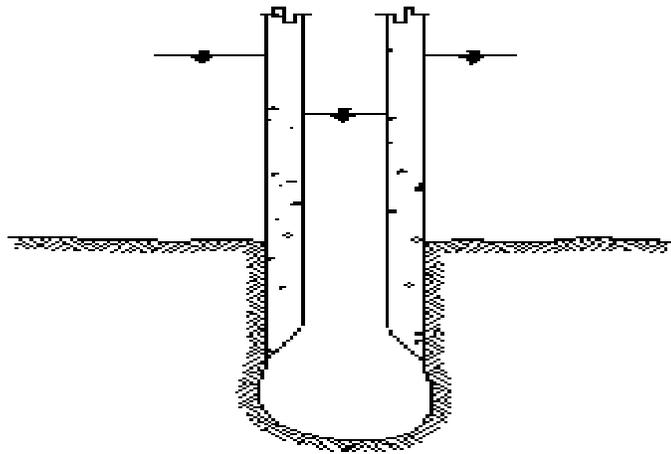


Fig. 2.9. Excavación en “caja” debajo de la cuchilla de un cilindro o cajón.

.-Con lastre: es un procedimiento que requiere la construcción de plataformas (o ménsulas) dispuestas en la parte superior o lateral del elemento para colocar sobre éstas, lastre; también requiere de caja bajo la cuchilla. Esta técnica es lenta debido a las dificultades típicas del montaje del lastre, y se utilizó en el Puente J. Tampico.

.-Con chiflones de aire o agua: en esta técnica se utilizan chiflones colocados externa o internamente al cilindro, los cuales expulsan agua o aire a presión, ya sea dirigiendo al fluido hacia la parte interna, o bien, hacia la externa del elemento; en el primer caso, se trata de cortar o aflojar el material, siendo necesario utilizar buzos para guiarlos cuando hay tirante de agua; en el segundo caso, se trata de reducir la fricción entre el suelo y la pared, por lo que se requiere introducir el chiflón desde el nivel del brocal hasta cerca de la cuchilla,

dirigiéndolo a lo largo de todo el perímetro. En ambos casos, es un trabajo lento y se requiere caja bajo la cuchilla.

.-Con dinamita: se utiliza en dos formas, la primera para fracturar el material cuando es roca, o bien, suelo muy duro con boleos, requiriéndose de buzos para barrenación (o emplastamiento) cuando hay tirante de agua; la segunda forma se utiliza para producir una vibración que rompa la fricción. Es necesario también, tener agua y excavación en caja bajo la cuchilla. Esta técnica es peligrosa y laboriosa de ejecutar, por lo que para su aplicación hay que extremar precauciones con el personal calificado de ejecución.

.-Con buzos: se requieren en muchos casos, tanto para trabajos directos, como para inspección y verificación. Su tarea es lenta, cara, difícil y peligrosa, y, generalmente, en nuestro medio, estas personas no acatan las normas de seguridad que se requieren, lo que les puede ocasionar serios problemas de salud. Para profundidades mayores de 20 m se requiere el uso de una cámara de descompresión, de la cual muy rara vez se dispone en obra. En la actualidad, para trabajos de inspección ya se están utilizando cámaras de televisión.

V.2.1.1 PROBLEMÁTICA DEL USO DE ESTE PROCEDIMIENTO

De acuerdo a SCT, normalmente es necesaria la combinación de varias técnicas para el hincado de los cilindros y cajones de cimentación, siendo muy difícil dar reglas generales ya que la forma de hacerlo depende del tipo y condiciones de los materiales que se atraviesan, de la habilidad de los operadores de los equipos y del ingenio y conocimiento de las personas que están a cargo de los trabajos. Para facilitar y dar solución a los problemas que se presentan, hay que registrar una serie de datos y controles, tales como la naturaleza y espesor de los materiales en que se hinca, procedimientos y equipos utilizados, desplomes, sus correcciones, avances logrados en relación con el tiempo, entre otros:

.-No es aconsejable ni estructural ni geotécnicamente, dejar que el elemento se desplome y después corregirlo, ya que se provocan desalojamientos en su ubicación al pivotar sobre un punto de la cuchilla (foto 5.9). La colocación de los moldes de un tramo debe hacerse con el desplome que lleva la parte construida (que es difícil de determinar cuando el hueco interior está lleno de agua), si se colocan verticales, se va formando una línea quebrada y llega a darse el caso que no es posible continuar el hincado por la curvatura que presenta el

elemento. Cuando se está llegando al nivel de desplante requerido, los colados deben ejecutarse en secciones de poca altura, ya que puede no ser posible bajar el elemento hasta ese nivel, y en este caso tener que demolerle la parte sobrante.

.-Los problemas más difíciles en los hincados se presentan cuando en el subsuelo se encuentran grandes boleos que provocan desplomes al apoyarse la cuchilla del elemento sobre ellos (foto 5.9), lo que también sucede con los mantos rocosos inclinados, siendo indispensable para la solución, el trabajo de los buzos cuando hay tirantes de agua. Las arcillas duras también dificultan el hincado y, por lo común, requieren chifloneo por fuera de las paredes para reducir la fricción, así como el uso de arietes inclinados por dentro, antes de colar el tapón inferior (para despegarla de la sección tronco-cónica). Para evitar la fricción se puede disminuir la sección transversal a determinada altura de la cuchilla, rellenándose el hueco con bentonita -conforme se hinca el elemento- misma que se sustituye por mortero (o lechada de cemento) después de colarse el tapón inferior, para dar nuevamente confinamiento lateral. Esta situación puede provocar mayor problema durante el hincado a causa precisamente de la falta de confinamiento. En materiales no cohesivos hay que vigilar la formación de cráteres alrededor del elemento, los cuales llegan a provocar desplomes o que el equipo de excavación caiga dentro de ellos.



Foto 5.9 Puente Nazas-Tasajillo

A continuación se resumen algunas prácticas de campo realizadas por personal de SCT, que son auxiliares en el hincado de los cilindros y cajones de cimentación:

.-Cuando hay tirante de agua, conviene en algunos casos que el nivel interior se mantenga igual que en el exterior. La excavación debe hacerse de modo que el elemento vaya descendiendo por su propio peso, tratando de controlar los desplomes laterales. En cajones de celdas múltiples, se ayuda mucho a mantener la verticalidad excavando, alternativamente, en las diferentes celdas.

.-Al atravesar suelos muy blandos (o arenas y gravas de poco tamaño) puede usarse un eyector para retirar el material del interior, inyectando agua si fuera necesario, para mantener iguales los niveles dentro y fuera del elemento.

.-Una vez que el cilindro haya llegado a la posición final de proyecto (que debe haber sido siempre prefijada por el correspondiente estudio de cimentación y haber comprobado que el material excavado corresponde al indicado en el proyecto), se le cuela un tapón inferior, generalmente bajo agua utilizando el procedimiento de “tubo tremie”.

.-En las primeras etapas del hincado de los cilindros, deben extremarse las precauciones para guiarlos y que se mantengan en posición correcta. La excavación debe llevarse siempre adelante de las cuchillas de ataque, pero no conviene que las preceda demasiado o que se haga en forma desbalanceada.

.-El control de la verticalidad puede lograrse con dragado diferencial, enderezado por cables, gatos, principalmente, ayudando el hincado por medio de estructuras exteriores que le sirvan de guía. Los chiflones pueden ayudar también a este fin, siempre que la presión del agua sea suficiente para eliminar las causas del desplome, lo que suele exigir valores muy altos, del orden de 8 ó 10 Kg./cm².

.-Otro obstáculo frecuente durante el hincado es el que representa el flujo ascendente de agua en el interior de los cilindros, el cual puede hacer muy difícil el establecimiento de taludes razonables abajo y a los lados de las cuchillas de penetración o inclusive, provocar fallas de fondo, los costales de arcilla utilizados tienden a estabilizar los taludes de la excavación y a restringir el flujo lateral, que suele ser el más dañino y abundante.

.-Los cajones neumáticos se utilizaban a principios del siglo XX, cuando el procedimiento de “Pozo Indio” convencional causaba pérdida del terreno alrededor del elemento, cuando la hinca vertical se veía impedida por obstáculos o cuando, en el caso de cimentaciones bajo agua, exista el riesgo de que materiales arcillosos o arenas finas fluyan bajo las cuchillas cortadoras hacia el interior.

Los cilindros presentan frecuentemente desviaciones de la vertical o de su posición en planta durante su hinca; cuando éstas exceden un valor estructuralmente permisible (a veces se dice que el centro geométrico de la sección del fondo puede desplazarse hasta 20 ó 30 cm. sin causar problemas al funcionamiento estructural), puede utilizarse alguna de las siguientes técnicas correctivas:

.-Excavar en el interior del lado más alto, yendo ligeramente más adelante que en el lado que haya quedado más bajo, pero sin interrumpir la excavación en éste.

- Excavar en el exterior del lado que haya quedado más alto.

- Utilizar chiflones en el lado que haya quedado más alto.

- Jalar al cilindro en el sentido apropiado mediante cables apoyados en muertos.

- Lastrar en la zona apropiada. A veces es suficiente continuar con la construcción del cilindro del lado más alto y añadir peso de concreto en lugares convenientes.

V.2.2 USO DEL MÉTODO POZO INDIO EN EL VALLE DE MÉXICO

Finalmente es importante anexar para efectos del presente trabajo, la información que la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos publicó de las investigaciones referentes a “Obras recientes en el lago de Texcoco”, resultado de la mesa redonda de exposiciones del 1 y 4 de agosto de 1984, llevada a cabo en la ciudad de México, D.F.

En el año de 1983 se desarrolló el Proyecto Texcoco, para la zona federal del exlago de Texcoco, debido a la problemática que ha representado el Valle de México, como consecuencia del desajuste que ha existido en el transcurso del tiempo, entre las acciones humanas y el medio natural.

Desde luego, debido a causas económicas, políticas, sociales y culturales, eslabonadas entre sí, paulatinamente se ha ido generando en el Valle una impotente aglomeración humana, que ha roto casi en su totalidad el equilibrio que tantos miles de años mantuvo el ecosistema, agotando sus recursos naturales y transformando drásticamente el paisaje.

La región ha perdido sus lagos, sus bosques y sus suelos, la transparencia de su atmósfera y la bondad de su clima, generando una diversidad de grandes problemas de salud y bienestar para sus habitantes aglomerados en la zona conurbana.

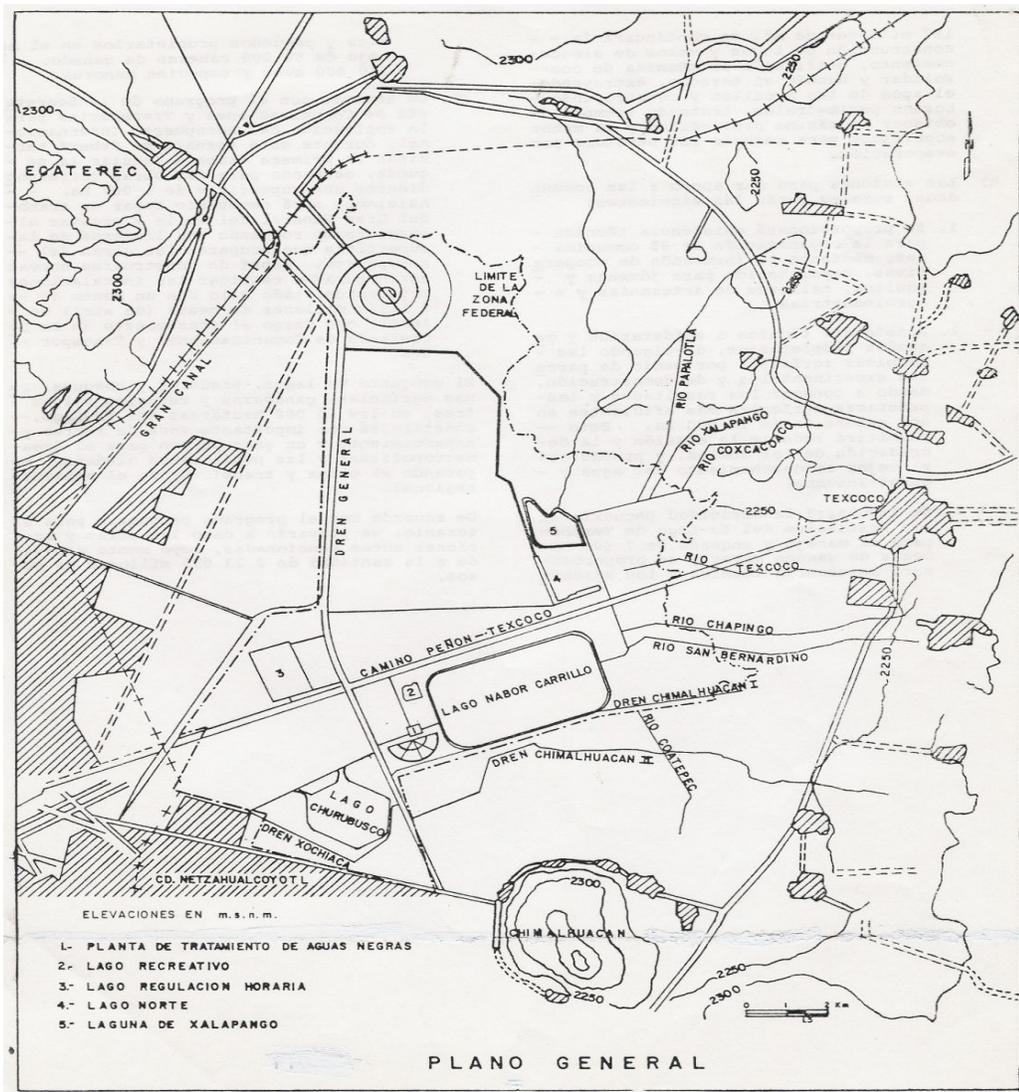


Fig. 5.7. Croquis del proyecto Texcoco

Una alternativa para disminuir algunos de estos problemas, fue intentar rescatar los recursos naturales de la cuenca del exlago de Texcoco, para tratar de mejorar el nivel de vida de algunas comunidades que la habitan, siendo necesaria la intervención del gobierno federal, que por medio de la extinta SARH, creó La Comisión del Lago de Texcoco, dándole la jerarquía de ser un Organismo desconcentrado, de carácter ejecutivo, para realizar los estudios, los proyectos, las acciones y las obras necesarias para impulsar integralmente el desarrollo económico y social regional de las comunidades de la cuenca del exlago, incluyendo parte de la zona conurbana del área metropolitana.

Basándose en la disponibilidad presupuestal adecuada generada, y con el apoyo de las obras ya realizadas así como de la experiencia adquirida, se plantearon en aquel entonces las siguientes metas a alcanzar para el periodo comprendido entre los años 1984 y 1988:

A.- Rescatar hasta 600 hectáreas de suelo salino-sódico del exlago de Texcoco, para dedicarlos a la producción agrícola y ganadera, habilitándolos además, con praderas, bosques, zonas recreativas y de refugio de la fauna silvestre.

B.- Continuar con la recuperación de suelos en las laderas erosionadas de la zona montañosa, hasta 5,500 hectáreas, de las cuales 1,500 se dedicaran a la producción agrícola de las comunidades rurales de la zona.

C.- Continuar con el encauzamiento de los ríos y drenes en 64.5 Km. de longitud para el mejor aprovechamiento de los escurrimientos y la protección contra inundaciones de las zonas productivas y habitadas.

D.- Continuar con el manejo y control hidrológico de la cuenca del exlago, en una extensión aproximada de 1000 Km. , a fin de reforestar , regular el escurrimiento de los ríos y aumentar la recarga de los acuíferos.

E.- Continuar con la construcción de las instalaciones para el tratamiento de las aguas servidas, hasta alcanzar un caudal de 7.0 m³/seg. , que conjuntamente con las aguas pluviales que se almacenen, se utilicen en la agricultura, la industria y usos municipales.

F.- Rescatar hasta 4.0 m³/seg. de agua potable para usos domésticos, protegiendo racionalmente los acuíferos de la zona, los que se usaban en la agricultura, en la industria y usos municipales, intercambiándolos por aguas tratadas y pluviales.

G.- Continuar con la formación de lagos y vasos de almacenamiento hasta una capacidad de 117 millones de m³, para retener y regular los excedentes de aguas pluviales, residuales crudas y tratadas, a fin de aprovecharlas en riego agrícola y usos industriales.

H.- Como apoyo sectorial a las comunidades rurales de la cuenca, se proporcionará asistencia técnica agrícola en 10,000 ha y asistencia técnica pecuaria para 15,000 cabezas de ganado al año, además se proporcionará la asistencia necesaria para mejorar el bienestar social de 65 comunidades rurales de la región.

I.- Se firmarán los convenios con las autoridades, para llevar a cabo el programa de relleno sanitario en una superficie de 120 hectáreas, aplicando las técnicas más modernas y adecuadas para este tipo de obras. Posteriormente, se convertirá la zona en un cinturón boscoso para protección del área metropolitana, ayudando de esta manera a las delegaciones políticas del Distrito Federal y a los municipios del Estado de México, en la disposición final de sus desechos sólidos.

J.- Se propiciará el desarrollo de la piscicultura en los cuerpos de agua que se formen.

Para alcanzar las metas señaladas en el sexenio, se planeó desarrollar las siguientes acciones concretas:

- a) Se continuará con los trabajos de pastizales, repastización, relleno sanitario, forestación, construcción de canales de riego, drenaje y subdrenaje. Con el riego y lavado de tierras, se podrán recuperar hasta 6,000 hectáreas de los suelos salino-sódicos del exlago de Texcoco.
- b) Se continuará con la construcción de terrazas, zanjas de nivel, cepas y subsuelo para recuperar terrenos erosionados en una superficie de 5,500 hectáreas; para reforestar la zona se plantarán hasta 17 millones de arbolés maderables y frutales, y se dedicarán grandes zonas de los suelos recuperados a la agricultura de carácter intensivo, como son la Horticultura y la Fruticultura.
- c) Continuar con los trabajos de dragado, apertura y revestimiento de los cauces de los ríos y de los canales colectores, para la conducción de las aguas pluviales, el control de avenidas y protección contra inundaciones; así mismo, se continuará con la apertura de drenes para evacuar las aguas salinas de retorno. La longitud de canales y drenes será de 64.5 Km.
- d) Continuar con los trabajos de manejo y control hidrológico de la cuenca del exlago, mediante la construcción de 140 represas de mampostería, con un volumen de 25 m³, para reducir la torrencialidad de las corrientes, detener los azolves y mejorar la recarga de los acuíferos.

- e) Continuar con la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales hasta disponer de una capacidad de 7 m³/seg. , utilizando las tecnologías más avanzadas y al mismo tiempo, las más sencillas y económicas,
- f) Llevar a cabo todas las medidas y acciones promocionales para suscribir convenios de intercambio de aguas con los agricultores, antes de proceder a realizar las obras de infraestructura necesaria, brindándoles toda la ayuda y asistencia requerida en el intercambio, por cada m³ de agua subterránea restado, se entregará a los agricultores el doble, a fin de que cuenten con riego suficiente en sus parcelas.
- g) Para alcanzar la capacidad programada de 117 millones de m³, se continuará con la construcción de lagos y vasos de almacenamiento, utilizando la técnica de consolidar y hundir el terreno, extrayendo el agua de las arcillas para construir bordos perimetrales, tratando siempre de obtener la máxima profundidad y la menor superficie para reducir las pérdidas por evaporación.

El conjunto de lagos, praderas y bosques , zonas agrícolas, ganaderas y refugios silvestres, en las 10,000 hectáreas del exlago, constituirá adicionalmente una importante zona de recreo y esparcimiento, y será un gran pulmón para el área metropolitana y las poblaciones aledañas, mejorando el clima y transformando el ambiente. Retomando en el objeto del presente trabajo, se presenta a continuación el informe presentado respecto al método “pozo indio” expuesto en la misma publicación.

V.2.2.1 CONSTRUCCIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS PARA ABASTECER AL LAGO DR. NABOR CARRILLO

Dentro de los objetivos que contempló el Plan Lago de Texcoco, se encuentra el aprovechamiento de los recursos en el ex vaso, siendo uno de ellos las aguas residuales que transitan por el mismo.

Con el fin de aprovechar esta agua, se estableció la necesidad de construir la infraestructura hidráulica, consistente en vasos de regulación de las aguas negras, de almacenamiento de aguas tratadas y pluviales, sistema para conducción, así como las instalaciones para tratamiento.

El proyecto para construir una planta de tratamiento de aguas negras, fue iniciado en 1972 y terminado en 1974, basado en un proceso de tratamiento a nivel secundario mediante el empleo de lodos activados convencionales con aeración mecánica superficial, con sistema de digestión de lodos anaerobio, y capacidad para producir 1m³/s. de aguas tratadas, en dos módulos independientes de 0.50 m³/s cada uno.

Las principales estructuras que comprenden la planta son un cárcamo de bombeo de aguas crudas (obra de toma), cuatro tanques de concreto de 40.0 m. de diámetro (sedimentadores primarios y secundarios), cuatro tanques de concreto de 30.0 m. de diámetro (digestores de lodos), dos tanques de oxidación rectangulares con bordes de terracería de 65.50 x 93.92 m. (aeradores), un tanque de concreto rectangular de 30.0 x 22.90 m. (Tanque de cloración), así como estructuras menores y accesorias (caja de distribución, de recirculación, cárcamos, edificios, laboratorio, centrífugas, etc.).

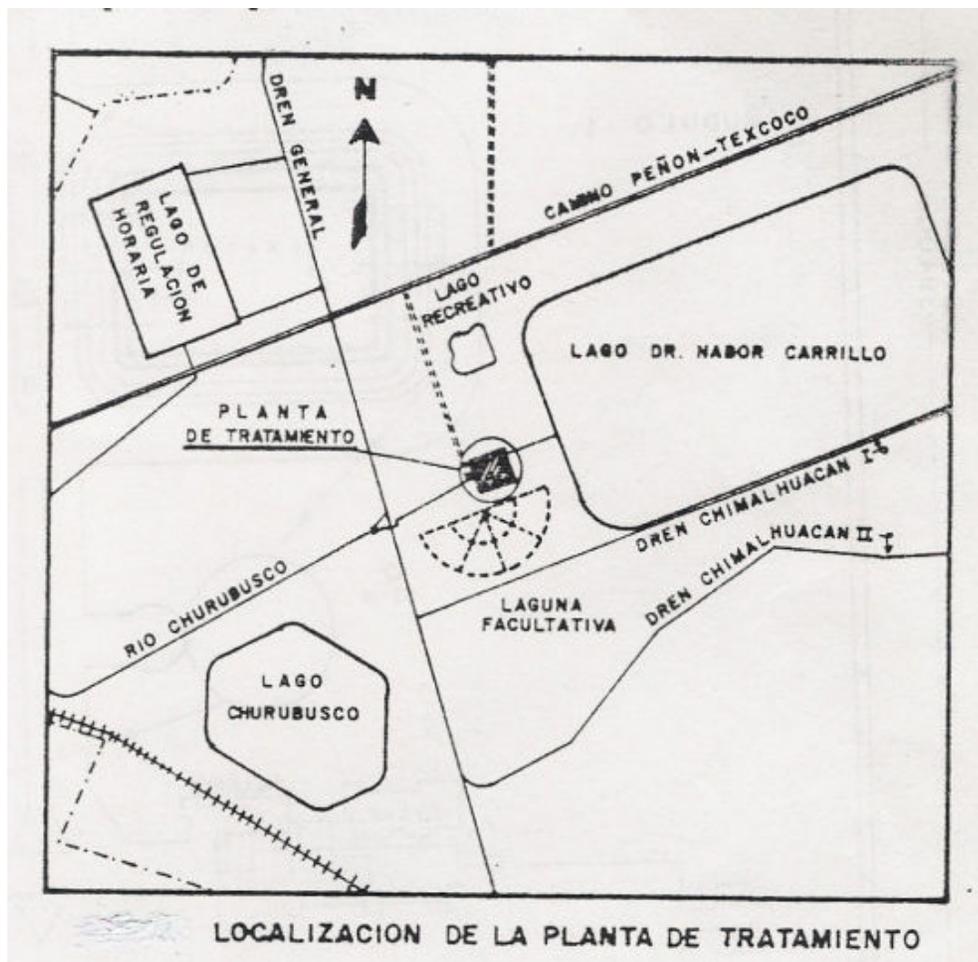


Fig. 5.8. Ubicación de la planta de tratamiento en el proyecto Texcoco

De estas estructuras de concreto, el cárcamo de bombeo fue la única estructura a realizar por el método de “pozo indio”, las estructuras restantes, por sus peso y grandes dimensiones requeridas, se decidió fueran

realizadas por medio de almacenamientos a base de excavaciones parciales, contenidas por bordos de tierra, con un recubrimiento interior de concreto hidráulico en sus taludes, y concreto asfáltico impermeable en su fondo.

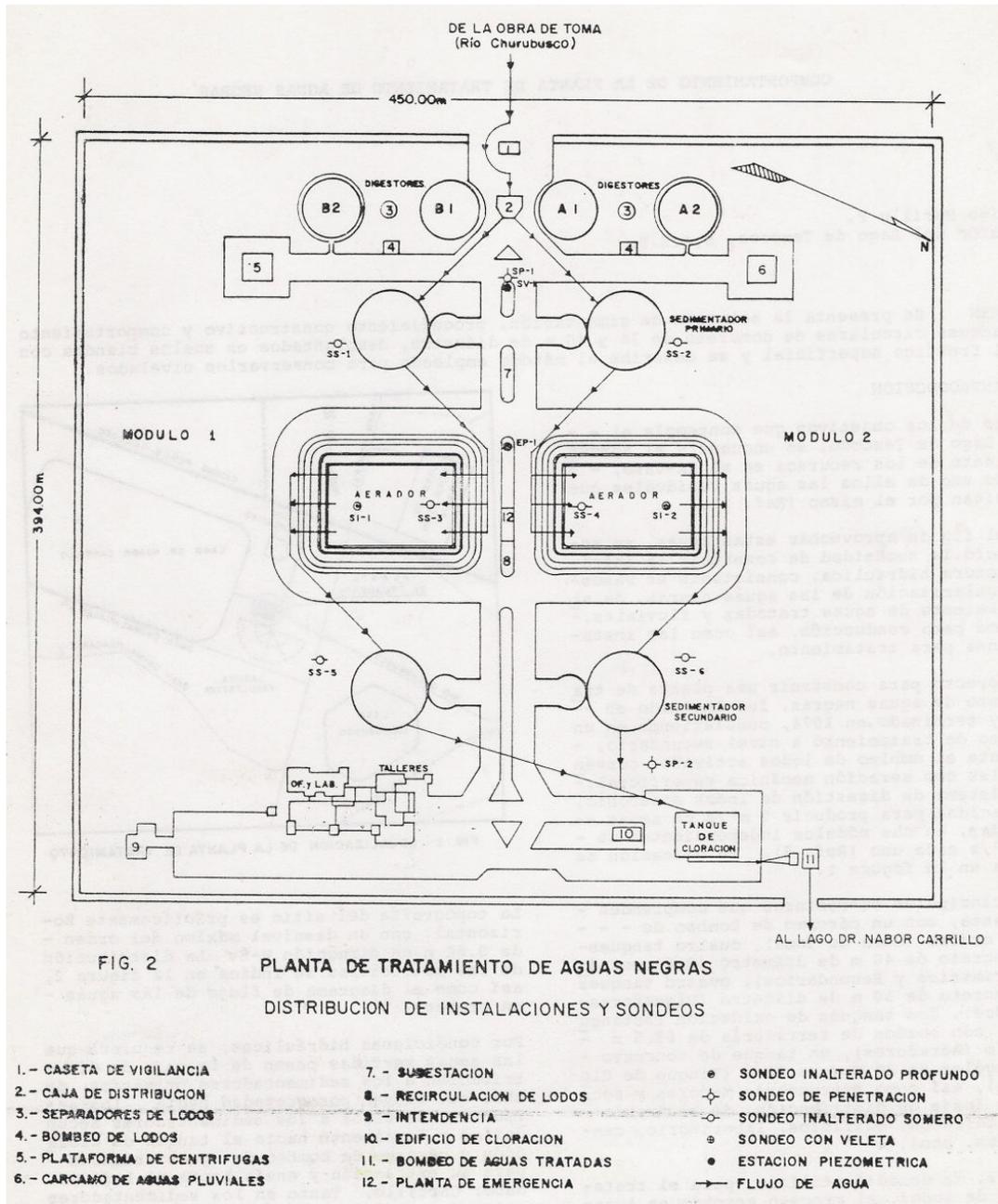


Fig. 5.9. Esquema general de la planta de tratamiento

En este informe se reporta el comportamiento durante la construcción de un cárcamo de bombeo, construido mediante el sistema de pozo indio, en arcillas blandas. Por su importancia, se transcribe textualmente el reporte expuesto por el Ing. Manuel Ortiz G. de la Comisión del lago de Texcoco de la extinta SARH.

A.-Introducción:

La obra de toma se construyó con objeto de proporcionar agua a la zona agrícola situada al oriente del lago de Texcoco, donde entre otros se encuentran los ejidos de San Bernardino, Santa Cruz, Nezahualcoyotl, Chimalhuacan, Boyeros, etc.

Debido a la conveniencia de reducir el uso de agua potable de origen subterráneo para riego, mediante la obra de tomas del lago Dr. Nabor Carrillo, podrán enviarse aguas tratadas a la región agrícola, con lo que se tendrá un ahorro, considerable de esa agua, al emplear las que se obtienen en la planta de tratamiento de aguas negras de la Comisión del lago de Texcoco. Estas serán enviadas hasta las zonas de riego por medio de un sistema de bombeo instalado en la propia estructura.

Descripción.-La obra de toma está localizada en la parte oriente del lago Dr. Nabor Carrillo, dentro del mismo (fig. 5.10), la estructura consta de un cilindro de concreto armado con diámetro interior de 4.0 m y un espesor de pared de 0.35m. con altura total de 8.80 m y un peso de 106.50 toneladas, sin considerar el equipo de bombeo (fig. 5.11).

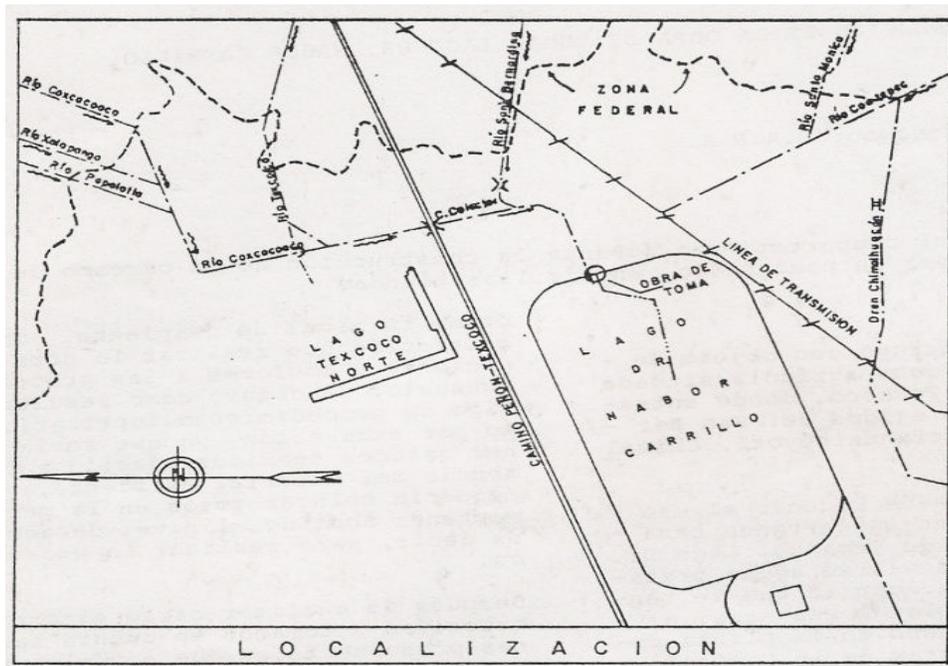


Fig. 5.10 Ubicación de la obra de toma (Cárcamo)

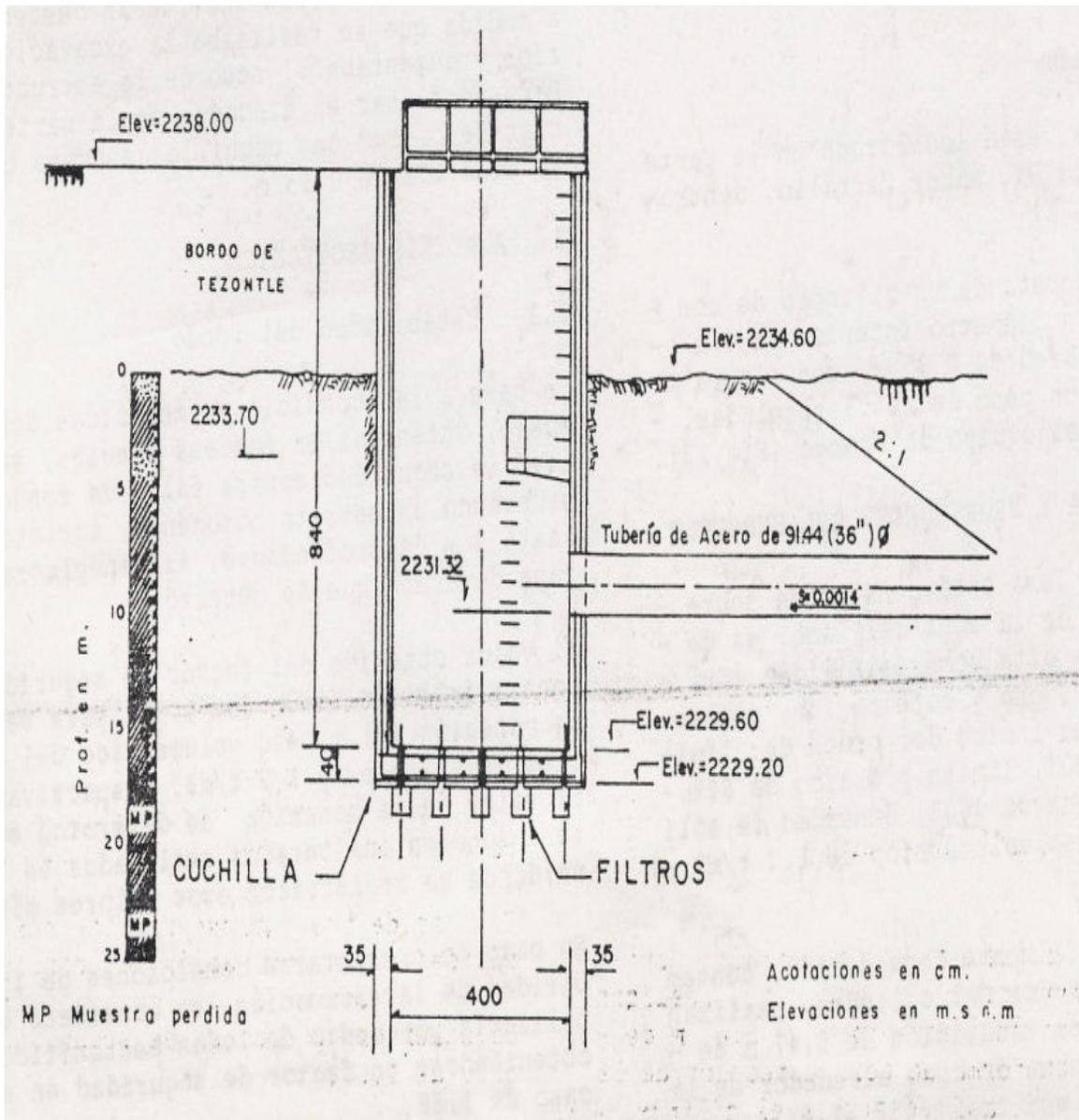


Fig. 5.11 Corte esquemático de la obra de toma (cárcamo)

B.- Estratigrafía y propiedades del subsuelo:

La obra de toma está construida sobre material típico de la zona del lago, es decir, arcillas de alta compresibilidad (CH), de color café verdoso y café rojizo, presentándose propiedades índice del orden de: Limite liquido de 300%, Limite plástico de 80%, contenidos de agua de 400%, Densidad de sólidos de 2.51 y Peso volumétrico de 1.2 t/m³ (fig. 5.12).

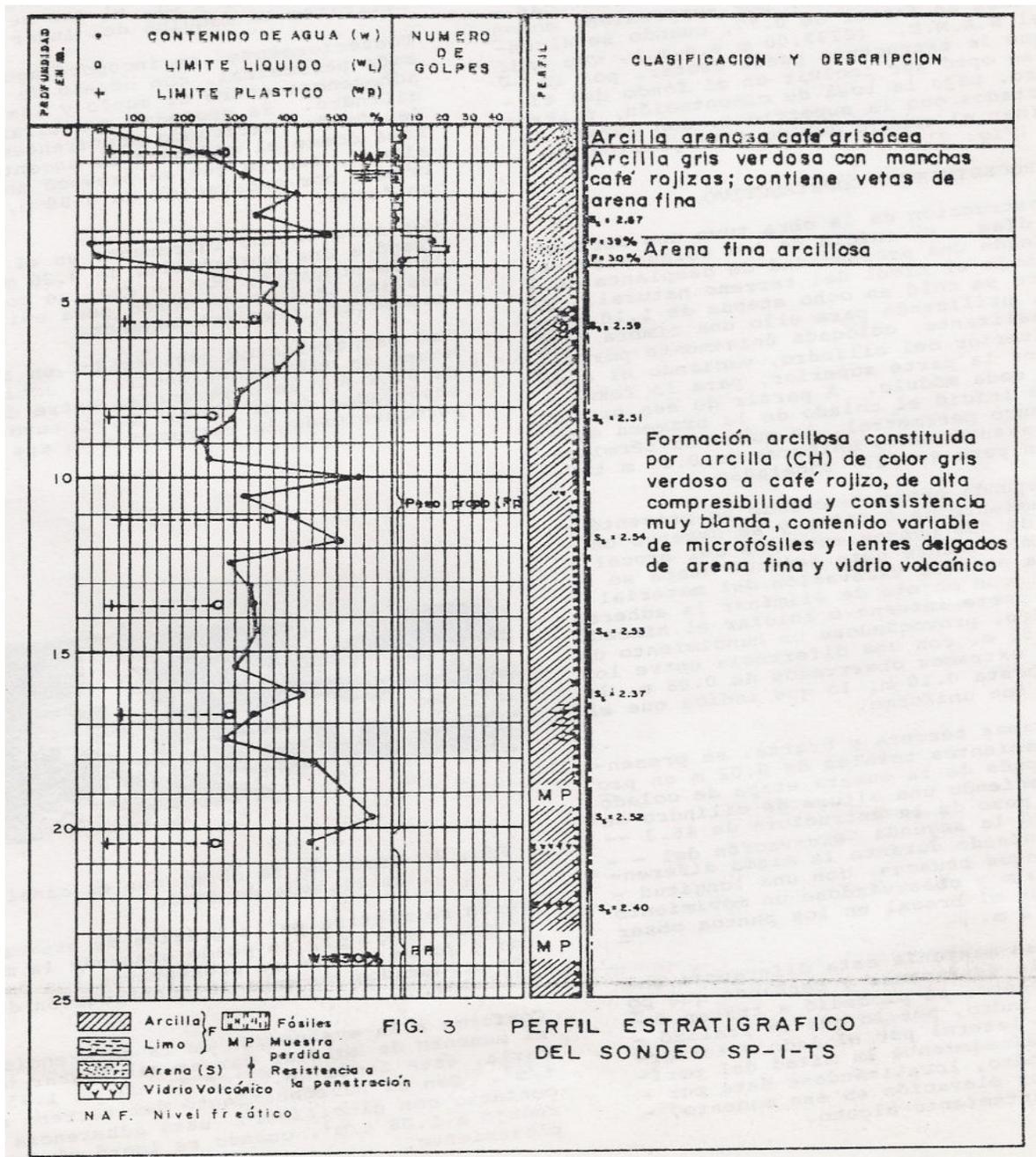


fig. 5.12 perfil estratigráfico para la obra de toma

El proyecto inicialmente considerado, contemplaba la construcción del cilindro, realizando previamente una excavación de 5.47 m. de profundidad en forma de cono alrededor de la estructura, para así construir el cilindro desde su nivel de desplante. Tomando en consideración que realizar la obra en estas condiciones y conforme a las propiedades del subsuelo, se obtuvo como resultado que este tipo de procedimiento, implicaría

un alto costo por excavación, ya que sería necesario tener taludes tendidos, debido a la baja resistencia del material existente, y además, se requería colocar pozos en la periferia para mantener abatida el nivel de aguas freáticas, es decir para realizar la excavación en seco.

Después de analizar otras alternativas constructivas y tomando en cuenta las condiciones presupuestales que actualmente imperan, se determinó que la obra sería construida como un “Pozo Indio”, es decir, construyendo el cilindro de cimentación en ocho etapas de 1.10 m. cada una, las que fueran descendiendo a medida que se realizaba la excavación interior y aumentaba el peso de la estructura. Para facilitar el hincado, en la parte inferior se colocó una cuchilla de acero con punta biselada de 0.15 m.

C.- Análisis Geotécnico:

Estabilidad del fondo.- En base a las condiciones mecánicas del subsuelo, obtenidas en sondeos previos, se analizó la seguridad contra la falla de fondo, considerando un estrato homogéneo, agrietado hasta 2.0 m de profundidad, sin involucrar la capa de arena que se detectó.

El valor obtenido del factor de seguridad contra falla de fondo fue de 1.35, para valores de cohesión (c) y peso volumétrico del material de 1.2 t/m^2 y 1.2 T/m^3 respectivamente. El valor de la cohesión se determinó en base a sondeos inalterados realizados en la zona donde se registraron esos valores mínimos.

En caso de presentarse condiciones de inestabilidad de la excavación, se consideró estabilizarla por medio de lodos bentoníticos, obteniéndose un factor de seguridad en este caso de 1.68.

Se recomendó ejecutar la construcción en el menor plazo posible, a fin de modificar en grado mínimo, el estado de esfuerzos del subsuelo.

Supresión.- Debido a que la estructura se encuentra desplantada bajo el nivel de aguas freáticas, se realizó la revisión por subpresión, encontrándose un factor de 0.77 cuando se alcanza el NAME (2,237msnm), que indica que la estructura puede flotar, por lo que se optó por incluir en el fondo del cilindro, bajo la losa de cimentación, filtros conectados con la superficie, con objeto de eliminar el empuje debido a la presión del agua (fig. 5.10).

D.- Procedimiento constructivo

La construcción de la obra tuvo una duración de 73 días, el inicio de los colados se realizó desde una profundidad de desplante de 1.20 m. bajo el nivel del terreno natural. El cilindro se coló en ocho etapas de 1.10 m. cada una, utilizando para ello una cimbra metálica deslizante, colocada únicamente por el lado interior del cilindro, vaciando el concreto por la parte superior, para la formación de cada módulo. A partir de esa profundidad, se inició el colado de la primera etapa del muro perimetral, la que a su término tuvo un asentamiento uniforme de 0.23 m. teniendo un peso de 12.70 toneladas.

Con la segunda etapa del colado se presentó un asentamiento de 0.019m y se observó un desnivel de dos puntos extremos del brocal de 0.009m; durante esta segunda etapa se realizó la primera excavación del material del fondo, con objeto de eliminar la adherencia en la parte interna e iniciar el hincado del cilindro, provocándose un hundimiento de este de 1.55 m., con una diferencia entre los dos puntos extremos observados de 0.08, la que llegó hasta 0.10 m., lo que indica que el hincado no fue uniforme.

Para las etapas tercera y cuarta, se presentaron asentamientos totales de 0.20 m. en promedio. Después de la cuarta etapa de colado, es decir, teniendo una altura de cilindro de 4.40m. y un peso de la estructura de 46.3 toneladas, se realizó la segunda excavación del fondo, presentando durante la misma diferentes hundimientos bruscos, con una longitud total de 1.70 m y observándose un movimiento diferencial en el brocal en los puntos observados de 0.07m.

Debido a que se mantenía esta diferencia en el brocal de la estructura, y pensando que podría ir en aumento, se procedió a tratar de nivelar el cilindro, por lo que se realizó una excavación lateral por el lado exterior abarcando aproximadamente la mitad del perímetro del cilindro, localizándose esta por el lado de mayor elevación en ese momento, sin obtener asentamiento alguno.

Posteriormente, se colocó una draga de arrastre para aplicar una carga de 16.2 toneladas aproximadamente, en la zona de menor asentamiento, con el objeto de tratar de hincar el cilindro en esa parte, para que quedara nivelado, provocando únicamente un asentamiento del tipo elástico de 2 cm, el que se recuperó al retirarse la máquina del lugar.

Posteriormente se incorporó agua a la excavación perimetral, con objeto de disminuir la adherencia entre el suelo y las paredes del cilindro. Se procedió a retirar el material del fondo, excavando preferentemente en la zona donde el cilindro se encontraba a mayor altura, con lo que se provocó un hincado brusco por excavación de 0.80 m., siendo este uniforme.

Con este último incremento en el hincado se llegó a una profundidad de 0.26 m. mayor que la de proyecto, por lo cual se colocó de inmediato la losa de fondo para evitar que la estructura siguiera bajando.

Los asentamientos registrados en la última etapa de colado, es decir la octava, fueron de 0.08 m. y la diferencial entre dos puntos observados en el brocal se mantuvo en 0.07m. permaneciendo la estructura en esa posición.

Según se muestra en la gráfica de avance de hincado (Fig. 512) se puede observar la magnitud y forma en que se presentaron los descensos producidos durante la construcción del cilindro.

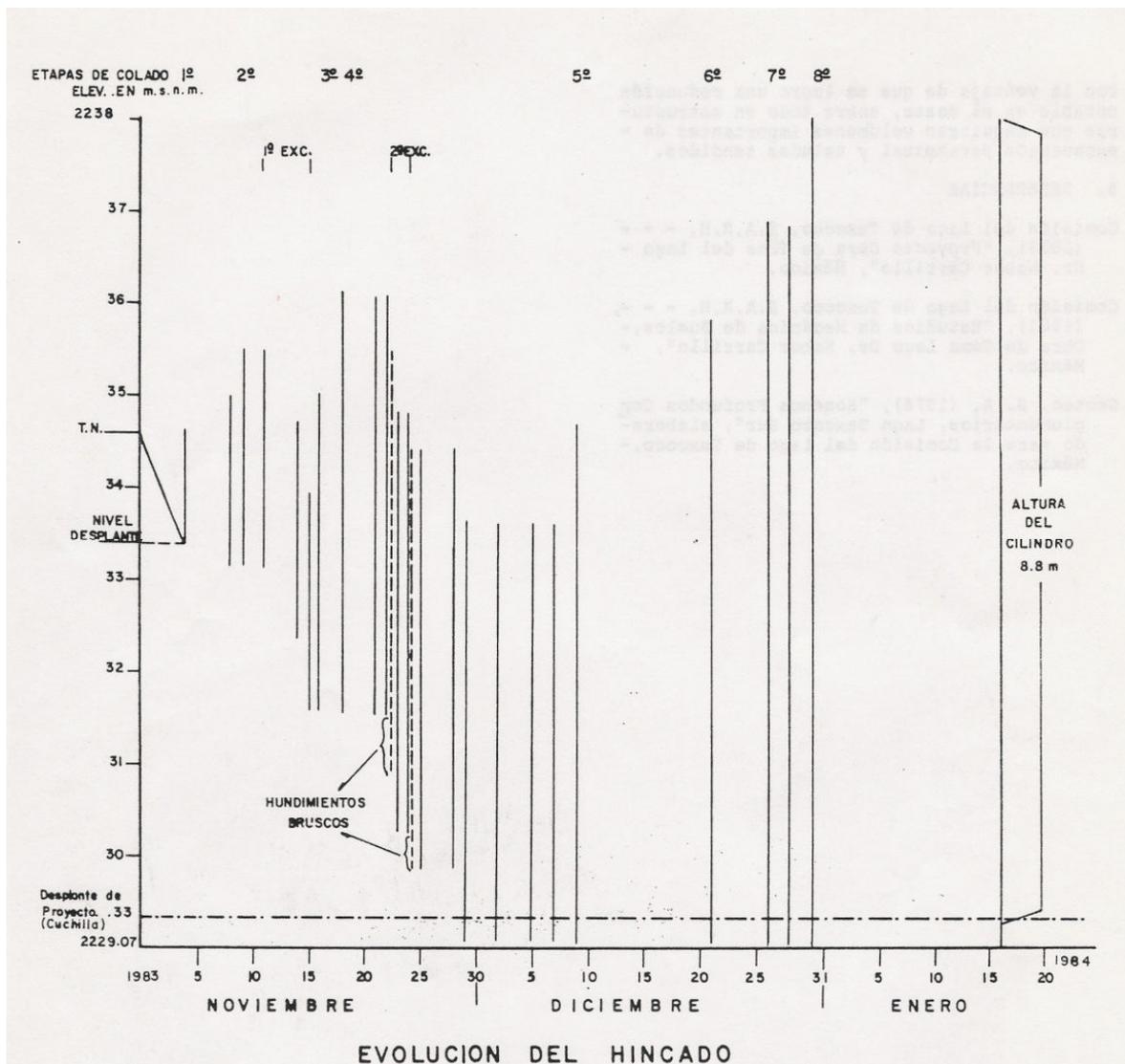


Fig. 5.12 Evolución del hincado durante las diversas etapas del proceso

Conforme a la evaluación de la adherencia en el momento de aplicar cargas sin lograr hincarla, esta tenía un valor de más de 1.85 t/m^2 . Con el humedecimiento del terreno en contacto con el cilindro, esta adherencia se redujo a 1.06 t/m^2 , cuando se logró el desplazamiento.

Según los valores obtenidos de adherencia y las condiciones en las que se produjeron los descensos del cilindro, se puede observar que el incremento de agua entre las áreas de contacto, puede llegar a disminuir la adherencia en forma importante.

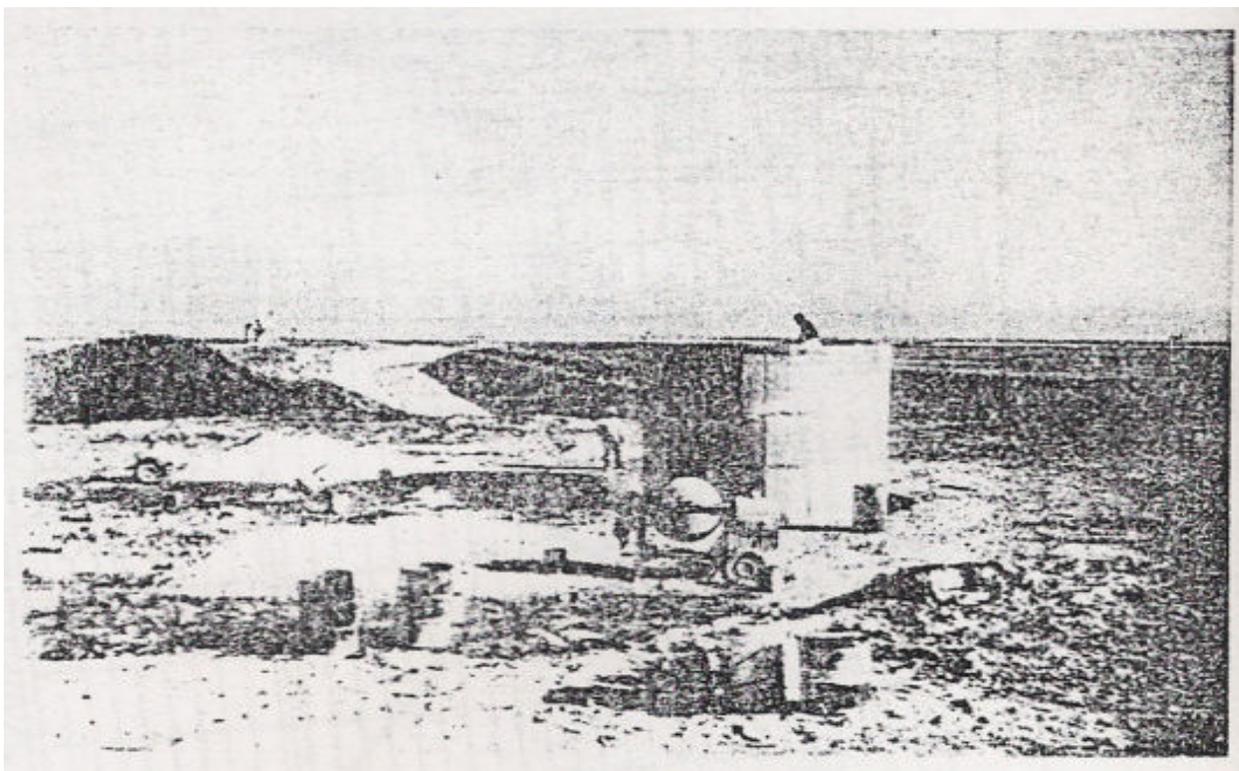


Foto 5.10 Vista de la obra de toma con el canal de llamada al fondo

E.- Conclusiones:

Los asentamientos producidos por el peso propio de la estructura resultaron pequeños, como era de esperarse.

El incrementar el peso de la estructura mediante lastre, resultó ineficiente, ya que la adherencia no fue vencida al hacerlo, siendo más satisfactorio reducir la resistencia del suelo mediante su humedecimiento, para provocar el descenso. Sin embargo no es posible tener un control adecuado de los movimientos diferenciales, pudiendo quedar desplomadas las estructuras y además es difícil alcanzar con precisión la profundidad de proyecto.

Pocas veces reportado en el Valle de México, este método resultó adecuado a las condiciones del lugar hasta una profundidad de 5.5 m., con la ventaja de que se logra una reducción notable en el costo, sobre todo en estructuras que requieren volúmenes importantes de excavación perimetral y taludes tendidos.

CAPITULO VI

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE HINCADO MEDIANTE EL PROCESO “POZO INDIÓ”, MARCO TEÓRICO

VI CIMENTACIONES SUPERFICIALES, CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA

Para comportarse satisfactoriamente, las cimentaciones superficiales deben tener dos características principales:

1° La cimentación debe ser segura contra una falla por corte al esfuerzo cortante del suelo que la soporta.

2° La cimentación no debe experimentar un desplazamiento excesivo, es decir un asentamiento excesivo que afecte el funcionamiento de la obra civil (el término excesivo es relativo, porque el grado de asentamiento permisible en una estructura depende de varias consideraciones.)

La carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo se llama *capacidad de carga última* (q_u), base del marco teórico que nos ocupa.

VI.1 GENERALIDADES DEL CONCEPTO

Si consideramos una cimentación corrida descansando sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, como el mostrado en la figura 6.1.1a, con un ancho igual a B . Ahora, si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por unidad de área, q , sobre la cimentación se muestra también en la figura 6.1.1a, junto con el asentamiento.

En cierto punto, cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno (esto se presenta para falla general). Esta carga por área unitaria, q_u , se denomina generalmente *capacidad de carga última de la cimentación*. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina *falla por corte general*.

Si la cimentación considerada descansa sobre un suelo arenoso o arcilloso medianamente compactado, (figura 6.1.1b), un incremento de carga sobre la cimentación también será acompañada por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia

afuera desde la cimentación sin que llegara a la superficie del terreno, como muestran las líneas continuas en la figura 6.1.1b.

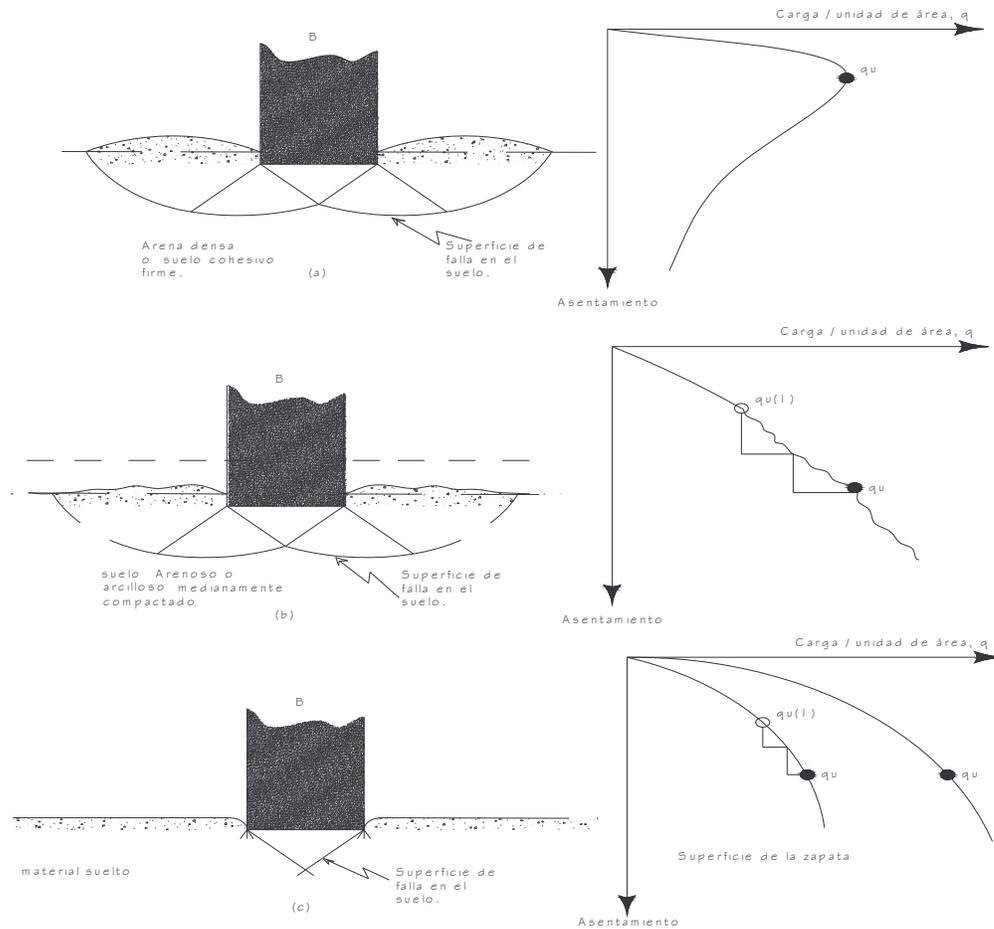


Fig. 6.1.- Naturaleza de la falla en suelo por capacidad de carga: (a) falla general por corte; (b) falla local de corte; (c) falla de corte por punzonamiento (dibujo de Vesic, 1973)

Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como se muestra en la línea discontinua en la fig. 6.1.1b). La carga por unidad de área bajo la cual sucede es la **capacidad de carga última, q_u** . Más allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento en el asentamiento de la cimentación.

La carga por unidad de área de la cimentación q_u (1), se denomina carga primera de falla (Vesic, 1963). Nótese que un valor máximo de q no se presenta en este tipo de falla, llamada falla local por corte del suelo.

Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto o de consistencia blanda, la grafica carga- asentamiento será como se muestra en la figura 6.1.1.c En este caso, la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica carga- asentamiento se inclinará y será prácticamente lineal. Este tipo de falla en suelos se denomina *falla de corte por punzonamiento*.

VI.2 CAPACIDAD DE CARGA, LA TEORIA DE TERZAGHI

La primer persona en presentar una teoría completa para evaluar la *capacidad de carga última* de cimentaciones superficiales, fue Terzaghi en el año de 1943, de acuerdo con está, una cimentación es *superficial* si la profundidad D_f (figura 6.2.1), de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigaciones posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 2 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como *cimentaciones superficiales*.

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (es decir, cuando la relación ancho-entre la longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la figura 6.2.1 (Nótese que este es el caso para la falla general por corte definido en la figura 6.2.1.a). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes(figura 6.2.1):

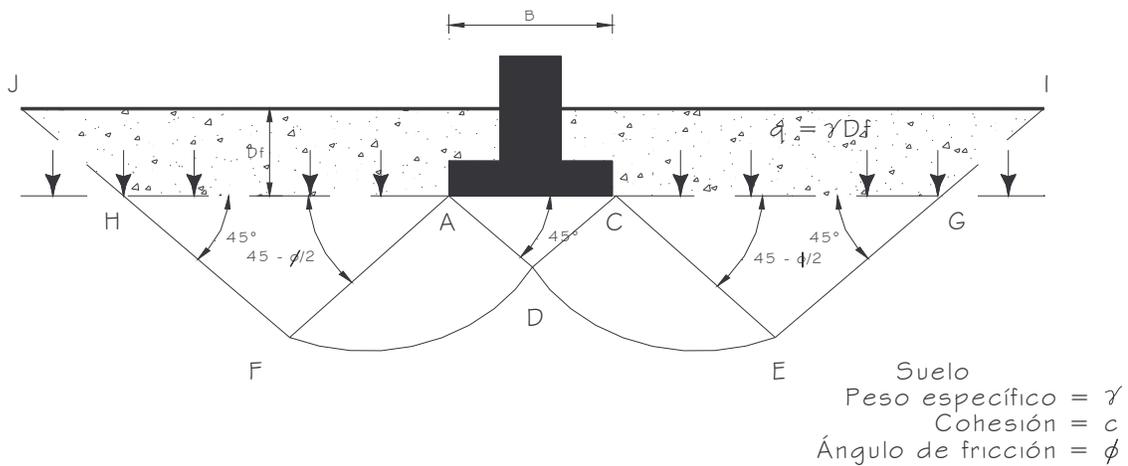


Fig. 6.2.1.- Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida corrida

- 1.- La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- 2.- Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
- 3.- Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción del suelo, Φ . Nótese que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , la resistencia de corte del suelo a lo largo de la superficie de falla GI y HJ fue despreciada.

Usándose el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \dots \dots \dots 6.2.1$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$$q = \gamma D_f$$

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga adimensional que están únicamente en función del ángulo Φ de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ se definen mediante las expresiones

$$N_c = \cot \Phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \Phi/2)\tan \Phi}}{2 \cos^2(\pi/4 + \Phi/2)} \right] = \cot \Phi (N_q - \dots) \quad 6.2.2$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \Phi/2)\tan \Phi}}{2 \cos^2(\pi/4 + \Phi/2)} \quad \dots\dots\dots 6.2.3$$

$$N_\gamma = \left[\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \Phi} \right] \tan \Phi \quad \dots\dots\dots 6.2.4$$

donde $K_p \gamma$ = coeficiente de empuje pasivo

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones 6.2.2, 6.2.3 y 6.2.4 se dan en la tabla 6.1

Φ	N_c	N_q	N_γ	Φ	N_c	N_q	N_γ	Φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.10	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.56	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27		15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.67
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

Tabla 6.1 Factores de capacidad de carga de Terzaghi; ecuaciones (6.2.2.), (6.2.3.) y (6.2.4.)

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas y circulares, la ecuación 6.2.1 puede modificarse a

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \dots\dots\dots 6.2.5$$

y

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación circular}) \dots\dots\dots 6.2.6$$

En la ecuación (6.2.5), B es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación; en la ecuación (6.2.6), B es igual al diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones a las ecuaciones (6.2.1), (6.2.5) y (6.2.6) como sigue:

$$q_u = c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B \quad (\text{Cimentación corrida}) \dots\dots\dots 6.2.7$$

$$q_u = 0. c N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \dots\dots\dots 6.2.8$$

$$q_u = 0. c N'_c + q N'_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad (\text{Cimentación circular}) \dots\dots\dots 6.2.9$$

N'_c , N'_q y N'_γ son los *factores de capacidad de carga modificada*. Estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (para N_c , N_q y N_γ) reemplazando Φ por $\Phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \Phi)$. La variación de N'_c , N'_q y N'_γ con el ángulo Φ de fricción del suelo, se da en la tabla 6.2.

Φ	Nc'	Nq'	$N\gamma'$		Φ	Nc'	Nq'	$N\gamma'$		Φ	Nc'	Nq'	$N\gamma'$
0	5.70	1.00	0.00		17	10.47	3.13	0.76		34	23.72	11.67	7.22
1	5.90	1.07	0.005		18	10.90	3.36	0.88		35	25.18	12.75	8.35
2	6.10	1.14	0.02		19	11.36	3.61	1.03		36	26.77	13.967	9.41
3	6.30	1.22	0.04		20	11.85	3.88	1.12		37	28.51	15.32	10.90
4	6.51	1.30	0.055		21	12.37	4.17	1.35		38	30.43	16.85	12.75
5	6.74	1.39	0.074		22	12.92	4.48	1.55		39	32.53	18.56	14.71
6	6.97	1.49	0.10		23	13.51	4.82	1.74		40	34.87	20.50	17.22
7	7.22	1.59	0.128		24	14.14	5.20	1.97		41	37.45	22.70	19.75
8	7.47	1.70	0.16		25	14.80	5.60	2.25		42	40.33	25.21	22.50
9	7.74	1.82	0.20		26	15.53	6.05	2.59		43	43.54	28.06	26.25
10	8.02	1.94	0.24		27	16.30	6.54	2.88		44	47.13	31.34	30.40
11	8.32	2.08	0.30		28	17.13	7.07	3.29		45	51.17	35.11	36.00
12	8.63	2.22	0.35		29	18.03	7.66	3.76		46	55.73	39.48	41.70
13	8.96	2.38	0.42		30	18.99	8.31	4.39		47	60.91	44.45	49.30
14	9.31	2.55	0.48		31	20.03	9.03	4.83		48	66.80	50.46	59.25
15	9.67	2.73	0.57		32	21.16	9.82	5.51		49	73.55	57.41	71.45
16	10.06	2.92	0.67		33	22.39	10.69	6.32		50	81.31	65.60	85.75

Tabla 6.2 Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi; $N'c$, $N'q$ y $N'\gamma$

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modifican para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (Df), e inclinación de la carga. Estas se dan en la sección 6.7. Sin embargo muchos ingenieros usan todavía la ecuación de Terzaghi que proporciona resultados bastante buenos considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo.

VI.2.1 MODIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR NIVEL DE AGUA FREÁTICO.

Las ecuaciones (6.2.1) y (6.2.5) a la (6.2.9) se desarrollaron para determinar la capacidad de carga última con base en la hipótesis de que el nivel freático esté localizado muy debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la localización del nivel freático (ver figura 6.2.3)

Caso I

Si el nivel freático se localiza de manera que $0 \leq D1 \leq Df$, el factor q en las ecuaciones de la capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D1\gamma + D2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \dots\dots\dots 6.2.10$$

donde γ_{sat} = peso específico saturado del agua

γ_w = peso específico del agua

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$

Caso II

Para un nivel freático localizado de manera que $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma Df \dots\dots\dots 6.2.11$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de la capacidad de apoyo debe reemplazarse por el factor

$$\gamma = \gamma' + d/B(\gamma - \gamma') \dots\dots\dots 6.2.12$$

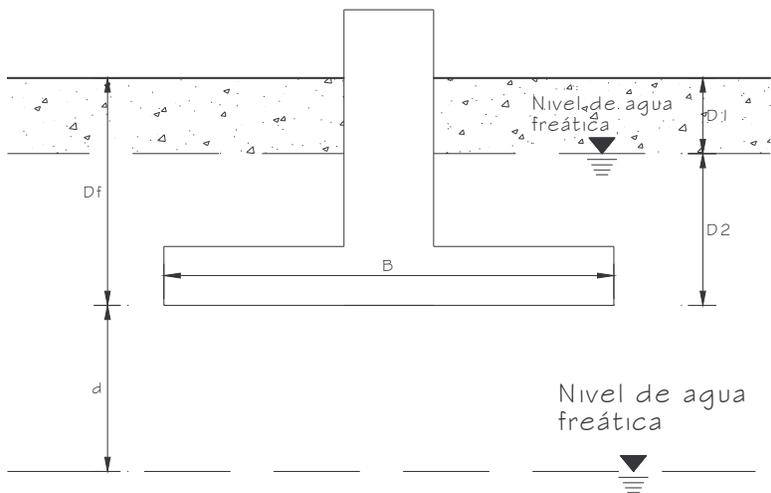


Fig. 6.3.2.- Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de aguas freáticas

Las anteriores modificaciones se basan en la hipótesis de que no existe fuerza de filtración en el suelo

Caso III

Cuando el nivel freático se localiza de manera que $d \geq B$, el agua no afectará la capacidad de carga última.

VI.3 FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta o,

$$q_{adm} = q_u / FS \quad \dots\dots\dots 6.3.1$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad de:

Incremento neto del esfuerzo en el suelo = capacidad de carga última neta6.3.2

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación.

Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante

$$q_{neta(u)} = q_u - q \quad \dots\dots\dots 6.3.3$$

donde $q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última neta

Entonces

$$q_{adm(neta)} = (q_u - q) / FS \quad \dots\dots\dots 6.3.4$$

El factor de seguridad, tal como se define por la ecuación (6.3.4) puede ser por lo menos de 3 en todos los casos.

A menudo se usa otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales.

Se trata del factor de seguridad con respecto a la falla por corte (Fscorte). En la mayoría de los casos un

valor F_{scorte} de 1.4 a 1.6. es deseable junto a un factor *mínimo* de seguridad de 3 a 4 por capacidad de carga última neta o bruta.

El siguiente procedimiento debe usarse para calcular la carga neta admisible para un F_{scorte} dado.

1. Sean c y Φ la cohesión y el ángulo de fricción, respectivamente, del suelo y sea F_{scorte} el factor requerido de seguridad con respecto a la falla por corte, entonces la cohesión y el ángulo de fricción desarrollado son

$$c_d = \frac{c}{F_{scorte}} \dots \dots .6.3.5$$

$$\Phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \Phi}{F_{scorte}} \right) \dots \dots \dots 6.3.6$$

2. La capacidad de carga admisible bruta se calcula de acuerdo con las ecuaciones (6.3.2), (6.3.5), (6.3.6), con c_d y Φ_d como los parámetros de resistencia cortante del suelo. Por ejemplo, la capacidad de carga admisible bruta de una cimentación corrida según la ecuación de Terzaghi es:

$$q_{adm} = c_d N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots .6.3.7$$

donde N_c, N_q y N_γ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción, Φ_d

3. La capacidad admisible neta de carga es entonces

$$q_{adm} (neta) = q_{adm} - q = c_d N_c + q(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots .6.3.8$$

Independientemente del procedimiento por el cual se aplique el factor de seguridad, la magnitud de FS debe depender de las incertidumbres y riesgos implicados en las condiciones encontradas.

VI.3.1 LA ECUACIÓN GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Las ecuaciones de capacidad de carga última presentadas en las ecuaciones (6.2.3), (6.2.5) y (6.2.7) son únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares. Estas no se aplican al caso de cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$). Además las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie marcada como GI y HJ en la figura 6.2.2.). Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos los factores, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma de ecuación general de capacidad de apoyo:

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots \dots \dots 6.3.9$$

donde

c = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ = peso específico del suelo

B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)

F_{cs} , F_{qs} y $F_{\gamma s}$ = factores de forma

F_{cd} , F_{qd} y $F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

F_{ci} , F_{qi} y $F_{\gamma i}$ = factores por inclinación de la carga

N_c , N_q y N_γ = factores de capacidad de carga

Las fórmulas para determinar los diversos factores dados en la ecuación (6.3.9) están descritas en las secciones siguientes. Nótese que la fórmula original para la capacidad de carga última se derivó únicamente para el caso de deformación unitaria plana (es decir, para cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de carga son factores empíricos basados en datos experimentales.

VI.3.2 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Con base en estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α como se muestra en la figura 6.2.2 es más cercano a $45 + \Phi/2$, que a Φ . Si se acepta el cambio, los valores de N_c , N_q y N_γ para un ángulo de fricción del suelo cambiará también respecto a los proporcionados en la tabla 6.1 con $\alpha = 45 + \Phi/2$, las relaciones para N_c y N_q pueden obtenerse como:

$$N_q = \tan^2 \left[45 + \frac{\Phi}{2} \right] e^{2 \tan \Phi} \quad \dots\dots\dots 6.3.10$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi \quad \dots\dots \quad \dots\dots 6.3.11$$

La ecuación para N_c dada por la ecuación (6.3.11) fue originalmente obtenida por Prandtl (1921), y la relación para N_q (6.3.10) fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para N_γ como:

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \Phi \quad \dots\dots\dots 6.3.12$$

La tabla 6.3 muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

En muchos textos y libros de referencia, la relación para N_γ puede ser diferente a la dada en la ecuación (6.3.12). La razón es que existe todavía controversia acerca de la variación de N_γ con el ángulo de fricción del suelo Φ . En este estudio se usa la ecuación (6.3.12).

Φ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \Phi$	Φ	N_c'	N_q'	N_γ'	N_q/N_c	$\tan \Phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.13	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

Tabla 6.3. Factores de capacidad de carga según Vesic(1973)

6.3.3 FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN

Las relaciones para los factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para usarse se muestran en la tabla 6.4, cabe comentar que existen otras relaciones descritas en otros textos.

Factor	Relación	Fuente
Forma ^a	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} Nq \div Nc$	De Beer (1970)
	$F_{cq} = 1 + \frac{B}{L} \tan \Phi$	Hansen (1970)
	$F_{\delta s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
	donde: $L > B$ L=Longitud de la cimentación	
Profundida		Hansen (1970)
	Condición(a): $Df \div B \leq 1$	
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{Df}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \frac{Df}{B}$	
	$F_{yd} = 1$	
	Condición(b): $Df \div B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + (.04) \tan^{-1} \frac{Df}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \tan^{-1} \frac{Df}{B}$	
	$F_{yd} = 1$	
	Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = (1 - B \div 90^\circ)^2$
$F_{\delta i} = (1 - B \div \Phi)^2$		Hanna y Meyerhof (1981)
Donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical		
^a Estos factores son relaciones empíricas basadas numerosas pruebas de laboratorio		
* El factor $\tan^{-1} \frac{Df}{B}$ está en radianes.		

Tabla 6.4 Factores de forma, profundidad e inclinación recomendadas para su uso

VI.3.4 COMENTARIOS GENERALES

Cuando el nivel freático esté en ó cerca de la cimentación, los factores q y γ , dados en la ecuación general de capacidad de carga, ecuación (6.3.12), tendrán que modificarse.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} + q \quad \dots \dots \dots 6.3.13$$

Por tanto, la capacidad de carga última (carga vertical) es

$$q_{neta(u)} = q_u - q = c N_c F_{cs} F_{cd} \quad \dots \dots \dots 6.3.14$$

Skempton (1951) propuso una ecuación para la capacidad de carga última neta para suelos arcillosos (condición $\Phi = 0$) que es similar a la ecuación ()::

$$q_{neta(u)} = 5 c (1 + 0.2 D_f/B) (1 + 0.2 B/L) \quad \dots \dots \dots 6.3.15$$

VI.4. LEVANTAMIENTO DEL FONDO DE UN CORTE EN ARCILLA (FALLA DE FONDO)

Los cortes apuntalados en arcilla resultan inestables como resultado del levantamiento del fondo de la excavación. Terzaghi (1943) analizó el factor de seguridad de excavaciones apuntaladas contra levantamiento del fondo. La superficie de falla para tal caso se muestra en la figura 6.4. La carga vertical (por unidad de longitud de corte) en el fondo del corte a lo argo de la línea bd y af es

$$Q = \gamma H B_1 - cH \quad \dots \dots \dots 6.4.1$$

Donde $B_1 = 0.7 B$ $c =$ cohesión (concepto $\Phi = 0$)

Esta carga Q se trata como una carga por unidad de longitud sobre una cimentación continua al nivel de bd (y af) con ancho de $B_1 = 0.7 B$. Con base en la teoría de Terzagui sobre la capacidad de carga, la capacidad neta última de capacidad de carga por unidad de longitud de esta cimentación (apartado 6.2) es

$$Q_u = cN_c B_1 = 5.7c B_1 \quad 6.4.2$$

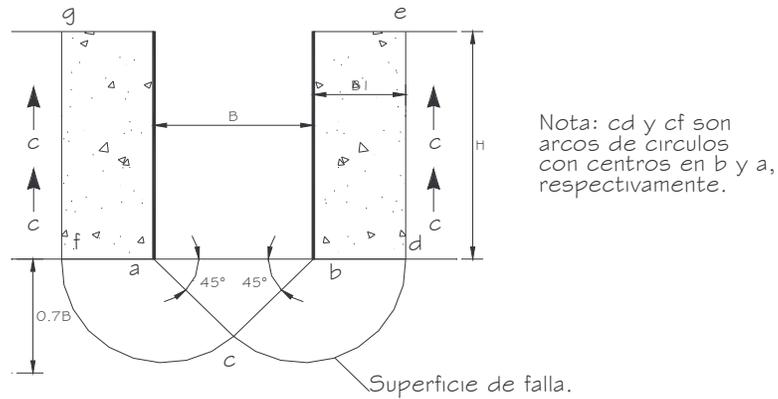


Fig. 6.4.- Factor de seguridad contra falla de fondo

Por consiguiente, de la ecuación (0.00) el factor de seguridad contra el levantamiento de fondo es

$$FS = \frac{Q_u}{Q} = \frac{5.7 c B_1}{\gamma H B_1 - c H} = \frac{1}{H} = \left[\frac{5.7c}{\gamma - (c/0.7B)} \right] \dots\dots\dots 6.4.3$$

Este factor de seguridad se basa en la hipótesis de que el estrato de arcilla es homogéneo, por lo menos hasta una profundidad de $0.7B$ debajo del fondo del corte. Sin embargo un estrato duro de roca o material rocoso a una profundidad de $D < 0.7B$ modificará la superficie de falla en alguna medida en tal caso, el factor de seguridad es

$$FS = \frac{1}{H} = \left[\frac{5.7 c}{\gamma - c/D} \right] \dots\dots\dots .6.4.4$$

Bjerrum y Eide (1955) también estudiaron el problema del levantamiento del fondo de cortes apuntalados en arcilla. Como factor de seguridad propusieron:

$$FS = \frac{cN_c}{\gamma H} \quad 6.4.5$$

El factor de capacidad de carga, N_c varía con las razones H/B y L/B (donde L = longitud del corte). Para cortes infinitamente largos ($B/L = 0$), $N_c = 5.14$ para $H/B = 0$ y se incrementa a $N_c = 7.6$ para $H/B = 4$. Mas allá de este valor, es decir para $H/B > 4$, el valor de N_c permanece constante. Para cortes cuadrados en planta ($B/L = 1$), $N_c = 6.3$ para $H/B = 0$ y $N_c = 9$ para $H/B \geq 4$. En general, para cualquier H/B ,

$$N_c(\text{rectángulo}) = N_c(\text{cuadrado}) = (0.84 + 0.16 B/L) \quad 6.4.6$$

La figura 6.4 muestra la variación del valor de N_c para $L/B = 1, 2, 3$, y ∞ .

Cuando las ecuaciones 6.45 y 6.46 se combinan, el factor de seguridad contra levantamiento es

$$FS = \frac{cN_c(\text{cuadrado}) (0.84 + 0.16 B/L)}{\gamma H} \quad 6.4.7$$

La ecuación (6.4.8) y la variación del factor de carga N_c , como muestra la figura (6.4), se basan en la hipótesis de que el estrato de arcilla debajo del fondo del corte es homogéneo y que la magnitud de la cohesión no drenada en el suelo que contiene la superficie de falla es igual a c (figura 6.4). Sin embargo, si se encuentra un estrato mas fuerte de arcilla a una pequeña profundidad, como muestra la figura 6.4 la superficie de falla debajo del corte será gobernada por las cohesiones no drenadas c_1 y c_2 . Para este tipo de condición, el factor de seguridad es

$$FS = \frac{c_1(\text{cuadrado}) (0.84 + 0.16 B/L)}{\gamma H} \quad 6.4.8$$

CAPITULO VII

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

Debido a que la finalidad de este trabajo se relaciona directamente con esta área de la Ingeniería civil, en el presente capítulo se presenta una descripción más detallada en lo que respecta a los tipos de estudios necesarios que se realizan para poder proyectar el sistema de alcantarillado y en particular para poder analizar la problemática del diseño y construcción de los cárcamos de la planta de bombeo.

Hasta la fecha, para la elaboración del proyecto general de un sistema de alcantarillado, el lugar que ocupan los estudios de la mecánica de suelos está muy por debajo de los estudios hidráulicos e hidrológicos considerados básicos y de primer orden para determinar las características que regirán la elaboración del diseño del sistema requerido. Sin embargo como en algunos casos ha sucedido cuando ya contando con el proyecto definido en su totalidad, en el momento que se disponen a construirlo, surgen problemas principalmente a que las características del suelo encontradas no fueron las esperadas, es precisamente este momento cuando el Ingeniero constructor, tanto como el Ingeniero proyectista se dan cuenta de la necesidad imperante de contar con datos reales y abundantes con respecto a las características del suelo con el que se está tratando, en este caso suelen concluir que la relevancia del estudio de mecánica de suelos es similar a los hidráulicos.

Es importante recalcar la importancia de realizar adecuadamente y a conciencia la elección de sitios para la obtención de muestras mediante los sondeos requeridos, determinar las pruebas de campo necesarias así como de laboratorio que nos indiquen todo parámetro posible de determinar, ya que de la correcta interpretación de los resultados obtenidos se podrá contar con una concepción fidedigna de las propiedades físicas propias de cada sitio diferente donde se realizara la obra.

Cuando se planea elaborar un proyecto integral de alcantarillado, son necesarios junto con otros estudios los de mecánica de suelos, en especial para aquellos sitios donde se planea construir la obra de captación y desalojo de las aguas residuales (cárcamos de la planta de bombeo) para lo que se requerirá obtener las propiedades más significativas del suelo, entre ellas su densidad, peso específico, ángulo de fricción interna, grado de cohesión, relación de sobre consolidación entre otras, que regirán en ciertos aspectos la forma, dimensionamiento y sobre todo la planeación del sistema constructivo a emplear para la construcción de los cárcamos de bombeo, todo

acorde a las características propias del suelo para lograr su emplazamiento (hincado) en la forma más rápida, segura y económica.

VII.1 CLASIFICACIÓN

Una vez destacada la importancia de la mecánica de suelos, es procedente realizar a continuación una descripción generalizada de los diferentes tipos de estudios que existen para la obtención de muestras así como las diferentes pruebas de laboratorio más comunes que nos permiten mediante los resultados obtenidos conocer las características físicas del suelo muestreado, lo que por consiguiente llevara a una planeación adecuada del procedimiento idóneo en este caso para el hincado de las estructuras mencionadas. Aclarando que estos tipos de muestreos son similares a los realizados para la mayoría de las obras civiles de diversos tipos de infraestructura (puentes, presas de almacenamiento, edificaciones, pilotaje, etc.).

Antes de iniciar la descripción de cada uno es conveniente realizar una clasificación de los sondeos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo existente en la mecánica de suelos.

Por el tipo de obtención de muestras se clasifican en :

<i>EXPLORATORIOS PRELIMINARES</i>	<ul style="list-style-type: none"> -Pozos a cielo abierto con muestreo alterado -Pozos a cielo abierto con muestreo Inalterado -Perforaciones con porteadoras, barrenos helicoidales o similares -Método de lavado -Método de penetración estándar -Método de penetración cónica -Perforaciones en boleos y gravas
<i>DEFINITIVOS</i>	<ul style="list-style-type: none"> -Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado -Método con tubo de pared delgada -Método rotario para roca
<i>GEOFISICOS</i>	<ul style="list-style-type: none"> -Sísmico -De resistencia eléctrica (resistividad) -Magnético y gravimétrico

VII.2. SONDEOS EXPLORATORIOS O PRELIMINARES

Son aquellos que se realizan inicialmente por medio de procedimientos simples y económicos, que permiten adquirir una información preeliminar respecto al tipo de suelo encontrado, es decir nos dan los parámetros para formarse una idea aproximada de sus propiedades así como de los problemas que se pueden presentar con el mismo, también nos indican como debemos de programar en forma completa los sondeos definitivos y las pruebas necesarias a realizar para conocer con exactitud todas las propiedades físicas que se sospeche lleguen a ocasionar condiciones críticas para la construcción de la obra en cuestión.

Dentro de este grupo se encuentran los siguientes tipos de sondeo que se realizan:

VII.2.1.-POZO A CIELO ABIERTO CON OBTENCIÓN DE MUESTRA ALTERADA REPRESENTATIVA

Mediante una excavación que se realiza manualmente, siendo recomendable llegar hasta una profundidad de 2.0 ó 2.5 metros mayor que la de desplante de la estructura, de ser posible si lo permiten las condiciones del mismo y el nivel freático existente, con las dimensiones suficientes para que una o dos personas bajen al fondo del mismo, donde se podrá apreciar directamente en las paredes los diferentes estratos que conforman el suelo, obteniendo muestras alteradas del mismo a cada 50 cms de profundidad o a cada cambio de estrato según sea el caso. Estas muestras deberán introducirse en frascos de vidrio o en bolsas de plástico con la finalidad de que conserven su humedad hasta el momento de realizarles las pruebas correspondientes.(las cuales deben ser lo mas pronto posible). Adicionalmente deberán registrarse los datos observados tales como profundidad del nivel freático, espesor de cada estrato y profundidad a la que se encuentra, color, olor, composición observada, y cualquier característica que los diferencie a cada uno.

VII.2.2 .-MUESTRAS INALTERADAS DE POZO A CIELO ABIERTO

De otro pozo similar al excavado a cielo abierto mencionado con anterioridad ó del mismo, puede ser posible obtener muestras parcialmente inalteradas si se tiene el cuidado suficiente durante la excavación, de no aplicar demasiada presión o movimiento sobre la zona donde se planea obtener este tipo de muestra, o en su defecto obtenerla de alguna de las paredes laterales o del fondo del pozo. la muestra obtenida deberá tener como mínimo las dimensiones de 35 x 35 centímetros, con una forma rectangular y deberá ser protegida inmediatamente cubriéndola con capas de manta impermeabilizadas con brea y parafina para que no pierdan su humedad característica de la profundidad de la cual fue extraída, es recomendable obtener muestras de este tipo a cada metro de profundidad del pozo excavado



Fig 7.1 características del sondeo para la obtención de muestras alteradas e inalteradas mediante la excavación de un pozo a cielo abierto

VII.2.3 .-MUESTRAS REPRESENTATIVAS ALTERADAS MEDIANTE LA PERFORACIÓN CON BARRENOS HELICOIDALES, POSTEADORA O CUCHARA MUESTREADORA

Estas muestras extraídas son una mezcla de los materiales atravesados y su interpretación es problemática cuando la secuencia estratigráfica varía de un estado duro a uno blando, puesto que se pierden sus límites exactos entre uno y otro. Estas muestras son útiles para poder determinar la humedad promedio, así como el tamaño de los granos (granulometría aproximada) y las características de plasticidad de los diferentes estratos.

Por medio de estos métodos es posible obtener muestras alteradas hasta de una profundidad de 3 metros, teniendo en cuenta que a mayor profundidad de la muestra obtenida, existe la posibilidad de que el contenido de agua que presenta sea mayor que el real del estrato.

De igual forma como en las anteriores estas muestras se deberán proteger de la misma forma para conservar su humedad natural.

Las herramientas utilizadas para estos tipos de sondeos se ilustran a continuación

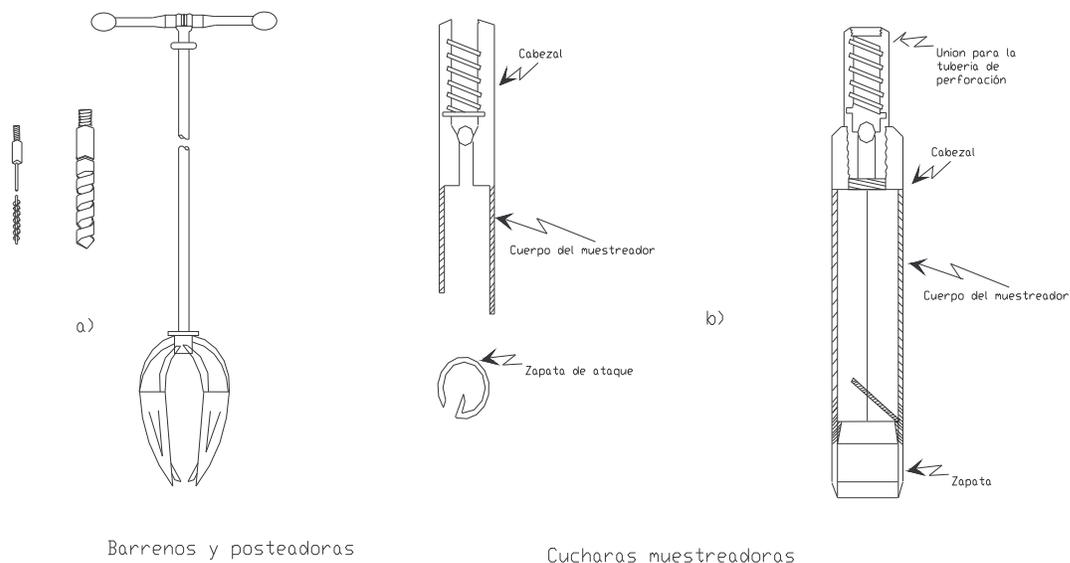
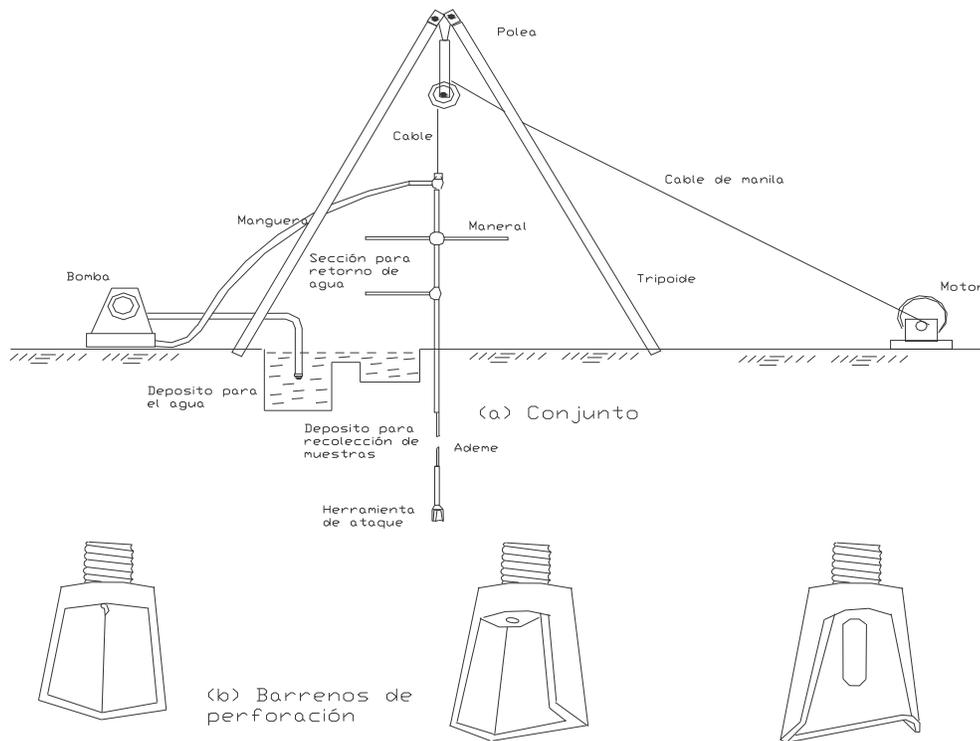


Fig. 7.2 Herramientas utilizadas en el sondeo para la obtención de muestras alteradas a) Barrenos helicoidales y posteadoras. b) Cucharas muestreadoras

VII.2.4 .-METODO DEL LAVADO

Es otro procedimiento preliminar, rápido y económico para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo, en él las muestras obtenidas son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar prueba alguna de laboratorio.

El procedimiento consiste en realizar una perforación con un trípode con polea y martinete suspendido, cuyo peso es de 80 a 150 kilogramos, que hinca mediante golpes un ademe metálico (tubo) en el suelo, siendo este de un diámetro mayor al de la tubería que se usa para la inyección de agua, inyección que se efectuara por medio de una bomba, que al operar, ocasiona el paso de agua a presión en el extremo inferior de la tubería,, a través del trepano de acero perforado, forme una suspensión con el suelo del fondo, saliendo al exterior por el espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección. Una vez en el exterior se deposita el sedimento del suelo extraído permitiendo su análisis y clasificación, el que se debe considerar como alterada , no representativa..



DISPOSITIVO PARA EL SONDEO POR LAVADO

Figura 7.3 Dispositivo para el sondeo por lavado

Este procedimiento se debe complementar con un muestreo realizado con el auxilio de una cuchara sacamuestras apropiada colocada al extremo de la tubería en lugar de trepano, haciéndolo a cada 1.50 metros de profundidad, siempre y cuando las características del suelo no cambien, lo que se apreciaría en un cambio en la suspensión extraída, inmediatamente deberá obtenerse con la cuchara otra muestra.

Al concluir la operación se deberá permitir que el agua del pozo alcance su nivel de equilibrio (NAF) registrando su profundidad.

Los modelos de muestreadores más usados que se colocan en el extremo inferior de la tubería de inyección para la obtención de muestras son los que a continuación se ilustran y describen:

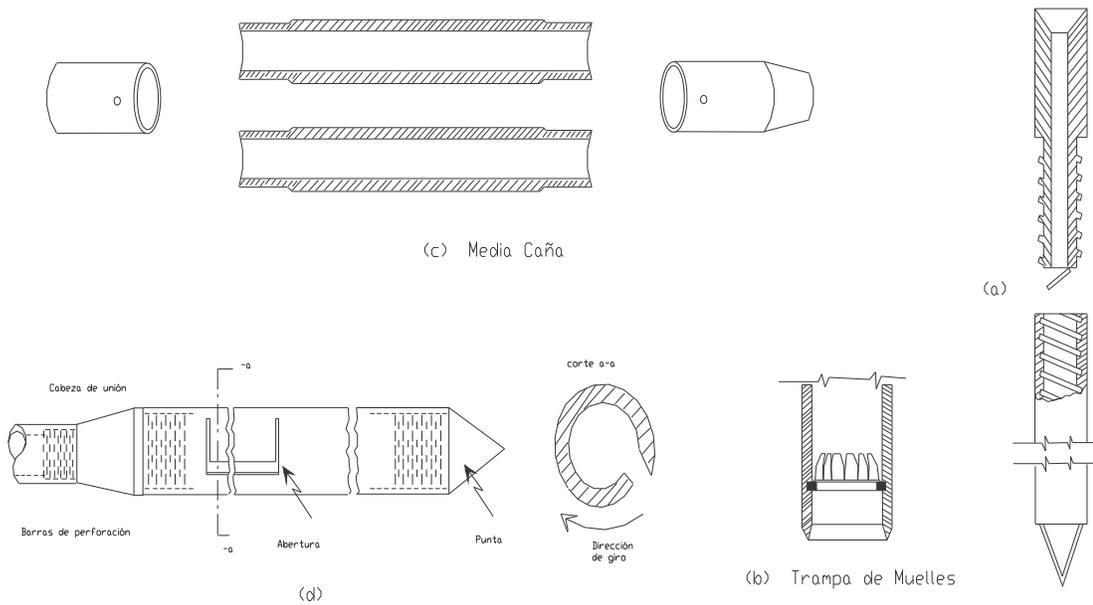


Figura 7.4 Muestreadores para sondeo

Estos tres tipos se introducen a golpes en el suelo, el muestreador de trampa de muelles (b) tiene en su parte inferior unas hojas metálicas que dejan entrar la muestra en la cámara inferior pero que no le permiten su salida; el de media caña (c) es el más comúnmente usado, ya que se puede dividir longitudinalmente para la extracción de la muestra obtenida.

Cuando se desea obtener muestras de arenas bajo el nivel freático (NAF) el cucharón raspador (d) que funciona por rotación es recomendable por útil y funcional.

VII.2.5.- MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

De todos los métodos preliminares es que prácticamente rinde mejores resultados en la comparación con los demás, ya que proporciona mas Información útil referente al subsuelo para su descripción, el sondeo se lleva a cabo con el penetrometro, el cual se presenta un corte longitudinal en la siguiente figura:

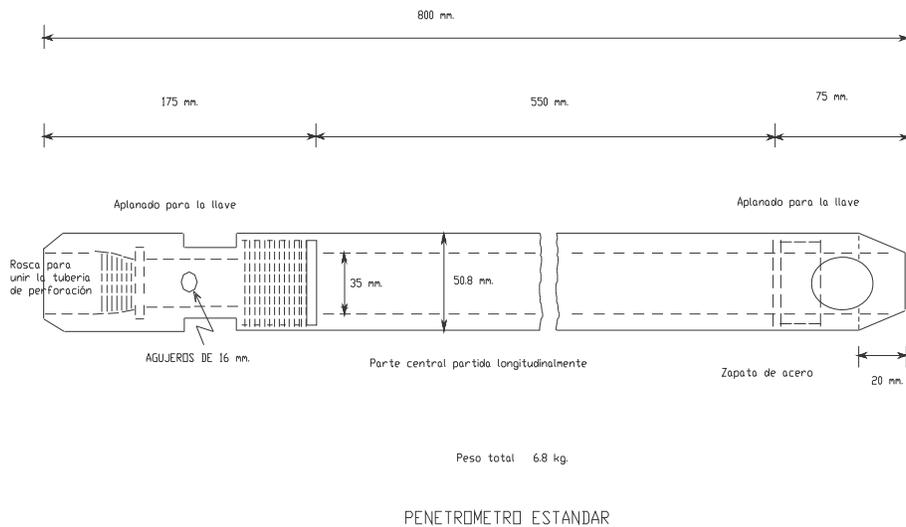


Figura 7.5 Corte longitudinal del penetrometro estándar

En suelos puramente friccionantes, el hincado de penetrometro, nos permite conocer la compacidad de los diversos mantos que conforman el suelo, aportando parámetros importantes del comportamiento mecánico de los mismo, por otro lado en suelos plásticos se permite adquirir una idea, si bien tosca de la resistencia a la compresión simple. Además la práctica de sondeo exploratorio por este método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El penetrometro se enrosca en el extremo de la tubería de perforación para proceder a realizar la prueba, que consiste básicamente en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 Kg (140 libras), que cae desde una altura de 76 cm. (30 pulgadas), contando el numero de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. (1 pie). El martinete hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación. Conforme se avanza de 60 cms, se deberá retirar el penetrometro removiendo la muestra obtenida en su interior. Para la siguiente etapa se deberá limpiar el fondo del pozo cuidadosamente, se hace descender nuevamente el muestreador y al tocar el fondo, se procedé a su hincado con golpes 15 cm. dentro del suelo, desde este momento deben contabilizarse los golpes necesarias para el hincado de los 30 cm., a continuación se hace penetrar el muestreador en toda su longitud para obtener la muestra representativa del estrato.

La importancia de la aplicación de este método radica en la utilidad de usar las correlaciones realizadas en campo y en laboratorio de diversos suelos anteriormente explorados, sobre todo las arenas, permitiendo relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna, Φ en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , en arcillas, con el numero de golpes necesarios ese suelo para que el penetrometro estándar logre entrar los 30 cm especificados. Resultados basados en diversas comparaciones obtenidas de correlaciones estadísticas dignas de confianza, dando como resultado para los suelos friccionantes, tablas y graficas dignas de crédito aplicables en la practica real, sin embargo, para los suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con q_u son mucho menos dignas de credibilidad. En la figura 7.6 se presenta una correlación muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes, para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck dan la correlación que se presenta en la tabla 7.1

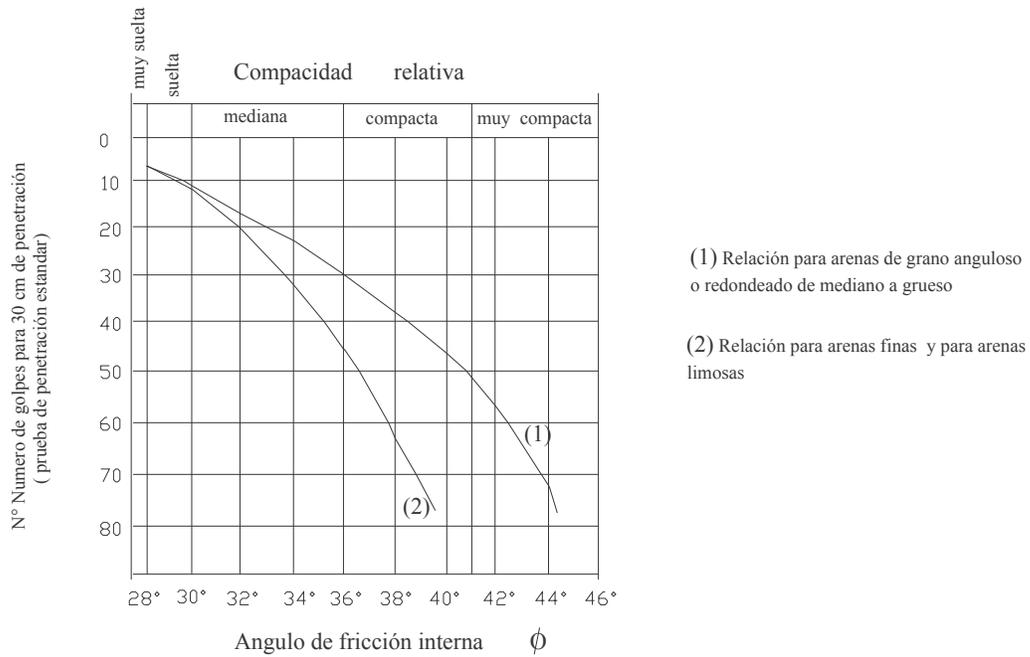


Figura 7.6 Correlación entre el numero de golpes para 30 cms de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.

Tabla 7.1 Correlación resistencia a la compresión simple-penetración estándar, en arcillas y suelos blandos

CONSISTENCIA	N° DE GOLPES	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPL (Kg/cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 – 4	0.25 – 0.50
Mediana	4 – 8	0.50 – 1.0
Firme	8 – 15	1.0 – 2.0
Muy Firme	15 – 30	2.0 – 4.0
Dura	> 30	> 4.0

Es importante aclarar que las correlaciones de la tabla 7.1 solo deben usarse como referencia o norma tosca de criterio, ya que diversos resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones, que nos

indican que las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para el diseño de un proyecto.

VII.2.6 .- MÉTODO DE PENETRACIÓN CÓNICA

Consiste básicamente en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece, el método puede ser dinámico o estático dependiendo del procedimiento de hincado del mismo, es decir por el método estático el hincado se realiza a presión con un gato, mientras en el otro método se realiza con golpes de un martinete (con algunas analogías a la penetración estándar, contabilizar número de golpes para hincar 30 cm, con un peso de 65kg y con 76 cm de altura de caída).Desgraciadamente a pesar de economía y rapidez, para este tipo de pruebas no existen las correlaciones (debido principalmente a la falta de obtención de muestras representativas y ala gran fricción lateral de la perforación) como en el caso de la penetración estándar, siendo sus resultados de muy dudosa interpretación, ya que en observaciones realizadas se ha detectado que en arenas la prueba dinámica de cono da un resultado al doble del obtenido en la penetración estándar, siendo no recomendable en absoluto para su uso en arcillas.

Con respecto a la penetración cónica estática que se aplica en arcillas, aplicando presión en la parte superior de la tubería de perforación con u gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga, siendo la velocidad de penetración constante del orden de 1 cm/seg. , registrando los resultados en una gráfica de presión aplicada contra penetración lograda; otras veces se registran las presiones necesarias contra la profundidad requerida en cierta penetración. Al igual que en el método dinámico tampoco se obtienen muestras del suelo, además tampoco existen correlaciones para su consulta. Es importante aclarar el inconveniente de que la resistencia del suelo dependerá de la velocidad de aplicación de las cargas, por lo tanto los resultados pueden no ser realmente representativos.

Finalmente se podría concluir que este tipo de pruebas de penetración cónica, estática o dinámica, únicamente son útiles en zonas cuya estratigrafía sea ampliamente conocida y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico, pero es importante recalcar que son de muy difícil interpretación en lugares no explorados a fondo previamente., siendo mas recomendable la aplicación de la prueba de penetración estándar.

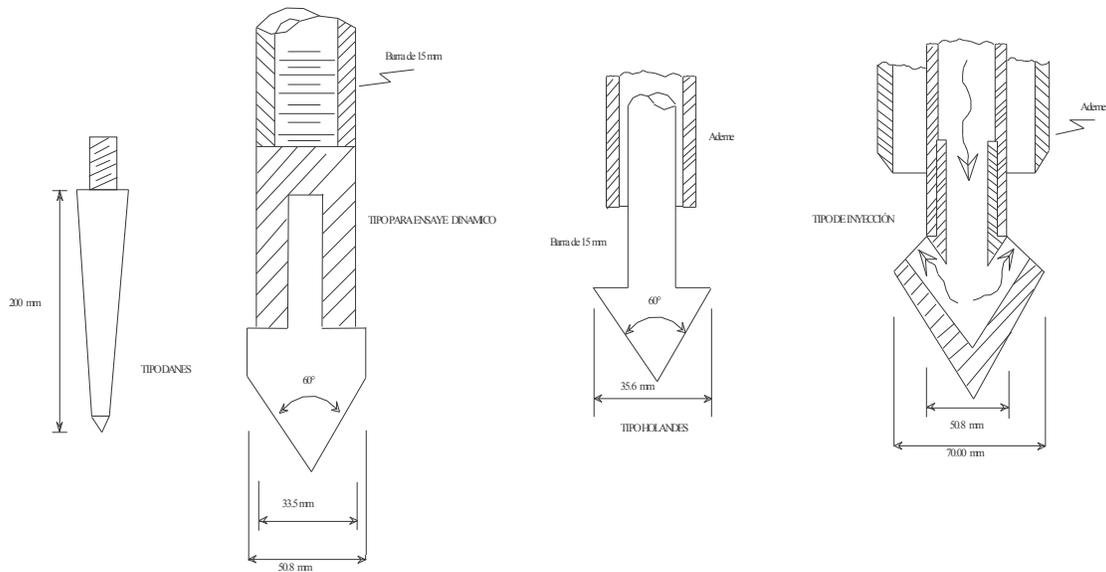


Figura 7.7 Penetrometros cónicos

Los actuales penetrometros de cono miden (a) la resistencia de cono (qc) a la penetración desarrollada por el cono, que es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área horizontal proyectada y (b) la resistencia por fricción (fc), que es la resistencia medida por un manguito situado arriba del cono con el suelo local rodeándolo. La resistencia por fricción es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito, dividida entre su área superficial, en realidad la suma de la fricción y la adhesión.

Generalmente se usan dos tipos de penetrometro para medir qc y fc :

.-**Penetrómetro de cono de fricción mecánica**, en este caso la punta del instrumento esta conectada a un conjunto de barras internas, la punta es primero empujada 40 mm aproximadamente, dando la resistencia de cono. Con un empuje adicional, la punta acciona la fricción del manguito, conforme la barra interior avanza, la fuerza en la barra

es igual a la suma de la fuerza vertical sobre el cono y el manguito, restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.

.-**Penetrómetro de cono de fricción eléctrico**,(fig. 7.8) en este instrumento, la punta está unida a un grupo de barras de acero, la punta se empuja en el terreno a razón de 20mm/s. Los alambres de los transductores se pasan por el centro de las varillas y dan en forma continua las resistencias de cono y lateral.

La fig. 7.9 muestra los resultados de pruebas de penetrometros en un perfil de suelo con medición de la fricción por medio de un penetrometro de cono de cono de fricción mecánico y otro eléctrico.

Al igual que en caso del uso del penetrómetro estándar, han sido desarrolladas varias correlaciones útiles para estimar las propiedades del suelo encontrado.

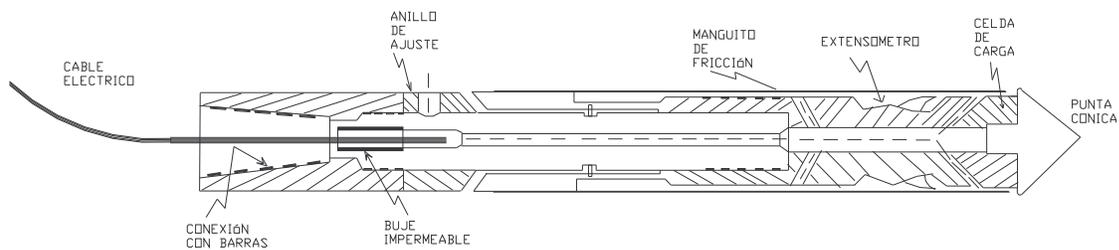


Figura 7.8 Penetrómetro de cono de fricción eléctrico (según la ASTM, 1992)

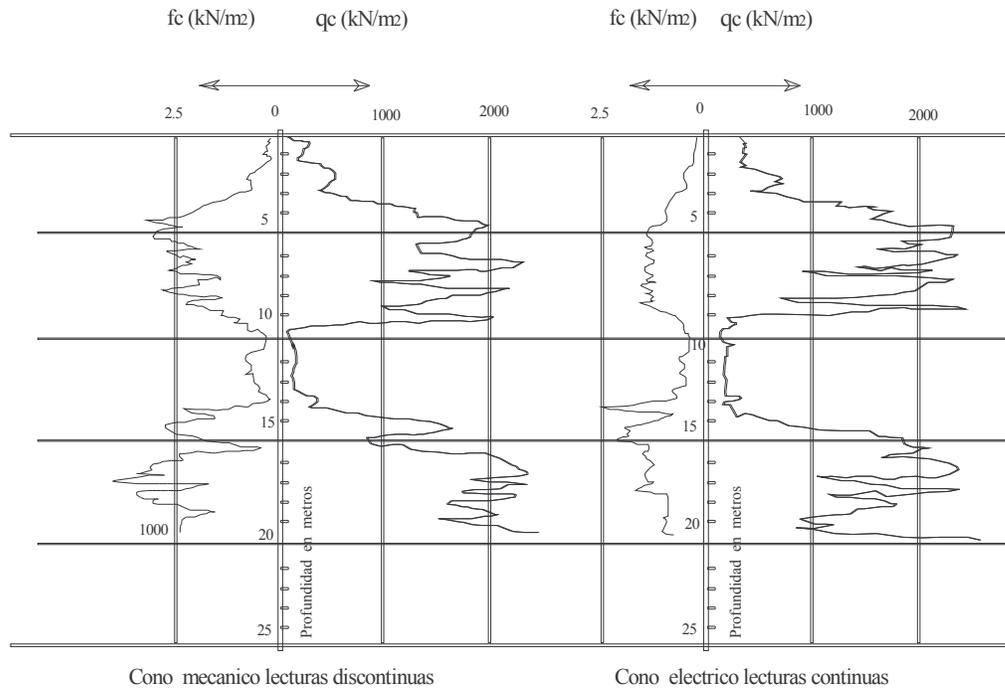


Figura 7.9 Pruebas con penetrómetro con mediciones de la fricción

VII.2.7.- PERFORACIONES EN BOLEOS Y GRAVAS

Cuando se presentan dificultades en las perforaciones debido a la presencia de boleos o gravas, no siendo útiles las herramientas hasta ahora descritas, en estos casos se hace necesario el empleo de herramental mas pesado, del tipo de carretones con taladros de acero duro, que se suspenden con cables y dejan caer sobre el estrato rocoso, o en ocasiones se recurre incluso al uso de explosivos para romper la resistencia del obstáculo presente.

VII.3. SONDEOS DEFINITIVOS

El objetivo de estos es proporcionar muestras inalteradas en suelos, las cuales serán las apropiadas para realizar pruebas de compresibilidad y resistencia, así como muestras de rocas que no pueden ser obtenidas por los métodos mencionados anteriormente, los cuales a veces si rinden muestras representativas y pueden llegar a considerarse como definitivos, en el sentido de no ser necesaria una exploración posterior para recabar las características del suelo; sin embargo cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de probables problemas relacionados a asentamientos o baja resistencia al esfuerzo cortante, será necesario recurrir a los métodos siguientes:

VII.3.1.- POZOS A CIELO ABIERTO CON MUESTREO INALTERADO

Descrito en la sección VII.2.1 se omite su descripción, agregando solo el hecho de que cuando es factible, debe considerarse el mejor método de exploración y obtención de la muestra, a disposición del ingeniero de campo a fin de obtener muestras inalteradas y todo tipo de datos adicionales que permitan arrojar resultados confiables para la mejor realización del proyecto y ejecución de la obra.

VII.3.2.- MUESTREO CON TUBOS DE PARED DELGADA

Cuando en Mecánica de Suelos se habla de “Muestras inalteradas” debemos tener presente que la realidad es que la muestra obtenida por cierto procedimiento si presenta determinadas alteraciones en las condiciones de su frontera, debido a la utilización de alguna herramienta para su extracción (aunado a esto el manejo y traslado de la muestra hasta el momento de ser sometida a pruebas en el laboratorio), que inevitablemente altera las condiciones de esfuerzo en su vecindad, las cuales son consideradas mínimas con respecto a las que tenía “in situ”, por lo que no debemos interpretar rigurosamente la palabra “inalterada” literalmente.

Actualmente se practican muestreos en suelos cohesivos utilizando de pared delgada de los cuales existen muchos modelos el grado de perturbación depende del procedimiento usado para su hincado, si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, se hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico.

En la fig. 7.10 (a) aparece uno de los tipos mas comunes de muestreador de pared delgada., en la parte (b) de dicha figura se muestra un tipo mas elaborado de muestreador de pistón , que tiene por objeto eliminar o casi eliminar la tarea de limpiar el fondo del pozo previa al muestreo, al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles mas altos en el fondo del pozo entre el., una y en el nivel de muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hinca libremente (pistón retractil) ó bien, fijado el pistón en el nivel de muestreo por un mecanismo accionado desde la superficie se hinca muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo (pistón fijo), la fig. 7.10 (c) muestra un esquema de un dispositivo aplicador de presiones de un hincado que puede usarse cuando no se disponga de una maquina perforadora que aplique la presión mecánicamente, un procedimiento alternativo al mostrado en la figura., será cargar la varilla de portacion con peso muerto utilizando gatos hidráulicos, en arenas especialmente situadas bajo el nivel freático se tiene la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una, cohesión que le permita conservar su estructura y adherirse el

muestreador, afortunadamente en la practica de la Mecánica de suelos dado que la prueba estándar de penetración, al informar sobre la compacidad de los mantos arenosos, proporciona el dato mas y generalmente en forma suficientemente aproximada, de las características del mismo.

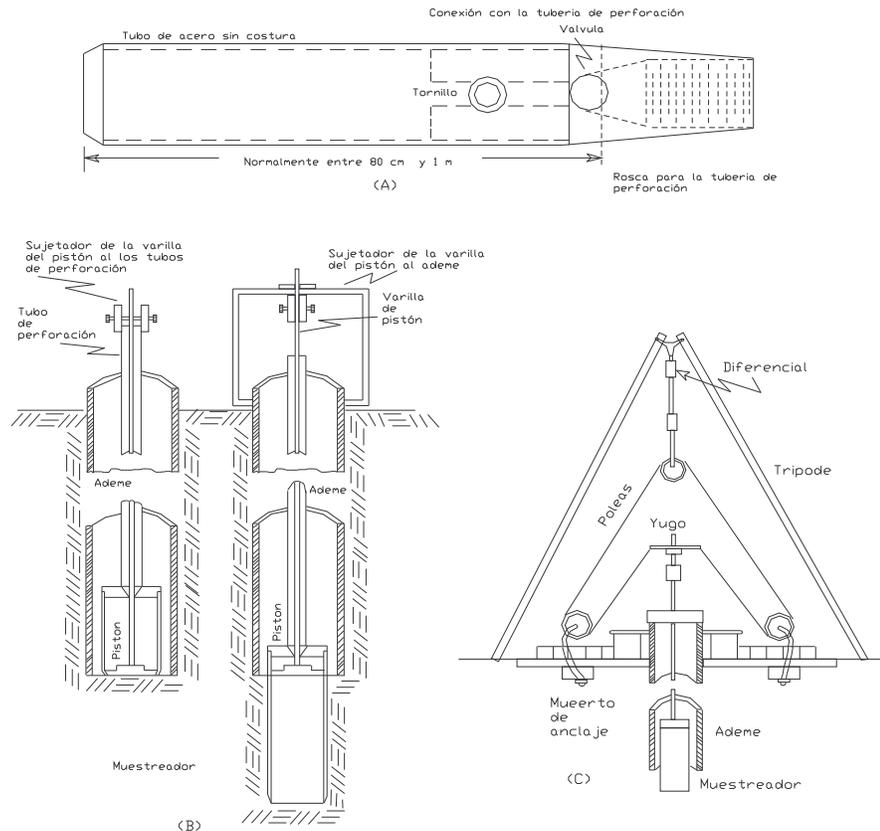


Figura 7.10 Muestreadores de tubo de pared delgada; a) Tipo Shelby ; b) De pistón ; c) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial

VII.3.3.- MUESTREO CON METODO ROTARIO PARA ROCA

Cuando en una exploración se alcanza una capa de roca firme con un cierto grado de dureza y las herramientas antes descritas no permiten continuar con la exploración, debido a la presencia de un gran bloqueo estrato rocoso, se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con brocas de diamante,, en este tipo de perforadoras, en el extremo de la tubería de perforación se coloca un muestreador especial, denominado corazón, en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante

industrial, que facilitan la perforación, obteniendo muestras en forma de empaque que penetran en el corazón del mismo a lo largo de su trayectoria. Debido a que con frecuencia las muestras extraídas no corresponden a los resultados reales por lo tanto para efectos del presente trabajo no se considera adecuado detallar este procedimiento, por lo que solo se menciona en forma general en que consiste básicamente.

VII.4. SONDEOS GEOFISICOS (EXPLORACIÓN INDIRECTA)

Estos métodos de exploración de mayor uso en la actualidad pueden rendir excelentes frutos por su gran capacidad para explorar grandes extensiones a un costo relativamente bajo y con una precisión lo suficientemente aceptable para obtener buenos resultados. Estos se basan esencialmente en la Geofísica,, ciencia que permite relacionar parámetros físicos del subsuelo puestos en evidencia por la geología superficial, estableciendo las características geológicas del espesor estudiado.

VII.4.1.- METODO MAGNETICO Y GRAVIMETRICO

El método magnético es el más antiguo de todos los métodos geofísicos, consiste en determinar el valor del campo magnético terrestre en diferentes puntos, correlacionándolo con las formaciones geológicas que ejercen influencia local. Cabe mencionar que únicamente rinde buenos frutos en exploraciones de zonas a gran escala.

El método gravimétrico ha sido muy utilizado para investigaciones enfocadas al ámbito petrolero, y solo en épocas recientes se ha usado para estudios de prospección superficial. La finalidad de este método es determinar la distribución de densidades en el subsuelo, principalmente para detectar la presencia de cavidades naturales o artificiales, ya que en ambos casos se detectan cambios en la aceleración del campo gravitacional terrestre dentro de la zona explorada. Valores de aceleración ligeramente distintos que el normal indicarían la presencia de masas densas de roca, lo contrario será indicio de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades. En la actualidad, la precisión de los aparatos disponibles permiten descubrir la presencia de fallas, grietas y fisuras importantes o rellenos de materiales recientes en hondonadas antiguas, sin embargo persiste la dificultad interpretativa para situar la profundidad de las anomalías detectadas.

VII.4.2.- METODO SISMICO

Basado en la diferencia de velocidad de propagación de las ondas elásticas en medios de constitución diferente, ya que los diferentes minerales poseen densidades y pesos específicos bastante parecidos, no siendo así

para los módulos elásticos, modulo de elasticidad que nos permite determinada velocidad de propagación a través del mismo, correlacionándose en forma confiable. Lo que pone en evidencia cambios en la naturaleza de los materiales y estratificaciones.

Las ondas elásticas son inducidas por medios artificiales, tales como impactos o explosiones, las vibraciones que transmite el suelo se recogen en aparatos sensibles (llamados sismógrafos o geófonos) capaces de registrarlas e inscribirlas. Si se colocan varios de estos a diferentes distancias de la perturbación se podrán medir los distintos tiempos de llegada. El método sísmico se aplica de dos formas, por reflexión o por refracción.

El método sísmico por reflexión mide el tiempo que invierte una onda en hacer el trayecto entre el origen de las oscilaciones y el geófono, después de reflejarse en una superficie de contacto entre dos formaciones de naturaleza distinta. Este procedimiento requiere de aparatos muy complicados y de la ubicación del centro de la perturbación a cierta profundidad, los resultados son muy precisos cuando se realiza en prospección petrolífera, pero por su complicación es muy poco usado para resolver problemas de ingeniería civil.

El método sísmico por refracción se basa en el hecho de que una onda elástica que atraviesa una frontera entre materiales diferentes se refracta hacia el plano de dicha frontera cuando entra a un material que transmite la onda con velocidad mayor que la que tenía en el medio original, y se refracta hacia un plano perpendicular a la frontera cuando la velocidad de propagación es menor en el material a que entra que la que tenía en el medio por el que se venía propagando. Los geófonos se colocan a distancias variables del punto de explosión, generalmente alineados respecto a dicho punto. La distancia desde el punto de explosión hasta el geófono mas alejado debe ser de 3 a 12 veces la profundidad que se desee explorar.

En la figura 7.11 se muestra esquemáticamente la disposición de los geófonos sobre un perfil en estudio y el tipo de grafica que se obtiene de la interpretación. Por la curva que se presenta en esta, se pueden deducir las velocidades en cada estrato, a partir de las cuales se puede determinar la profundidad a que aparecen las distintas fronteras, además existen registros confiables que muestran los rangos de velocidad de propagación de onda elásticas que corresponden a diferentes tipos de suelos y rocas. Las mediciones realizadas sobre diversos medios permiten establecer que cuando la velocidad de propagación varia entre 150 y 2,500m/seg en suelos, corresponden los mayores a mantos de grava muy compacto, y los menores a arenas sueltas; los suelos arcillosos

tienen valores medios. En roca sana los valores fluctúan entre 2,000 y 8,000 m/seg. En el agua la velocidad de propagación es de 1400 m/seg..

Prácticamente se hace necesaria una gran experiencia por parte del técnico para la interpretación de los resultados obtenidos, siendo a veces necesario realizar una exploración convencional del suelo para una interpretación más correcta de dichos resultados.

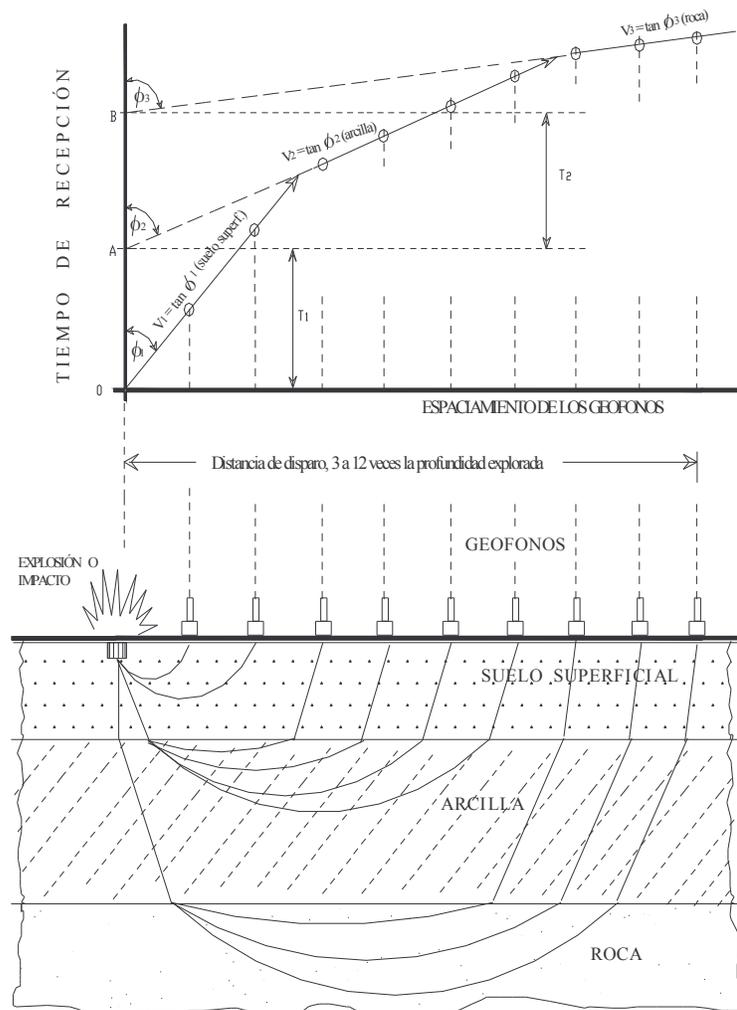


Figura 7.11 Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método sísmico por refracción, y su interpretación

VII.4.3 METODO DE RESISTIVIDAD (RESISTENCIA ELÉCTRICA)

Tomando como base que, los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando se induce a través de ellos una corriente eléctrica. La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los dos exteriores, conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), mientras que los interiores se conectan a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante, por lo que se denominan electrodos de potencial. Los electrodos de corriente son simples varillas metálicas, con punta afilada, mientras que los de potencial son recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre, que al filtrarse al suelo, garantiza un buen contacto eléctrico.

Mediante este método se miden las resistividades a diferentes profundidades, en un mismo lugar y, en segundo, para medir la resistividad de una misma profundidad, a lo largo de un perfil. Lo primero se logra aumentando la distancia d , entre electrodos, logrando que la corriente penetre a mayor profundidad, lo segundo conservando d constante y desplazando todo el equipo sobre la línea a explorar. Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo las rocas suaves, gravas compactas, etc., y teniendo los menores valores para los suelos suaves saturados. En mecánica de suelos este método se aplica principalmente para determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo.

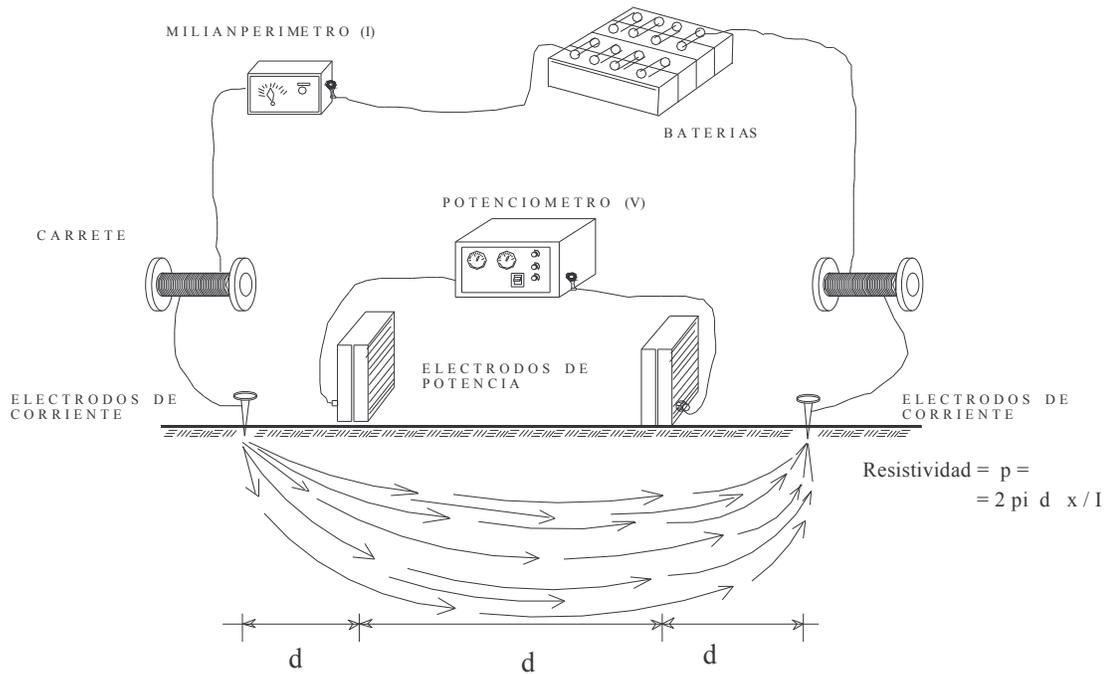


Figura 7.12 Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método de resistividad eléctrica.

Al igual que los anteriores métodos geofísicos descritos, los resultados obtenidos deben verificarse y correlacionarse con los resultados de exploración directa por medio de sondeos, sin olvidar que la gran ventaja es de cubrir grandes extensiones a un costo relativamente bajo ahorrando sondeos de exploración directa que de una u otra forma serían requeridos.

VII.5 PRUEBAS DE LABORATORIO Y SU INTERPRETACIÓN

Después de la breve descripción de los diversos sondeos exploratorios más importantes, con relevancia desde el punto de vista del procedimiento de hincado por el método “pozo indio”, como complemento al presente capítulo se considera muy importante hacer mención de las pruebas de laboratorio recomendadas que nos permitirán conocer las características y propiedades físicas de los diversos materiales que conforman el suelo en estudio.

La cantidad de material que constituye una muestra debe ser suficiente para realizar todas las pruebas de laboratorio y aun repetir las incorrectas o aquellas cuyos resultados sean dudosos. En general conviene formar muestras de 40 a 50 Kg.

El material obtenido del muestreo está formado en general por grava y grumos de tierra, las pruebas que se describirán más adelante, tales como densidad, compactación, límites de consistencia, compresión triaxial, etc., se hacen con la porción de la muestra que pasa por el tamiz número 4, el material que queda retenido en él, se desecha para la mayoría de las pruebas.

Al preparar la muestra para su ensayo, es necesario desmoronar los grumos por medio de un pisón de madera, pero sin romper las partículas o fragmentos de roca. Igualmente debe evitarse que se pierda el material más fino, al operar, debe, por tanto, trabajarse con sumo cuidado.

VII.5.1 DENSIDAD

Generalmente se define como densidad de un suelo la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desalojan. Tratándose de gravas o piedras, se determina la densidad con relación a la agua limpia a la temperatura ambiente, estando el material saturado.

El valor de la densidad, queda expresado por un número abstracto, además de servir para fines de clasificación, intervienen en la mayor parte de los cálculos de Mecánica de Suelos. Para su determinación se hace uso de matraces calibrados y a distintas temperaturas.

La densidad de los suelos varía comúnmente entre los siguientes valores:

Cenizas volcánicas.	2.20 a 2.50
Suelos orgánicos.	2.50 a 2.65
Arenas y gravas.	2.65 a 2.67
Limos inorgánicos y guijarros arcillosos.	2.67 a 2.72
Arcillas poco plásticas y medianamente plásticas.	2.72 a 2.78
Arcillas medianamente plásticas y muy plásticas.	2.78 a 2.84
Arcillas expansivas.	2.84 a 2.88

VII.5.2 COMPACTACIÓN

Se entiende por compactación a todo proceso que aumente el peso volumétrico de un material granular, en general es conveniente compactar un suelo para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlo más impermeable. El acomodo de las partículas depende de las características de su proceso de compactación pero fundamentalmente de la humedad que posee el material, por otra parte si las partículas están secas, la fricción intergranular opone una resistencia mayor al desplazamiento relativo entre ellas, contrariamente a que se encontraran lubricadas por una película de agua. Por otra parte si la masa tiene una humedad elevada, el agua ocupa vacíos que podrían ser ocupados por partículas en un arreglo más denso, principalmente en suelos con un alto porcentaje de finos y no en las arenas gruesas y gravas, por lo tanto, dado un proceso de compactación, para cada material existe un contenido de agua con el que se obtiene el máximo peso volumétrico. Para el presente estudio no requiere realizar este tipo de pruebas, solo se hizo la referencia a fin de dar una visión del comportamiento de acuerdo al acomodamiento intergranular del suelo y de su relación con el contenido de agua.

VII.5.3 RELACIÓN ENTRE PESO Y VOLUMEN DE LA MUESTRA (PESO ESPECIFICO)

En mecánica de suelos se relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto de *peso específico*, es decir, de la relación entre el peso de la sustancia y su volumen, obtenido en laboratorio al someter al desecamiento de la muestra del contenido de agua en la misma con el fin de determinar el peso específico de la misma, para este caso se da la ecuación para su determinación, que por definición es:

$$\text{Peso específico } \gamma_m = W_m/V_m = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

donde:

W_m = peso total de la muestra del suelo (peso de la masa)

V_m = Volumen total de la muestra del suelo (volumen de la masa)

W_s = peso de la fase sólida de la muestra (peso de los sólidos)

W_w = peso de la fase liquididad de la muestra (peso del agua)

VII.5.4 LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

En mecánica de suelos puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse o agrietarse.

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varios criterios, de los cuales solo vale la pena mencionar, el debido a Atterberg. Atterberg aclaro que la plasticidad no era una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y dependiente del contenido de agua en la misma. Una arcilla seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma arcilla, con un contenido de agua, puede presentar las condiciones de un lodo semilíquido o inclusive de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente Atterberg determino la existencia de dos parámetros para expresar la plasticidad en forma conveniente, primero, según el contenido de humedad en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:.

1.- Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.

2.- Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.

3.- Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.

4.- Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto a secado.

5.- Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de estas ha de hacerse en forma puramente convencional.

Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre de general de *límites de consistencia*.

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg límite líquido, definido en términos de una técnica de laboratorio que consistía en colocar el suelo remoldeado en una capsula, formando en el una ranura, y en hacer cerrar esa ranura golpeando secamente la capsula contra una superficie dura, Atterberg determino que el suelo tenia el contenido de agua correspondiente al límite líquido cuando los bordes inferiores de la ranura se tocaban sin mezclarse, al cabo de cierto numero de golpes. Posteriormente Terzaghi sugirió a Casagrande la tarea de elaborar un método de prueba para la determinación del límite líquido estandarizado, resultando finalmente la técnica basada en la copa de Casagrande al registrar el numero de golpes, con los que se determino que el límite líquido obtenido por medio de la copa de Casagrande corresponde al de Atterberg, si se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm (1/2”), con 25 golpes en la copa. El *límite líquido* se determina conociendo tres o cuatro contenidos de agua en su vecindad, con los correspondientes números de golpes y trazando la curva contenido de agua-Nº de golpes, la ordenada de esa curva correspondiente a los 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al *límite líquido* de la muestra.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg *límite plástico*, y definida también en términos de una manipulación de laboratorio. Atterberg, rolaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; al agrietamiento y desmoronamiento del rollito, en un cierto momento, indicaba que se había alcanzado el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada. Actualmente se ha establecido que el diámetro a que debe llegarse al formar el cilindro de suelo requerido,, establecido también por Terzaghi, es de 3mm (1/8”).La formación de los rollitos se hace sobre una hoja de papel totalmente seca, para acelerar la perdida de humedad, o sobre una superficie de vidrio. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3mm justos

ocurra el desmoronamiento y agrietamiento, en tal momento se determinará su contenido de agua, que es el límite plástico del material

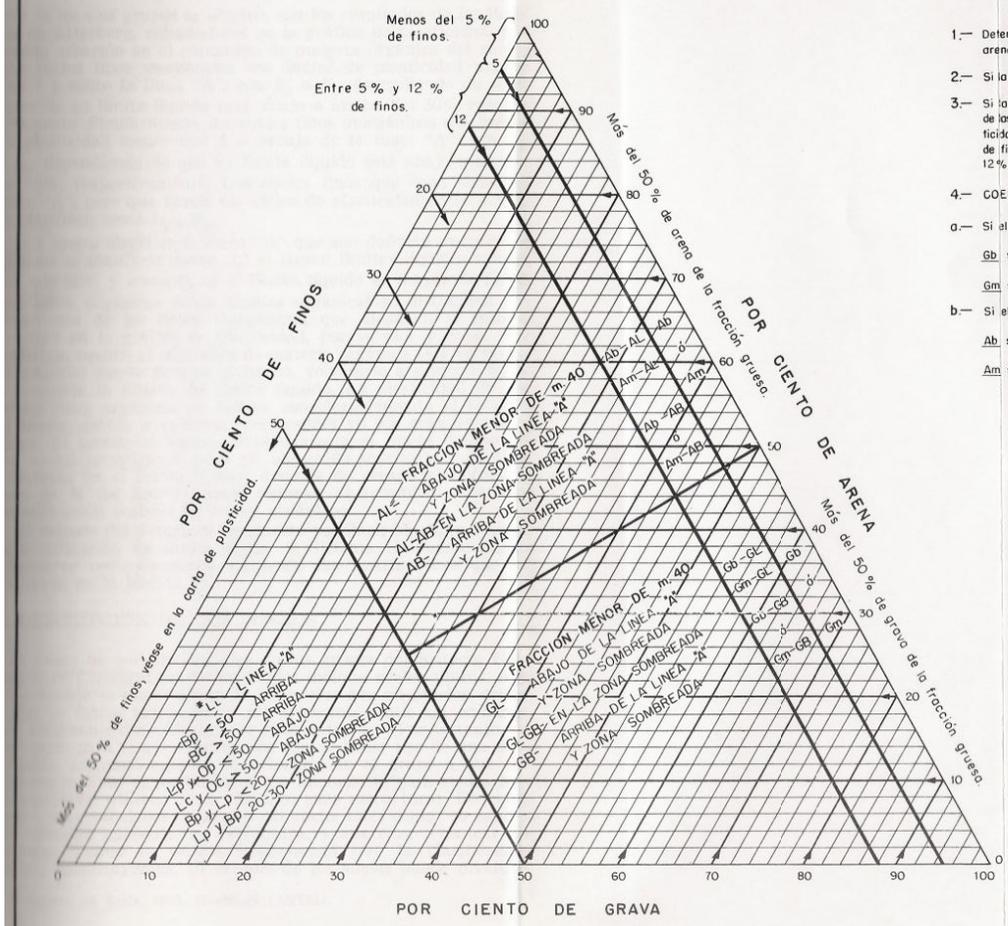
A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les ha llamado *límites de plasticidad*. Atterberg consideraba que la plasticidad del suelo que daba determinada por el *límite líquido* y por la cantidad máxima de una cierta arena, que podía ser agregada al suelo, estando este con el contenido de agua correspondiente al *límite líquido*, sin que perdiera por completo su plasticidad. Además encontró que la diferencia entre los valores de los límites de plasticidad, llamada *índice plástico*, se relacionaba fácilmente con la cantidad de arena añadida, siendo de mas fácil determinación, por lo que sugirió su uso, en lugar de la arena, como segundo parámetro para definir la plasticidad.

$$I_p = LL - LP$$

Posteriormente realizadas las pruebas mencionadas se recurre a la clasificación de suelos propuesta por A Casagrande, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el cual clasifica a los suelos finos principalmente con base en sus características de plasticidad cuya correlación con las propiedades mecánicas básicas es consistente y confiable. La base de este sistema resulto de una investigación realizada por Arthur Casagrande en el laboratorio, en esta se vio que , si se sitúan los suelos en un sistema coordinado que tenga el límite líquido en el eje de las absisas y el índice plástico en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar sino que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas; del mismo modo que suelos vecinos poseen propiedades similares, los alejados las tienen diferentes, llegando a establecer fronteras que separan a los materiales finos en diferentes grupos de propiedades afines. En la tabla 7.2a se muestra la carta de plasticidad y en la 7.2b integrada en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Tabla 7.2 a carta de plasticidad para la Clasificación de Suelos

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS



* Límite Líquido.

Tomado de Papers on Soils, 1959 Meetings. (ASTM)

TRIANGULO DE IDENTIFICACION

INSTRUCCIONES PARA EL USO DEL DIAGRAMA

- 1.— Determinése el por ciento de grava (menor de 3"-76.2 m.m. y retenida por la malla #4), arena (que pasa la malla #4 y es retenida por la malla #200) y finos (que pasan la malla #200).
- 2.— Si la muestra tiene 50% o más de finos, úsese para clasificar la gráfica de plasticidad.
- 3.— Si la muestra tiene 50% o más de grava y arena, localícese el punto de intersección de las coordenadas "por ciento de grava" y "por ciento de arena." Úsese la gráfica de plasticidad para la porción que pasa la malla #40 (cuando la muestra contenga 5% o más de finos) y un coeficiente de graduación para grava y arena (cuando la muestra contenga 12% o menos de finos) para completar la clasificación.
- 4.— COEFICIENTES DE GRADUACION
 - a.— Si el 50% o más de la fracción gruesa retenida (en la malla #200) es grava:

$$G_b \text{ si } \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4 \text{ y } \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ Entre } 1 \text{ y } 3$$

G_m si no se cumplen las condiciones anteriores.
 - b.— Si el 50% o más de la fracción gruesa es arena:

$$A_b \text{ si } \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6 \text{ y } \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \text{ Entre } 1 \text{ y } 3$$

A_m si no se cumplen las condiciones anteriores.

SIGNIFICADO DE LOS SIMBOLOS

- G — Grava.
- A — Arena.
- L — Limo.
- B — Arcilla.
- O — Suelos orgánicos.
- T — Turba.
- b — Bien graduado.
- m — Mal graduado.
- p — Poco compresible.
- c — Compresible.

GRAFICA DE PLASTICIDAD

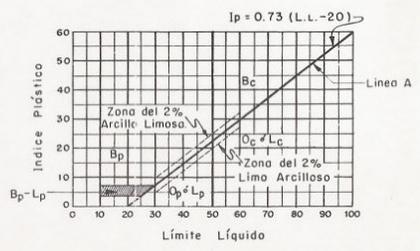


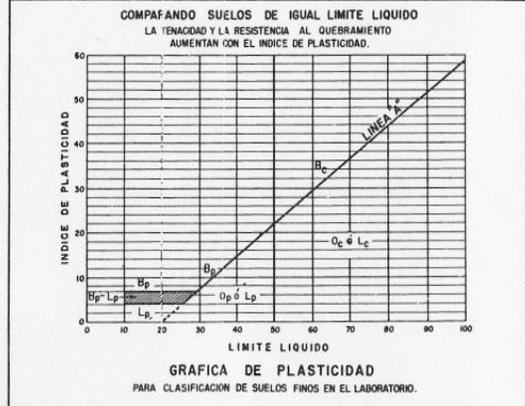
Tabla 7.2 b carta de plasticidad integrada en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION										
PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Excluyendo los partículas mayores de 3" y basando las fracciones en pesos estimados.)				SIMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TIPICOS	INFORMACION ADICIONAL PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS.	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE PARTICULAS GRESASAS Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (ϕ) (Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4) Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4 (Para clasificación visual puede usarse 1/4" como equivalente a la malla N° 4)	GRAVAS	Amplio rango en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.		G _b	Gravas bien graduadas ; mezclas de grava y arena ; pocos o ningunos finos.	Dése el nombre típico ; indíquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo ; angulosidad ; características de la superficie y dureza de las partículas gruesas ; nombre local o geológico y otra información descriptiva pertinente, símbolo entre paréntesis. Para muestras inalteradas agréguese información sobre estratificación , densidad aparente, cementación, contenido de humedad y características de drenaje. EJEMPLO: Arena limosa ; gravosa, como un 20% de grava angular dura de 1.5 cm. tamaño máximo, arena gruesa a fina de partículas redondas a subangulares ; como un 15% de finos no plásticos de baja resistencia en la prueba de quemamiento ; bien compactado y húmedo en el lugar, arena aluvial, (AL).	$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, Mayor de 4 $C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10}d_{60}}$, Entre 1 y 3 No satisfacen los requisitos de graduación para G _b .	Límites de Atterberg abajo de la línea "A" o I _p menor que 4. Arriba de la línea "A" y con I _p entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren uso de símbolos dobles.		
		Predominio de un tamaño o un rango de tamaños, o ausencia de algunos tamaños intermedios.		G _m	Gravas mal graduadas ; mezclas de grava y arena ; pocos o ningunos finos.					
		Fracción fina no plástica. (Para identificación véase grupo L _p abajo).		GL	Gravas limosas ; mezclas de grava y limo mal graduadas.					
		Fracción fina plástica. (Para identificación véase grupo B _p abajo).		GB	Gravas arcillosas ; mezclas de grava, arena y arcilla mal graduadas.					
		Amplio rango en los tamaños de partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.		A _b	Arenas bien graduadas ; arenas gravosas ; pocos o ningunos finos.					
	ARENAS	Predominio de un tamaño o un rango de tamaños, o ausencia de algunos tamaños intermedios.		A _m	Arenas mal graduadas ; arenas gravosas ; pocos o ningunos finos.					
		Fracción fina no plástica. (Para identificación véase grupo L _p abajo).		AL	Arenas limosas ; mezclas de arena y limo mal graduadas.					
		Fracción fina plástica. (Para identificación véase grupo B _p abajo).		AB	Arenas arcillosas ; mezclas de arena y arcilla mal graduadas.					
		Fracción fina no plástica. (Para identificación véase grupo L _p abajo).		GL	Gravas limosas ; mezclas de grava y limo mal graduadas.					
		Fracción fina plástica. (Para identificación véase grupo B _p abajo).		GB	Gravas arcillosas ; mezclas de grava, arena y arcilla mal graduadas.					
SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 Las partículas de 0.075 mm. de diámetro (Medio N° 200) son las más pequeñas visibles a simple vista.	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40.				Dése el nombre típico ; indíquese el grado y carácter de la plasticidad , cantidad y tamaño máximo de los granos gruesos, color del suelo húmedo, olor, nombre local o geológico, otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para muestras inalteradas agréguese información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto inalterada como remoldeada, humedad y condiciones de drenaje. EJEMPLO: Limo arcilloso ; café, ligeramente plástico ; porción reducida de arena fina ; gran cantidad de agujeros de raíces verticales ; firme y seco en el lugar ; légameo (L _p).	Más de 5% G _b , G _m , A _b , A _m Más de 12% GL, GB, AL, AB 5% o 12% Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.	$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, Mayor de 6 $C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10}d_{60}}$, Entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para A _b .	Límites de Atterberg abajo de la línea "A" o I _p menor que 4. Arriba de la línea "A" y con I _p entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren uso de símbolos dobles.		
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50	RESISTENCIA DEL SUELO SECO (Al quemamiento)	MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción al agitado)	TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)					L _p	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas ligeramente plásticas.
		Ninguna a ligera.	Rápida a lenta.	Ninguna.					B _p	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media ; arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.
		Media a alta.	Ninguna a muy lenta.	Media.					O _p	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50	Ligera a media.	Lenta a ninguna.	Ligera a media.					L _c	Limos inorgánicos ; suelos micáceos o diatomáceos arenosos finos o limosos, limos elásticos.
		Alta a muy alta.	Ninguna.	Alta.					B _c	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad ; arcillas francas muy compresibles.
		Media a alta.	Ninguna a muy lenta.	Ligera a media.					O _c	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta muy compresibles.
	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS								T	Turba y otros suelos altamente orgánicos en estado de descomposición.

(*) Casos de frontera:— Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. Por ejemplo: G_b-GB; mezclas de grava y arena bien graduadas con empaque de arcilla.
 (ϕ) Todos los tamaños de las mallas son los U.S. Standard.

Determinense los porcentajes de grava y arena por partir de la curva granulométrica.
 Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N° 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue:
 Menos de 5% G_b, G_m, A_b, A_m
 Más de 12% GL, GB, AL, AB
 5% o 12% Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.

EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS.
 G Grava. L Limo. O Suelos orgánicos. b Bien graduada. p Poco compresible.
 A Arena. B Arcilla. T Turba. m Mala graduación. c Compresible.



- a) Prueba rápida no drenada.
- b) Prueba rápida consolidada.
- c) Prueba lenta drenada.
- d) Prueba de compresión simple

Respecto a las presiones neutrales debe notarse que haya dos criterios:

1° Consiste en considerar necesaria su medición en todas la pruebas de compresión triaxial para deducir del esfuerzo normal en la sección de falla el valor de la presión neutral y así obtener el “valor real” de la resistencia al cortante, con el fin de que al analizar la estabilidad de un bordo se aplique haciendo intervenir la presión neutral que por los efectos de consolidación puedan preverse.

2° En este criterio se considera que no es necesaria la medición de presiones neutrales para obtener la resistencia al cortante al hacer análisis de estabilidad, y que la resistencia medida en la probeta, sin ninguna enmienda, es la que debe aplicarse. Además, no se ignora que en el fenómeno de falla intervinieron las presiones neutrales de deformación por ruptura (se cree que ninguna conexión tienen con las producidas por consolidación).

Actualmente la mayor parte de los laboratorios han adoptado el segundo de los dos criterios; por consiguiente, las pruebas de compresión triaxial se harán sin medición de las pruebas neutrales excepto cuando haya necesidad de comparar datos de materiales de los que se conozcan los parámetros de resistencia obtenidos mediante la aplicación del primer criterio.

VII.5.5.1 PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita con base metálicas (fig.7.13). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

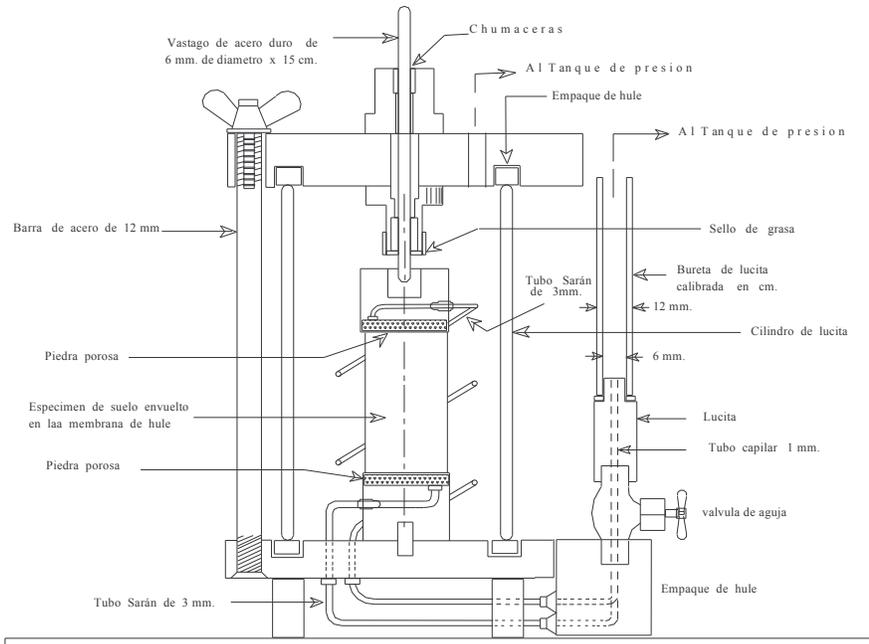


Figura 7.13 Esquema de la cámara de compresión triaxial

La figura 7.14 muestra el conjunto de un banco de compresión triaxial, comúnmente instalado en cualquier laboratorio de Mecánica de Suelos en México.

La presión que ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara del exterior.

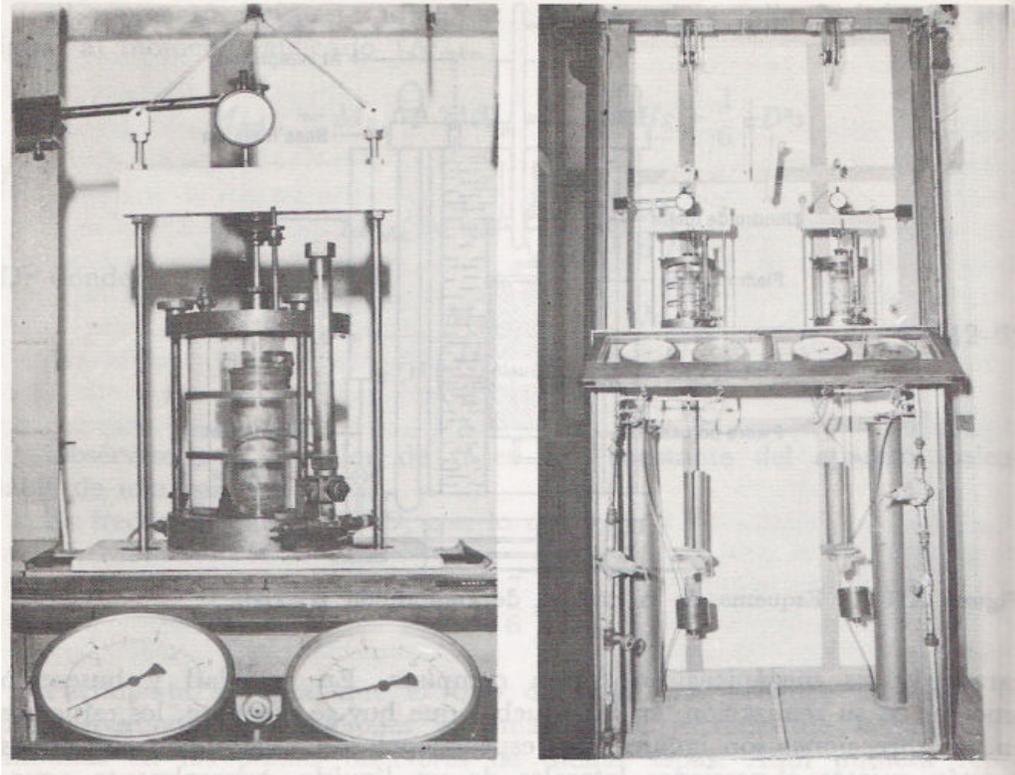


Figura 7.14 Banco de cámara triaxial en un laboratorio de mecánica de suelos

La primera prueba triaxial desarrollada, la más usada en los últimos años y aún actualmente, es aquella en la que se transmite al espécimen una presión por medio del vástago; el valor de esa presión (p), sumada a la del agua (σ_c), dará el esfuerzo axial actuando sobre la muestra (σ_a): $\sigma_a = \sigma_c + p$

En épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de pruebas triaxiales. En una de ellas, ya bastante usadas, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra. Se varía la presión lateral. Modificando la presión de la cámara dada con el agua, pero se mantiene la presión axial constante, para lo que son precisos los ajustes correspondientes en la presión transmitida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hacer variar tanto el esfuerzo axial como al lateral.

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: Pruebas de compresión y de extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye y las de extensión, son aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba. Una prueba de compresión puede tener, evidentemente varias pruebas de laboratorio; en efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer disminuir aumentando el esfuerzo axial, por aumento de la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral, dado por el agua (naturalmente, este método exige ajustes a la carga transmitida por el vástago, para mantener la misma presión axial) o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo la lateral simultáneamente; la más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble de decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Correspondientemente, las pruebas de extensión pueden tener también varias modalidades. En la primera, la dimensión axial del espécimen se hace aumentar disminuyendo la presión axial, pero se deja constante la presión lateral; en la práctica esto se logra haciendo que el vástago ejerza una tracción sobre el espécimen. En la segunda modalidad, la presión axial se hace permanecer constante (con los precisos ajustes con el vástago), pero se hace aumentar la presión dada con el agua. Finalmente, en la tercera modalidad posible, se hace disminuir la presión axial, a la vez que se aumenta la lateral; en este tipo de pruebas también es muy usual que la disminución de presión axial sea, en cada variación de carga aplicada, doble del aumento de la presión lateral, buscando una vez más, que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantenga.

Es usual llamar σ_1 , σ_2 , σ_3 , a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 , los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral. En una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor (σ_3); el mayor y el intermedio son ahora iguales y están dados por la presión lateral del agua ($\sigma_1 = \sigma_2$).

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sujeto a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero

como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos “cohesivos”, es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de estos factores, tratando de reproducir las condiciones reales de es caso particular. Por ello no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Parece, que en caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. En estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas.

La primera es aquella en que se aplica la muestra de presión de cámara (σ_c); durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas (fig. 7.13). En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales ya que no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica el vástago, de acuerdo con algunas de las líneas de acción ya mencionadas (pruebas de compresión o de extensión); esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada. En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

La descripción de las pruebas se hace con base en lo más familiar, que es la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial por la aplicación de una carga a través del vástago.

a) Prueba rápida. (Símbolo R). Prueba sin consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de una carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

b) Prueba rápida-consolidada. (Símbolo Rc). Prueba con consolidación y sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_c como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo σ_c llega a ser efectivo (σ_c), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla, de aplicación de la carga axial: Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de lo que es velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe qué parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta al fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo vertical, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

c) Prueba lenta (símbolo L). Prueba con consolidación y con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fueras exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en

pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

d) Prueba de compresión simple. (Símbolo Cs).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Por no considerarse relevante se omite describir los aspectos teóricos de estas pruebas realizadas en suelos en diferentes condiciones, así como detallar los procedimientos de laboratorio para llevarlas a cabo.

VI.5.2. PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL EN SUELOS “FRICCIONANTES”

En suelos “puramente friccionantes”, tales como las arenas limpias, las pruebas de compresión triaxial arriba mencionadas encuentran para su ejecución el inconveniente de orden práctico de no poderse labrar un espécimen apropiado, por desmoronarse el material durante la operación; aun si se trabaja con muestras alteradas la preparación de la muestra resulta complicada e insegura. La dificultad puede subsanarse con muestras alteradas secas usando la prueba al vacío, cuya descripción se omite por no ser relevante. La esencia de la prueba consiste en aplicar el esfuerzo lateral σ_c por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule; este vacío cumple también la misión de proporcionar soporte a la arena impidiendo que se derrumbe.

El hecho de que la prueba al vacío haya de ser efectuada en muestras alteradas secas no le resta mucho valor práctico a sus conclusiones en lo que se refiera a las aplicaciones, por ejemplo a un análisis de las características de esfuerzo-deformación y resistencia a una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a las de una muestra alterada en la cual se hayan reproducido las condiciones de capacidad relativa del campo. Por otra parte la prueba da buena idea del comportamiento mecánico de arenas saturadas, similar, según queda dicho, al de las secas, siempre y cuando se les considere la presión efectiva como presión actuante.

Sea con la prueba al vacío aquí mencionada o con otros tipos de pruebas especiales que no se discuten, es posible realizar una investigación de las características de resistencia de las arenas a la compresión triaxial.

Por otra parte, es de interés hacer notar que en cuanto la arena posea algo de cimentación natural ya es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales.

VII.5.5.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS “COHESIVOS”.

Según ya se dijo al término “cohesivo” ha sido usado tradicionalmente en Mecánica de Suelos con referencia aquellos suelos que sin presión normal exterior apreciable, presentan características de resistencias a los esfuerzos cortantes. El término nació por que en realidad se pensaba que estos suelos tenían “cohesión”; es decir, se creían en la presencia de una suerte de liga entre las partículas constituyentes; hoy la denominación prevalece, aun cuando está bastante bien establecido que la resistencia de estos suelos tiene, esencialmente, la misma génesis que los suelos granulares: la fricción. En una muestra de suelo, aun no existiendo presiones exteriores, la estructura esta sujeta presiones intergranulares, a causa, sobre todo, de efectos capilares; estas presiones hacen posible la generación de un mecanismo de fricción entre las partículas sólidas del material.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos “cohesivos” es de mucho más difícil determinación que los suelos “friccionantes”, pues en los primeros la estructura del suelo no puede adaptarse con suficiente flexibilidad a cualesquiera nuevas condiciones de esfuerzo que puedan presentarse; esto es debido, sobre todo, a la relativamente baja permeabilidad de estos suelos, respecto a las arenas; ahora, el agua requiere periodos importantes de tiempo para movilizarse dentro de la masa de suelo. El análisis se hace más complejo para tomar en cuenta que las cantidades de agua movilizadas son ahora también mucho más importantes que en el caso de las arenas, por la compresibilidad relativamente grande, característica de los suelos”cohesivos”.

Así como en materiales tales como el acero y el concreto no existe inconveniente práctico de consideración para tomar su resistencia a los esfuerzos como constante, por lo menos en todos los problemas referentes a los diseños estructurales comunes, la referencia al esfuerzo cortante en los suelos ”cohesivos” se ve de tal manera influenciada por factores circunstanciales que, en ningún caso, es permisible manejarla con formulas o criterios prefijados, siendo imperativo en cada caso, efectuar un estudio minucioso y específico de tales factores, hasta llegar a determinar el valor en cada problema haya de emplearse para garantizar la consecución de los fines tradicionales del ingeniero: La seguridad y la economía. Este hecho complica, sin duda, el manejo de la teoría en los casos de la práctica, pero, por otro lado, garantiza que al ingeniero de suelos que aspire a mediana competencia no le es lícita la inercia mental que lleva a la aplicación indiscriminada de fórmulas o manuales, tan frecuente, por desgracia, en

otras especialidades ingenieriles. Los factores que generalmente influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos “cohesivos” y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes:

- .-Historia previa de consolidación del suelo
- .-Condiciones de drenaje del mismo
- .-Velocidad de aplicación de las cargas a las que se le sujete
- .-Sensibilidad de su estructura.

Finalmente deberá visualizarse el mecanismo a través del cual cada uno de estos factores ejerce su influencia.

VII.6 EJEMPLOS REALES DE DATOS OBTENIDOS DE LA APLICACIÓN DEL MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Dentro del proyecto de la construcción de los cárcamos de bombeo Nativitas, ubicados en el municipio de Chimalhuacan, en el estado de México, se contempló adicional a los cárcamos, la construcción de una caja repartidora con la finalidad de distribuir el gasto aportado por el sistema de drenaje, a los tres cárcamos de bombeo que conformaron el proyecto.

A continuación se presentan los resultados de campo y de laboratorio obtenidos para la ejecución del proyecto de la caja repartidora de concreto de 10.90 x 6.30 de sección y 8.25 de profundidad, a partir de terreno natural.

La información para la elaboración del informe se obtuvo por medio de una exploración a cielo abierto llevada hasta una profundidad de 7.0 m, cuyos resultados fueron:

.- En la superficie y hasta los 4.0m de profundidad se presentan una serie de capas de arcillas limosas de consistencia media y alta plasticidad, de diversos colores (entre gris verdosa clara y café clara). En función de sus resultados de resistencia al esfuerzo cortante, se determino que se encuentra en un estado de preconsolidación, mismo que se ha logrado por la acción de cargas externas y la pérdida de presión de poro en las arcillas; esto generado por el drenaje de la capa de arena que existe entre los 1.70 y 2.10m de profundidad.

.-De la profundidad de 4.0 a 7.2m que se pudo excavar con equipo, se aprecia en el perfil una arcilla volcánica limosa gris clara de consistencia muy suave, alta plasticidad y compresibilidad y de muy baja resistencia al esfuerzo cortante. Se aprecio en campo que el material no presento ninguna resistencia una vez excavado.

Es importante mencionar para fines del proyecto de la caja repartidora, que esta información que se obtuvo del sondeo y del informe, se proceso para realizar la revisión de los factores de seguridad de los fenómenos tanto de falla de fondo y de subpresión, que generalmente se dan en este tipo de excavaciones.

Finalmente es importante aclarar que no obstante que el proyecto de construcción de la caja derivadota para los cárcamos de bombeo se ubique en la proximidad de estos, la conformación y las condiciones de los estratos de suelo no serán iguales para cada una de las estructuras, condición que nos demuestra que el suelo puede variar en tan solo unos metros de distancia, reiterando que las tablas mostradas a continuación solo son ejemplo de la forma en que deben de presentarse un conjunto de resultados arrojados de un estudio de mecánica de suelos.

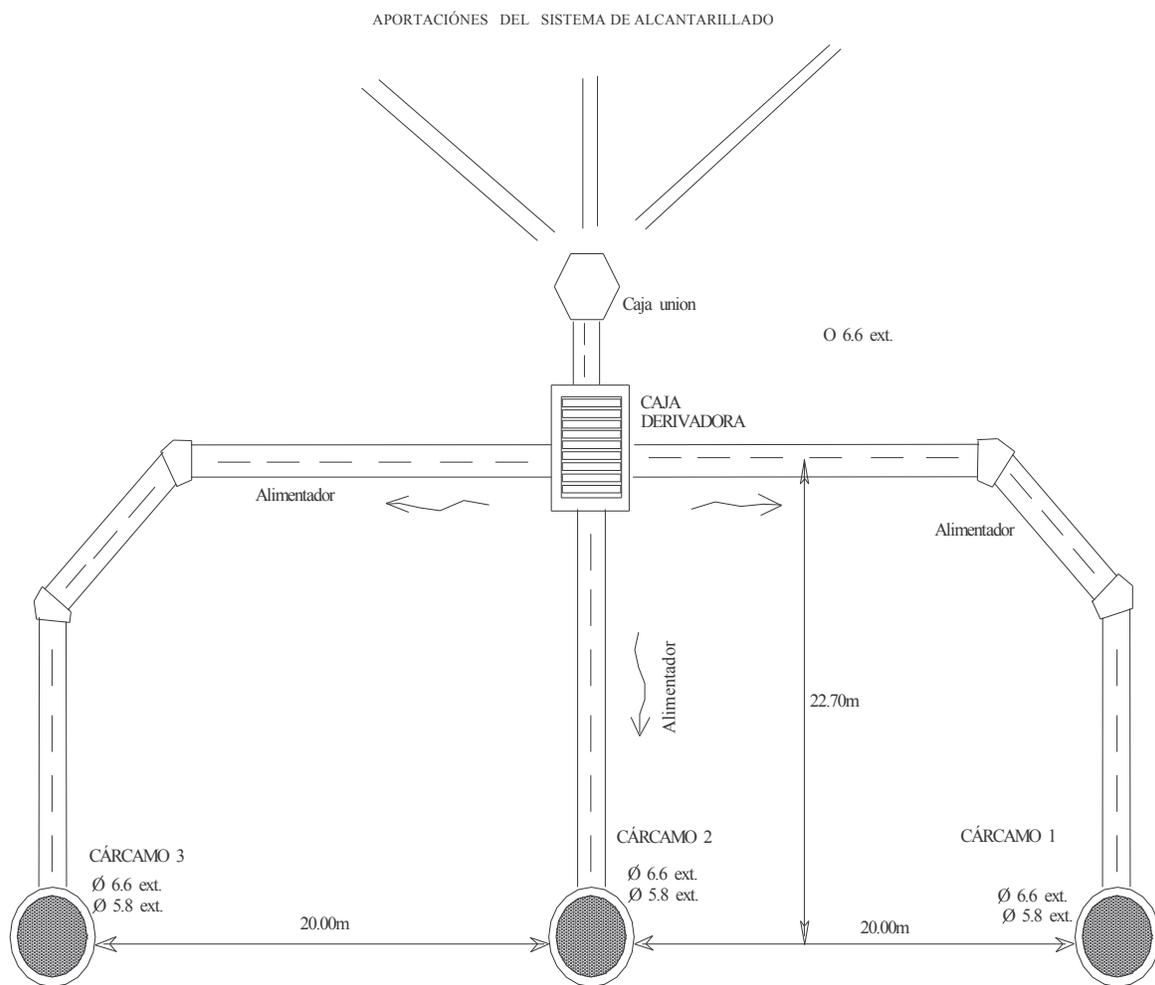
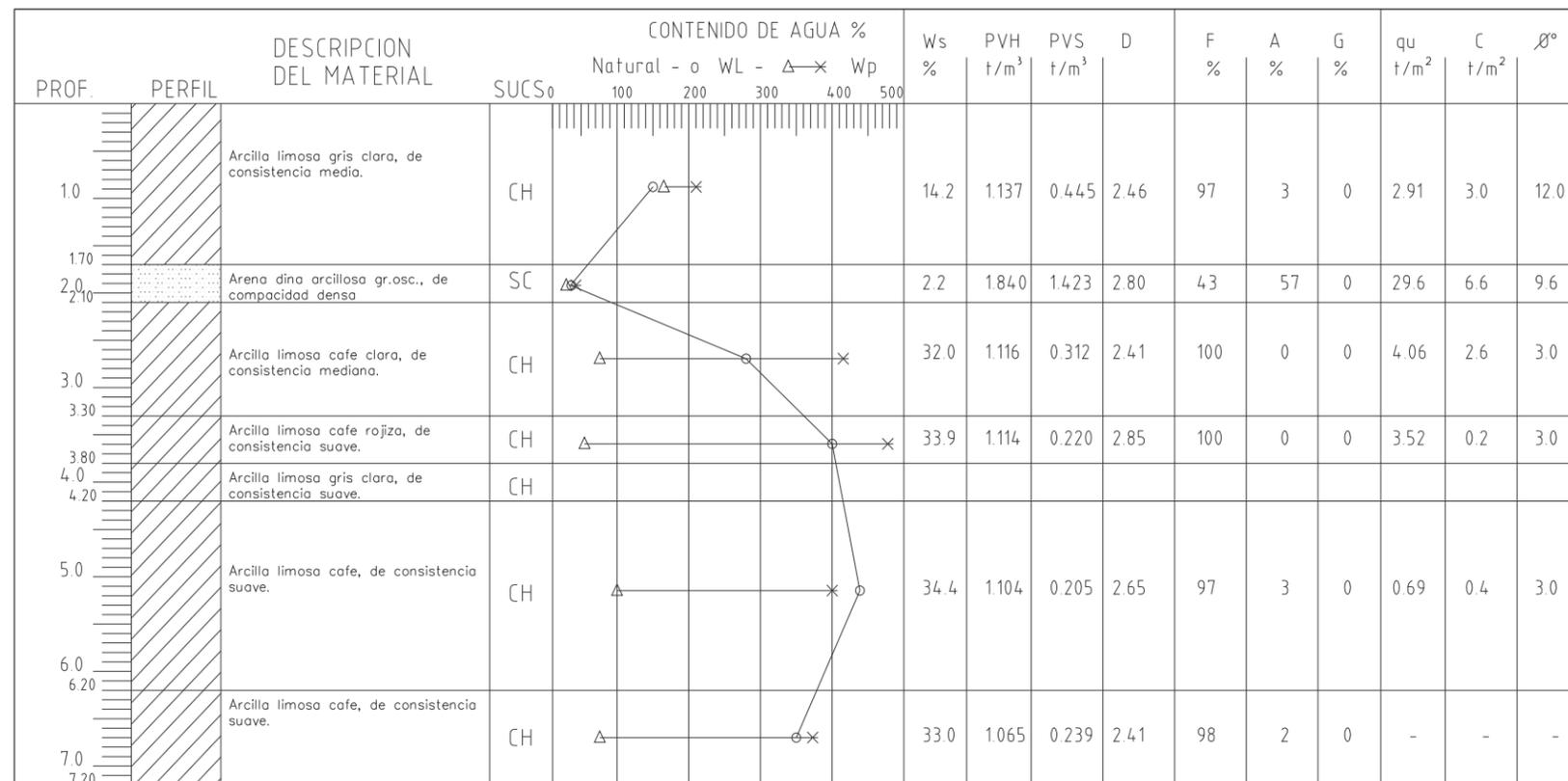
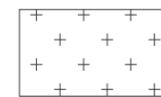


Figura 7.15 Ubicación del proyecto de construcción de la caja derivadota (Cárcamos de bombeo Nativitas)

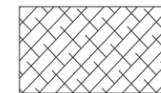


N.A.F. = 1.40m
 SONDEO No.: 1 TIPO: PCA
 PROFUNDIDAD: 0.00 - 7.20m.

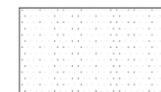
F % = Porcentaje de Finos.
 A% = Porcentaje de Arena
 G% = Porcentaje de Grava
 qu = Compresión Axial
 D = Densidad.
 PVH= Peso Volumetrico Humedo.
 PVS= Peso Volumetrico Seco.
 Ws = Contracción Lineal.
 Wp = Límite Plástico.
 WL = Límite Líquido.
 C = Cohesión
 Ø° = Angulo de fricción interna.



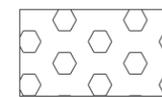
Relleno



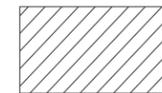
Materia Organica



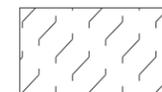
Arena



Grava



Arcilla



Limo

$$e = \frac{D - PVS}{PVS}$$

$$G = \frac{DW}{e}$$

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
 (Caja derivadora)

Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "



TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIÓ".

ELABORÓ: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

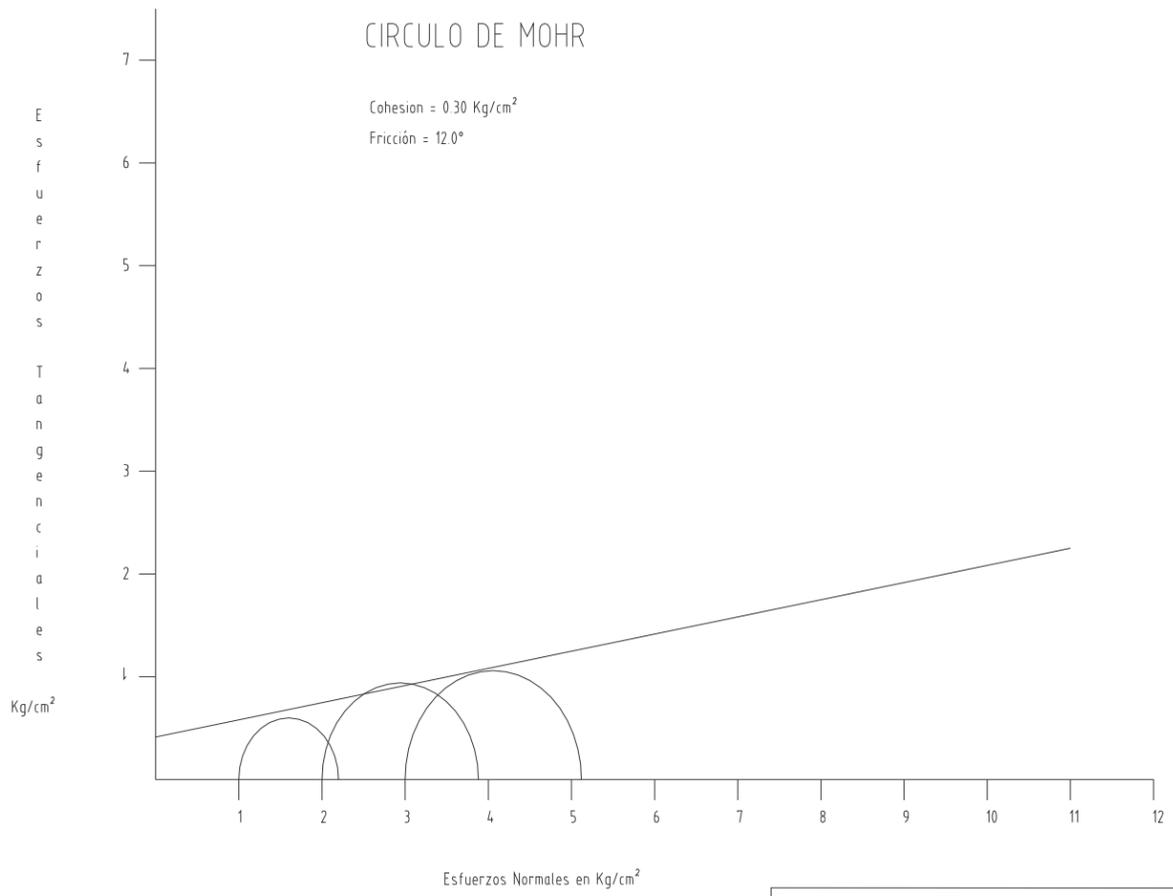
CARRERA: INGENIERIA CIVIL

JUNIO DEL 2006

LAMINA: 1 PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO PCA-1

CIRCULO DE MOHR

Cohesion = 0.30 Kg/cm²
Fricción = 12.0°



Prueba No.	Esfuerzo Confinam.	Esfuerzo Desviador
1	1.0	1.133
2	2.0	1.924
3	3.0	2.150

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)
Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.
Sondeo PCA-1
Muestra M - 1
Profundidad : 0.00 - 1.70m.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES "ARAGON"

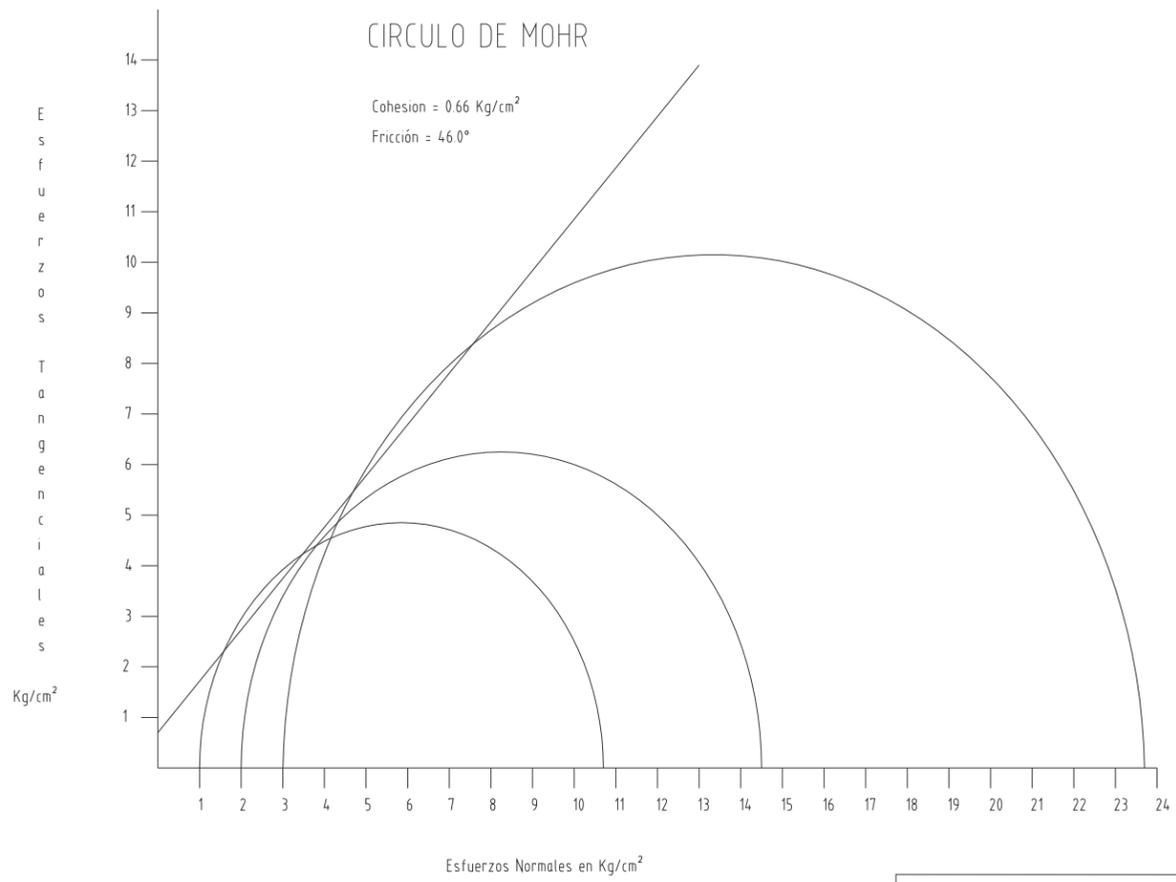
TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HENDIDO DE CARCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDRÓ".

ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

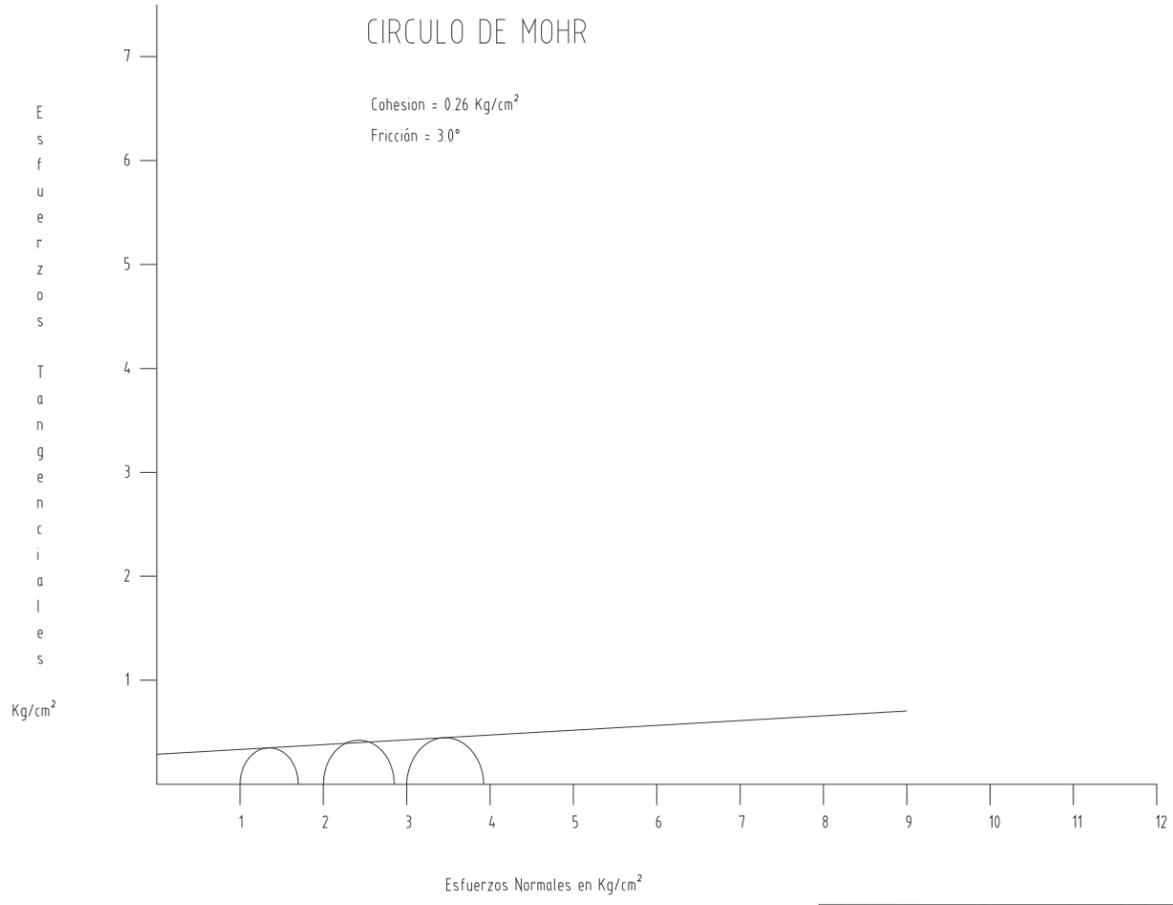
CARRERA: INGENIERIA CIVIL JUNIO DEL 2006 LAMINA: II CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL.



Prueba No.	Esfuerzo Confinam	Esfuerzo Desviador
1	1.0	9.750
2	2.0	12.508
3	3.0	19.801

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)
Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.
Sondeo PCA-1
Muestra M - 2
Profundidad : 1.70 - 2.10m.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO		
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "		
TESIS PROFESIONAL		
LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIÓ".		
ELABORÓ: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ		
DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES		
CARRERA: INGENIERIA CIVIL	JUNIO DEL 2005	LAMINA: III CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL



Prueba No.	Esfuerzo Confinam.	Esfuerzo Desviador
1	1.0	0.674
2	2.0	0.837
3	3.0	0.888

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES "ARAGON"

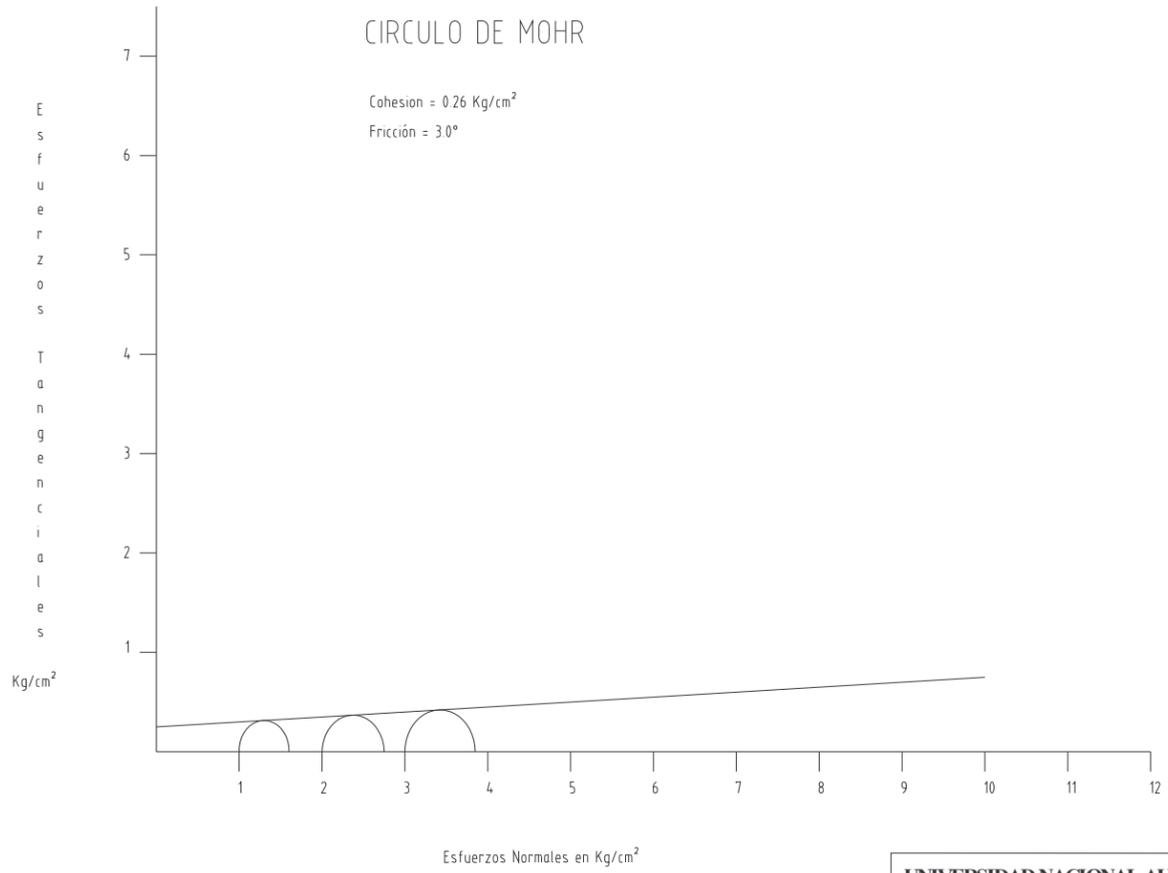
TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INERO".

ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA: INGENIERIA CIVIL JUNIO DEL 2006 LAMINA IV CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL



Prueba No.	Esfuerzo Confinam.	Esfuerzo Desviador
1	1.0	0.529
2	2.0	0.681
3	3.0	0.769

Proyecto : Cárcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)
Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.
Sondeo PCA-1
Muestra M - 4
Profundidad : 3.30 - 3.80m.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES "ARAGON"

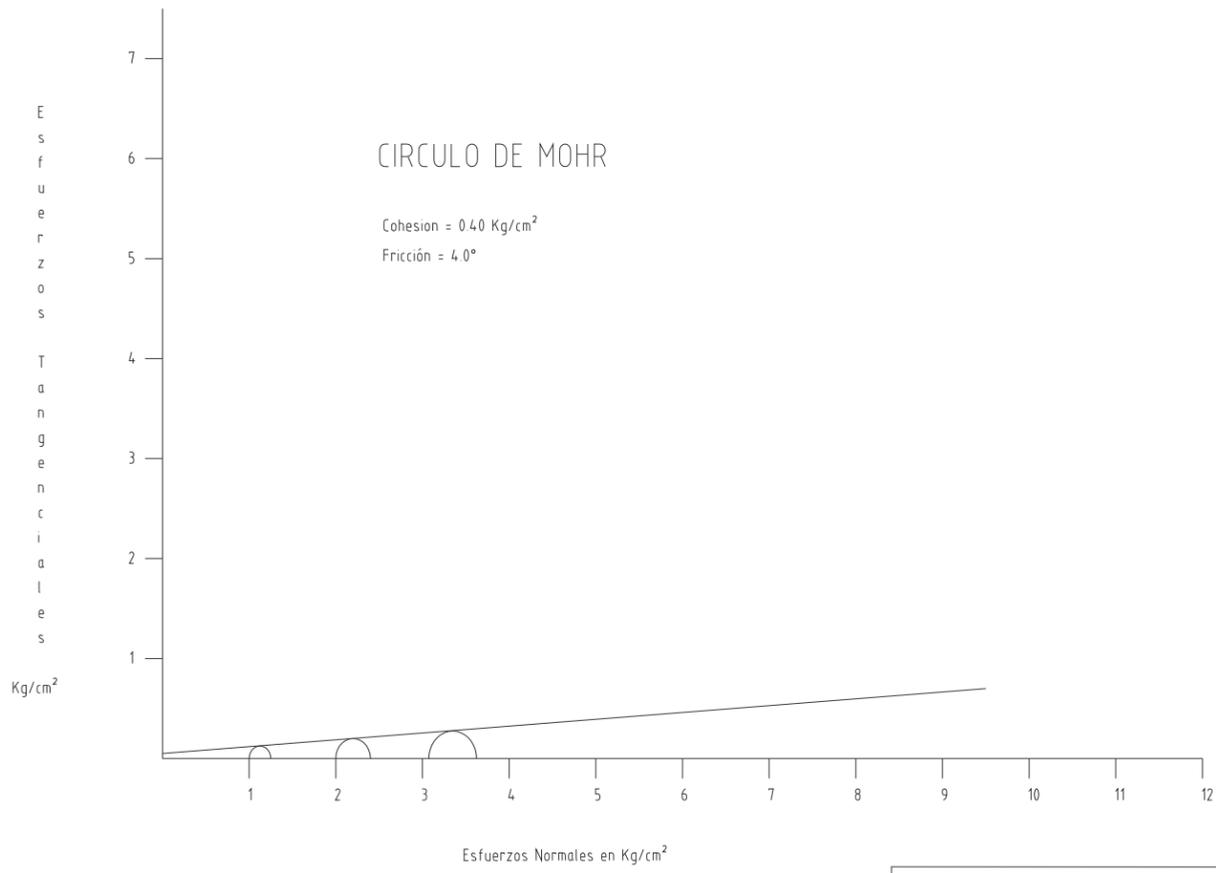
TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIÓ".

ELABORÓ: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA: INGENIERIA CIVIL JUNIO DEL 2006 LAMINA: V CIRCULOS DE MOHR COMPRESIÓN TRIAXIAL.



Prueba No.	Esfuerzo Confinam.	Esfuerzo Desviador
1	1.0	0.234
2	2.0	0.396
3	3.0	0.558

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)

Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

Sondeo PCA-1

Muestra M - 5

Profundidad : 4.20 - 6.20m.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE
CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO
"POZO INDIJO".

ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

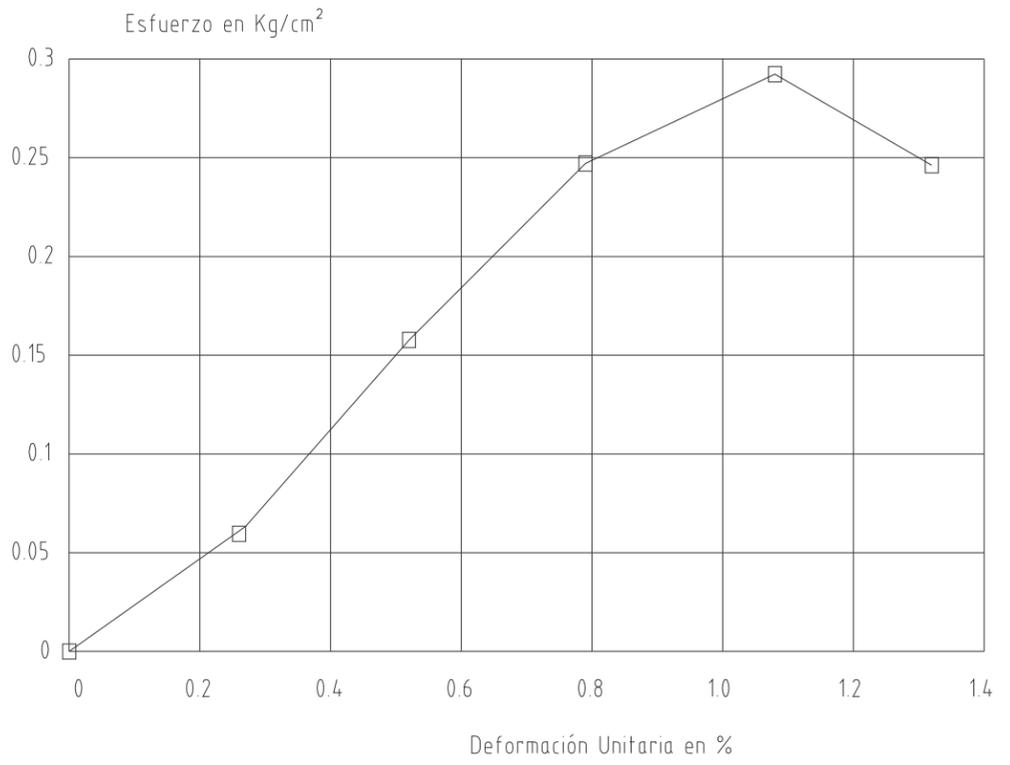
CARRERA: INGENIERIA CIVIL JUNIO DEL 2006 LAMINA: VI CIRCULOS DE MOHR COMPRESIÓN TRIAXIAL.

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)
Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Compresión Axial

Sondeo: PCA - 1, M - 1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIO".

ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA:
INGENIERIA CIVIL

JUNIO DEL 2006

LAMINA: VII GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

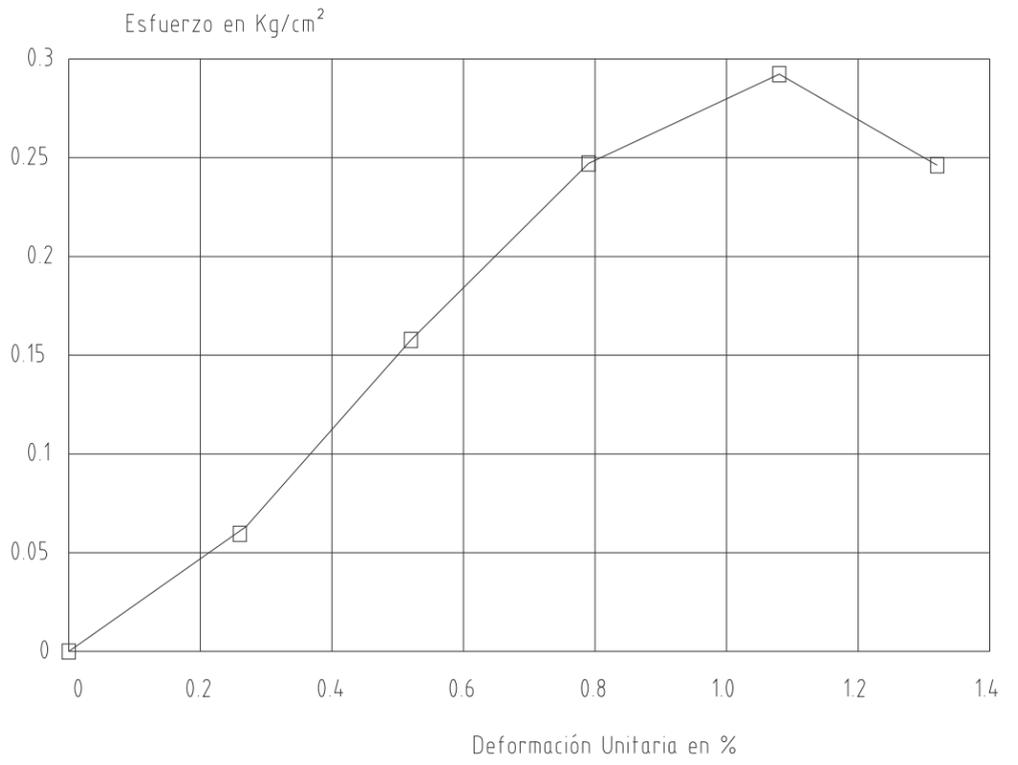


Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)
Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Compresión Axial

Sondeo: PCA - 1, M - 1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIO".

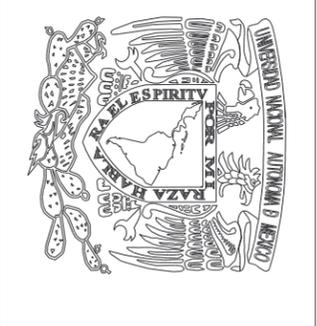
ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA:
INGENIERIA CIVIL

JUNIO DEL 2006

LAMINA: VII GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN



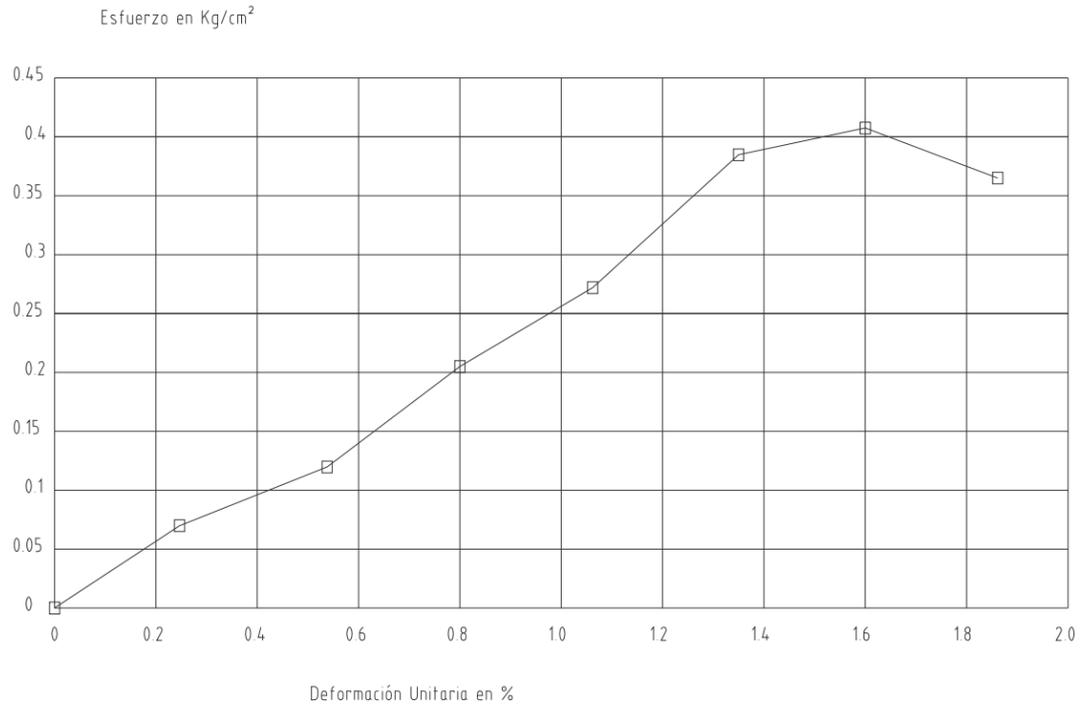
Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)

Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Compresión Axial

Sondeo: PCA - 1, M - 3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIO".

ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

JUNIO DEL 2006

LAMINA: IX GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION Compresión Axial

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)

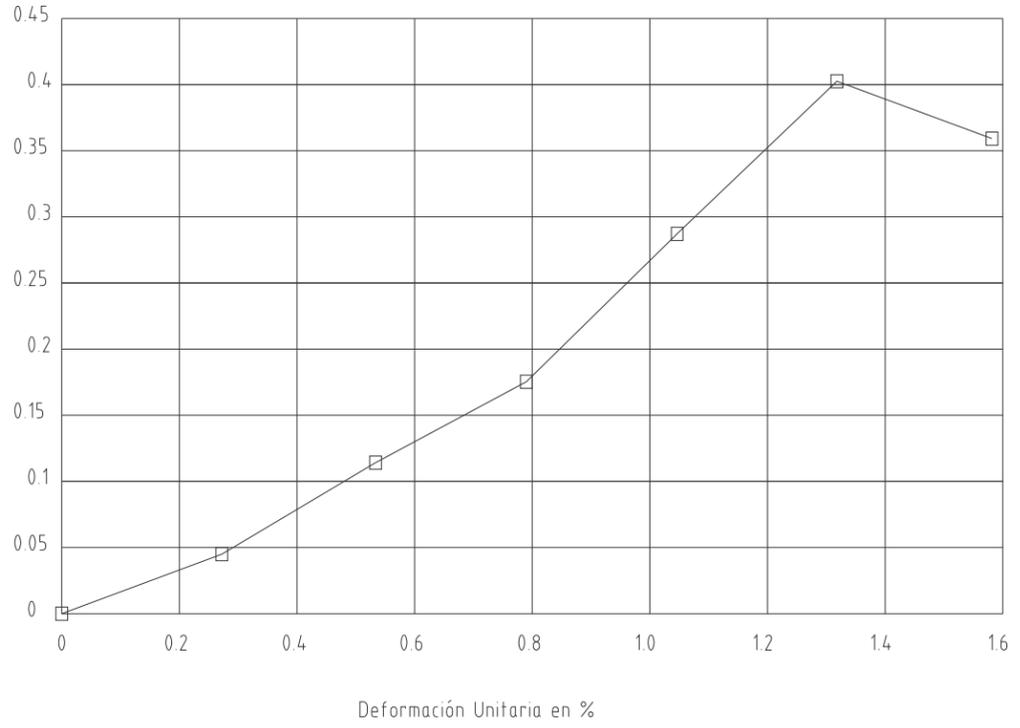
Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Compresión Axial

Sondeo: PCA - 1, M - 4

Esfuerzo en Kg/cm²



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARGAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIO".

ELABORADO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA INGENIERIA CIVIL

JUNIO DEL 2006

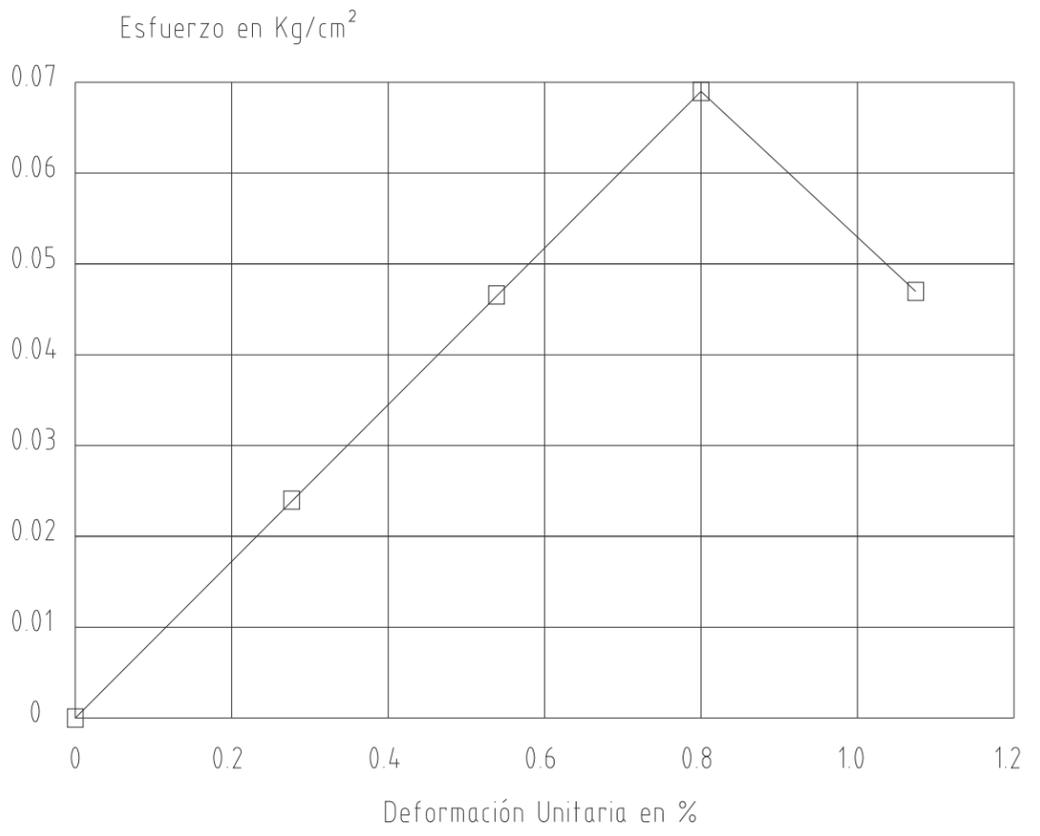
LAMINA: X GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION (compresión Axial)

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)
Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Compresión Axial

Sondeo: PCA - 1, M - 5



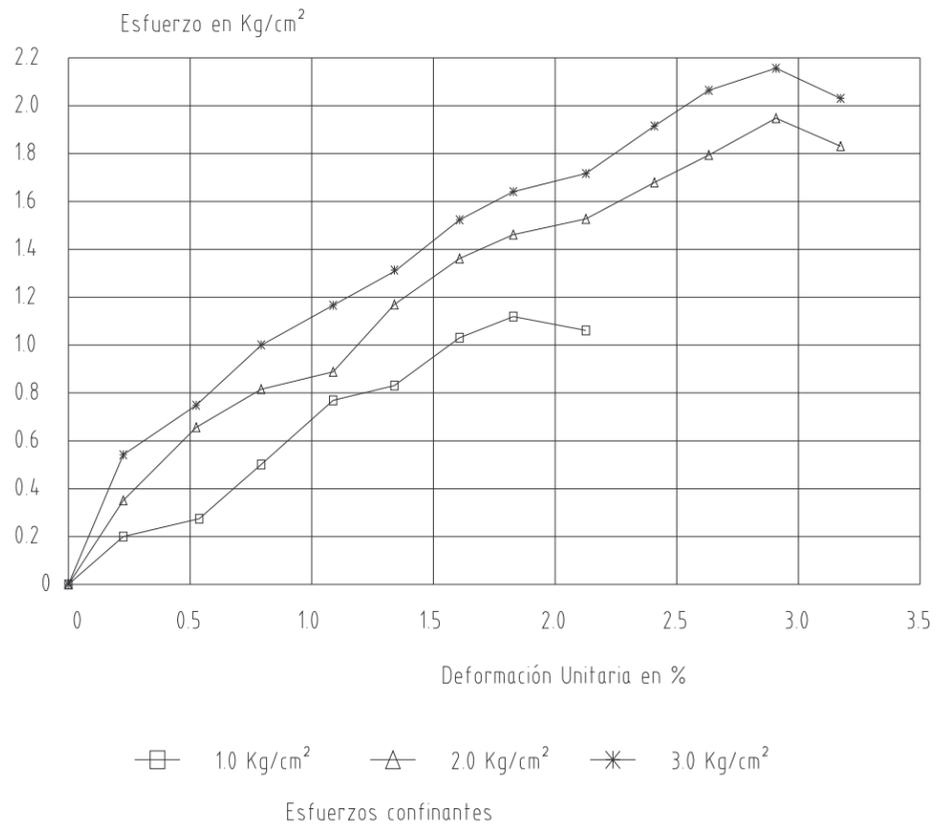
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "
TESIS PROFESIONAL
LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIO".
ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ
DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA: INGENIERIA CIVIL
JUNIO DEL 2006
LAMINA: XI GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION Compresión Axial

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
 (Caja derivadora)
 Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN Compresión Axial Tipo "U"

Sondeo: PCA - 1, M - 1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARGAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIÓ".

ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

JUNIO DEL 2006

LAMINA: XII GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION "Compresión Axial Tipo "U"

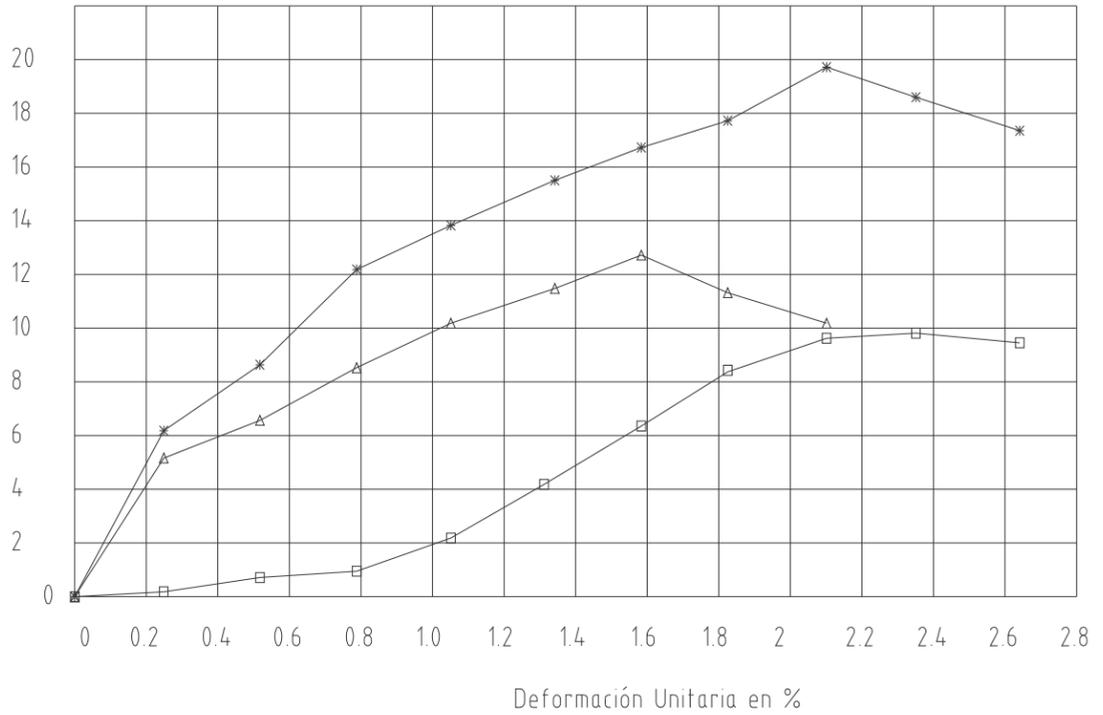
Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
 (Caja derivadora)
 Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Compresión Axial Tipo "U"

Sondeo: PCA - 1, M - 2

Esfuerzo en Kg/cm²



□ 1.0 Kg/cm² △ 2.0 Kg/cm² * 3.0 Kg/cm²

Esfuerzos confinantes

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES "ARAGÓN"

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIO".

ELABORADO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

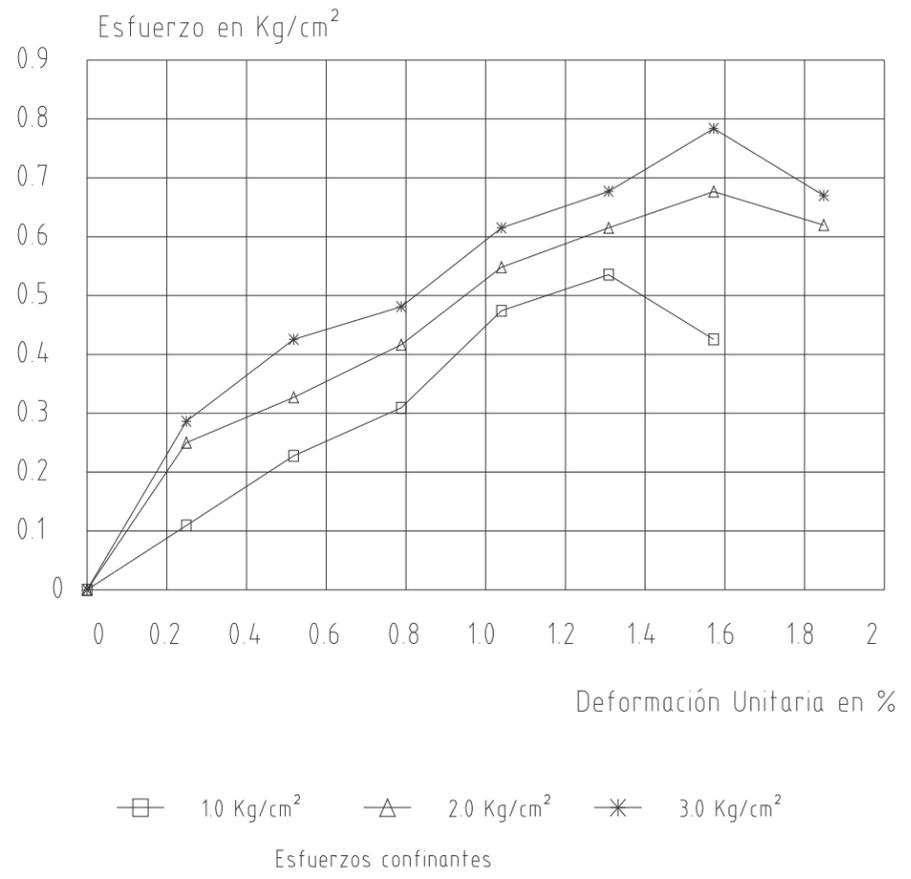
CARRERA: INGENIERIA CIVIL JUNIO DEL 2006

LÁMINA: XIII GRÁFICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN COMPRESIÓN TRIAXIAL

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
 (Caja derivadora)
 Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN Compresión Axial Tipo "U"

Sondeo: PCA - 1, M - 4



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIO".

ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

JUNIO DEL 2006

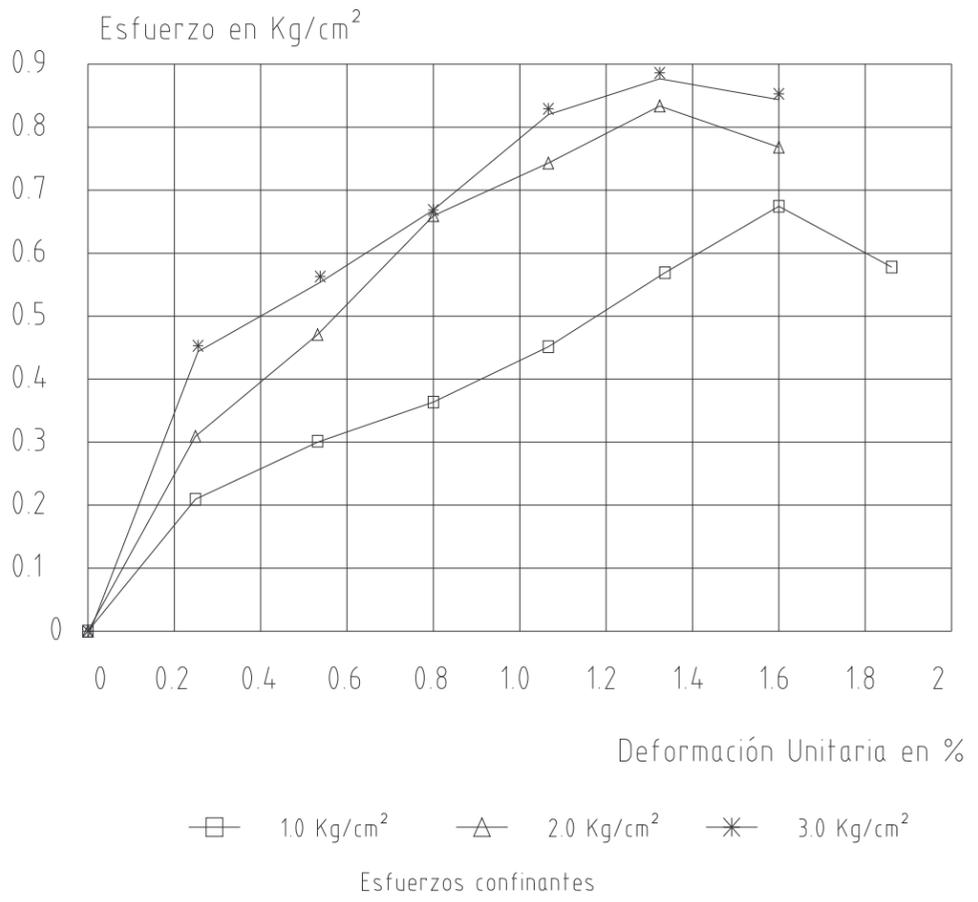
LAMINA: XIV GRAFICA ESFUERZO- DEFORMACION COMPRESION TRAXIAL "I"

Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
 (Caja derivadora)
 Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Compresión Axial Tipo "U"

Sondeo: PCA - 1, M - 3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES " ARAGON "

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CÁRCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIO".

ELABORO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

JUNIO DEL 2006

LAMINA: X GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION COMPRESION TRIAXIAL "P"

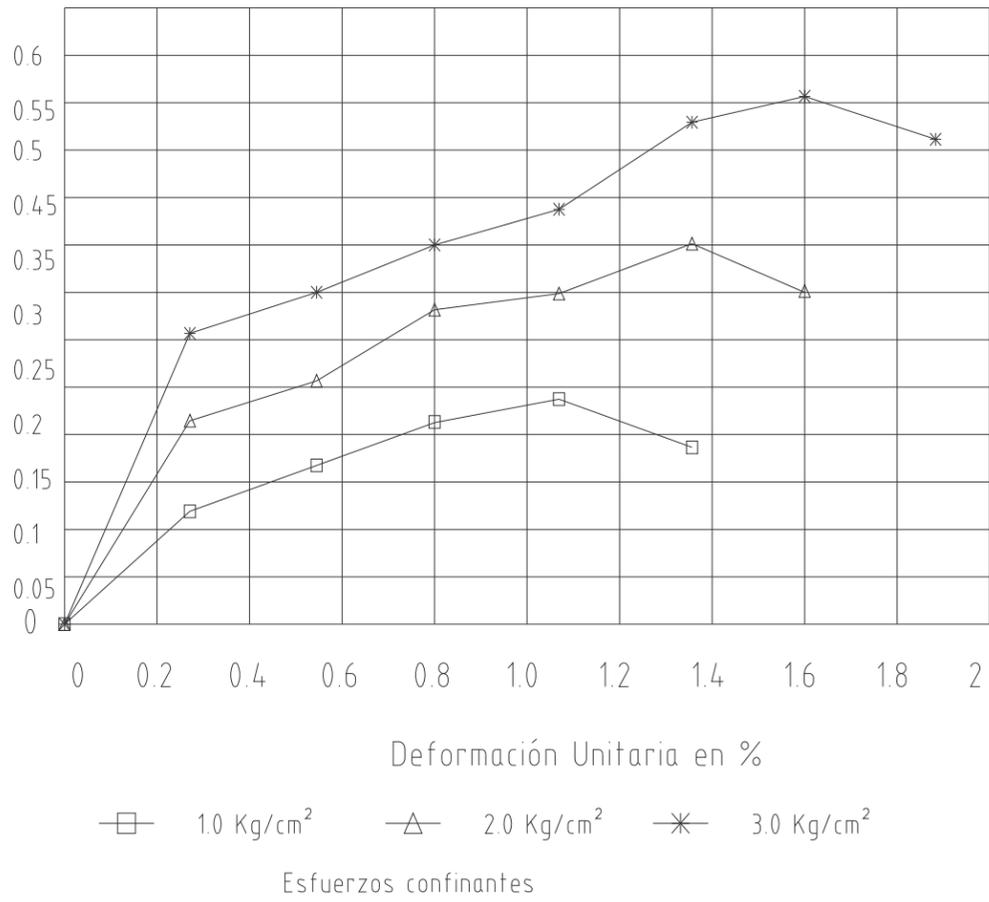
Proyecto : Carcamos de bombeo "Nativitas"
(Caja derivadora)
Lugar : Sta. Ma. Chimalhuacan, Edo. Mex.

GRAFICA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

Compresión Axial Tipo "U"

Sondeo: PCA - 1, M - 5

Esfuerzo en Kg/cm²



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

LA GEOTECNIA EN EL CONTROL DE HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO MEDIANTE EL PROCESO "POZO INDIO".

ELABORADO: JOSE LUIS BECERRIL LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

JUNIO DEL 2006

LAMINA: VIGRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION COMPRESION TRIAXIAL "U"

CAPITULO VIII

ANÁLISIS DE LA PROBLEMÁTICA QUE REPRESENTA EL HINCADO POR EL PROCESO “POZO INDIO”

VIII.1.1.-OMISION DE INDICACIONES PARA LA EJECUCIÓN DEL HINCADO DE CARCAMOS DE BOMBEO POR “POZO INDIO”

Finalmente, para llevar a cabo la construcción e hincado de los carcámos de bombeo, los ingenieros constructores encargados de concretar físicamente la obra, se apoyan únicamente en las instrucciones y recomendaciones que se detallan en los planos del proyecto, las cuales no son en la mayoría de los casos, abundantes, claras y precisas e inclusive nunca presentan alternativas de solución a problemas que lleguen a presentarse durante alguna de las etapas del proceso constructivo, a fin de evitar que la obra sufra percances de gran magnitud que obliguen a suspender ó abandonar la obra por completo.

Por tal motivo es indispensable que la información que se proporcione al personal de campo sea detallada y extensa, de ser posible es recomendable se anexasen las memorias de calculo que sirvierón de base para determinar el proceso constructivo, de tal forma que le permitan al personal en campo, reajustarse a las condiciones presentes, realizar las adecuaciones necesarias a los cálculos presentados y de esta forma corregir imprevistos desconocidos del marco teórico (alguna condición especial del suelo encontrado o características diferentes a las arrojadas por los estudios de mecánica de suelos).

VIII.1.2.-ANTECEDENTES DE LOS PROYECTOS OBSERVADOS

En los años 90's, la construcción de plantas de bombeo en el valle de México se incremento en forma significativa, debido al auge en la realización de grandes proyectos de alcantarillado sanitario y pluvial para dotar de este servicio a las grandes concentraciones de población carentes de esté servicio, asentamientos poblacionales concentrado en diversos municipios del Estado de México, como fuerón Valle de Chalco, Ixtapaluca y Chimalhuacan, en algunas localidades de estos municipios se encontraban grandes zonas de asentamientos irregulares que no contaban con un sistema de desalojo de sus aguas residuales, las que realizaban por medio de canales al aire libre en la mayoría de los casos, provocando altas condiciones de insalubridad para sus habitantes.

Una tarea del Gobierno del Estado de México fue la de dotar del servicio a estas zonas, para lo cual se realizaron la instalación de redes de atargeas, subcolectores y colectores, faltando finalmente para concluir los sistemas en forma integral, la construcción de plantas de bombeo para su desalojo final.

En el Municipio de Chimalhuacan, ubicado al oriente del estado, limitando con el municipio de Texcoco, Nezahualcoyotl, Atenco y la zona federal de reserva denominada Lago de Texcoco se realizó la construcción del sistema de alcantarillado de la zona de San Agustín y en la zona de Santa María Nativitas, en el primero se contempló la construcción de una planta con un cárcamo de bombeo para desalojar las aguas residuales al Río de la Compañía, mientras que en el segundo proyecto se contempló una planta de bombeo de mayor capacidad con tres cárcamos de bombeo para desalojar las aguas residuales al Dren Chimalhuacan.

Para el análisis de la problemática presentada durante el proceso de hincado "Pozo indio", se seleccionó el proyecto de hincado del cárcamo de bombeo número 1, el cual presentó condiciones muy especiales en comparación con los otros dos, aun cuando todos se encuentran dentro de un mismo terreno.

VIII.1.3.- INSTRUCCIONES GENERALES DEL PROCESO PRESENTADAS EN LOS PROYECTOS

A continuación se presenta el texto que generalmente se integra a los planos estructurales del proyecto, donde usualmente se dan las instrucciones, recomendaciones y especificaciones que permiten al constructor llevar a cabo el hincado y terminación de la estructura requerida, las cuales al final del presente trabajo, serán reevaluadas, considerando los resultados observados al aplicar la metodología analizada y aplicada en la realización física del proyecto seleccionado.

VIII.1.3.1.-INSTRUCCIONES Y RECOMENDACIONES (DE MECANICA DE SUELOS) PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO E HINCADO

.-Excavar hasta la profundidad de 80 centímetros en toda la zona marcada por un radio de 5 metros más de longitud del radio de la estructura y nivelar perfectamente el terreno antes de proceder a cualquier tipo de

actividad (incluso se recomienda colocar una cama de tezontle en greña de 20 centímetros de espesor para mejorar las condiciones del terreno que rodea el área de la estructura para evitar deformaciones por si llegase a transitar maquinaria pesada sobre el mismo)

.-Una vez realizado el desmonte y/o despalme del terreno, y la excavación de alivio indicada anteriormente realizar encalado de trazo para delimitar las zonas de influencia de la excavación durante las diferentes profundidades del proceso.

.-Realizar el armado con acero de refuerzo indicado por el proyecto y colocarlo en su posición y colocar la cimbra correspondiente para realizar el colado de concreto de la primera dovela, misma que tendrá una altura de 1.20 metros. Una vez niveladas y centradas ambas, se procederá a realizar la colocación del concreto hidráulico, proceso que deberá realizarse tratando de depositar simétricamente en el perímetro a fin de evitar alguna desigualdad o sobrecarga puntual que ocasione desplome de la dovela, se deberá tener cuidado durante el vibrado del concreto, para que no se presenten oquedades que ocasionen filtraciones futuras en la estructura.

.- Armar el acero de refuerzo y colocar la cimbra para la siguiente dovela que tendrá la altura de 1.20 metros, se tendrá un control minucioso de las profundidades de hundimiento alcanzadas, mediante una doble nivelación diaria, misma que se registrara en la bitácora de obra. Al terminar el colado de esta etapa, y en caso de re registrarse un hundimiento no considerable, se excavara el material que se encuentra en el fondo de la estructura, con el objeto de eliminar la adherencia en la parte interna del cilindro, la excavación deberá ser simétricamente circundante en relación con el eje central, con la finalidad que los hundimientos sean paralelos horizontalmente, la profundidad de excavación deberá ser mayor en el centro en relación con los costados, dando una forma ligeramente cónica.

Hasta esta etapa aun no se esperan problemas de hincado ya que la capacidad de carga del suelo no ha tenido afectaciones de relevancia, es decir la falla de fondo esta todavía muy lejos de presentarse por la poca profundidad de desplante alcanzada.

.-Análogamente se procederá con la siguiente dovela verificando los hundimientos

.-Una vez alcanzado el nivel de desplante, se procederá a colar una plantilla de 12 cms, de espesor con concreto con bajo contenido de agua, (dependiendo de las condiciones de presencia de agua, tal vez sea necesario colocar la mezcla en seco) y una vez presentado el fraguado inicial se bajara inmediatamente la doble parrilla del armado de acero de refuerzo, la cual se debió haber habilitado previamente, inmediatamente se procederá a realizar el colado de la losa de fondo en el menor tiempo posible, evitando la contaminación y segregación de los agregados.

.-Terminado el colado de la losa de fondo se realizara una inspección para verificar la correcta liga entre losa y muro, el cajón deberá que dar perfectamente impermeable para protección contra filtraciones, es aconseja utilizar concreto de alta calidad con baja porosidad y libre de defectos o en su caso para mejorar la impermeabilidad del concreto se pueden utilizar aditivos integrales, a base de estereatos de calcio o amonio, o bien, liquido a base de ácido carboxílico. Otro método alternativo de impermeabilización, consiste en colocar membranas de material bituminoso, o plástico en la parte exterior del cilindro para proporcionar mayor flexibilidad al trabajo en conjunto del carcamo y las condiciones exteriores se podrán emplear juntas constructivas con sellos flexibles, que permiten el desplazamiento sin perder su permeabilidad. Para lograr menor resistencia al hincado, la cimbra será metálica en la cara interna del cilindro con objeto de reducir la rugosidad de la superficie terminada. Finalmente se procederá al armado y colado del brocal.

VIII.2.-IDENTIFICACIÓN DE PROBLEMAS QUE SE PRESENTAN DURANTE EL PROCESO DE HINCADO

A continuación se hace una descripción de los diversos problemas que se han observado en las diversas obras a las que se tuvo acceso durante su proceso constructivo, adicionando en algunos casos los motivos por los que se consideró se originaron los comportamientos descritos:

- El nivel de aguas freáticas (N.A.F.) no es el mencionado por el proyecto, bien puede estar realmente próximo al nivel de terreno natural o encontrarse muy por debajo del indicado por los sondeos realizados previamente, resultado de la omisión de considerar las temporadas de estiaje de la zona del proyecto, así como otras causas ajenas o los niveles fluctuantes del N.A.F.

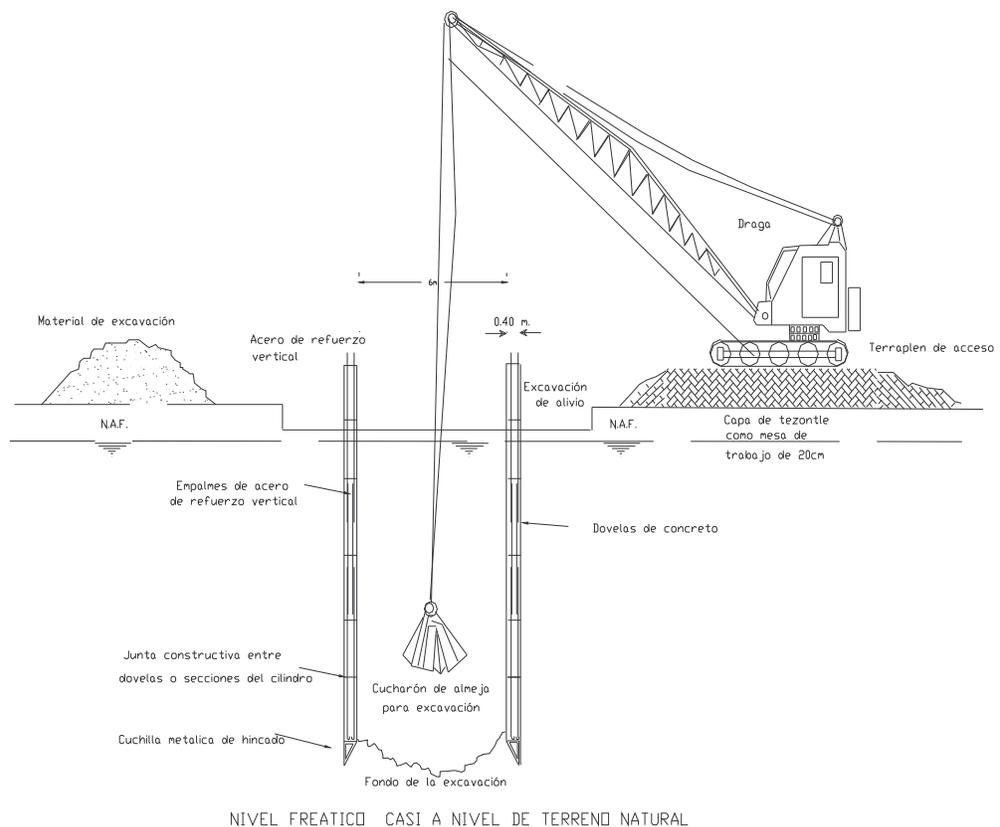


Fig. 8.1 Nivel freático (N.A.F.) muy superficial

- El material en los diferentes estratos de la zona de hincada no cuenta con el espesor, ni las características mencionadas por el proyecto, fig. 8.2

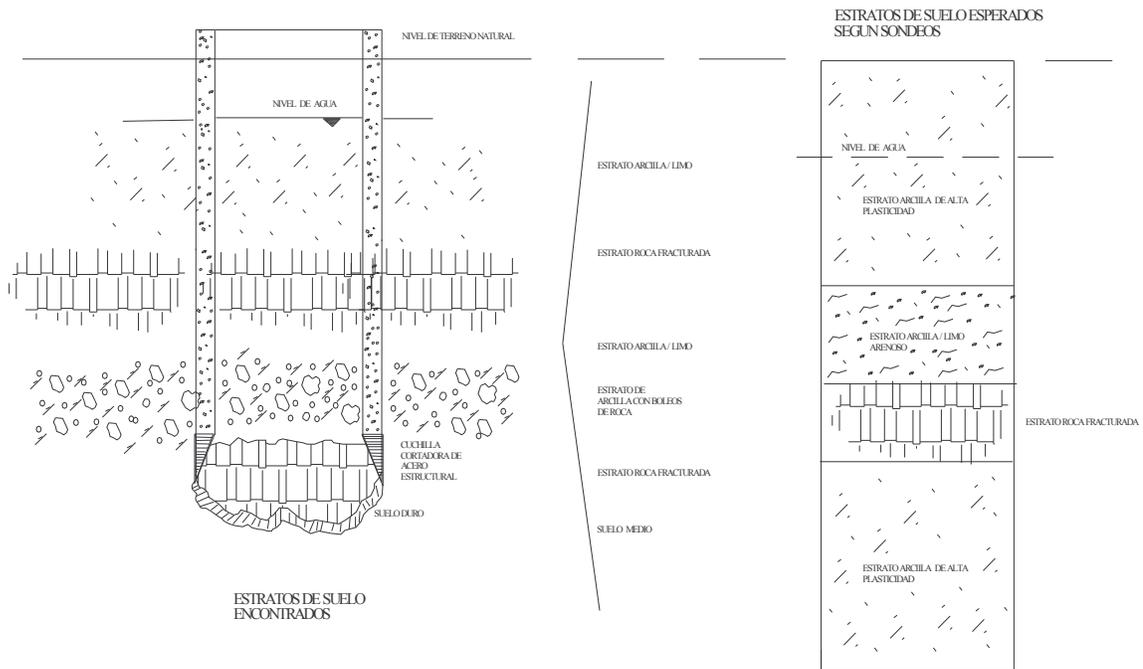


Fig. 8.2 Diferencias en la composición del subsuelo de la zona del proyecto

- Durante la construcción e hincado de las primeras dovelas, al momento de colocar el concreto hidráulico para conformar las nuevas secciones del cilindro, éste no desciende acorde a lo esperado (hincado lento ó nulo), por encontrar estratos de material arenoso intercalado en los estratos superiores de material blando (arcillas y/o limos).

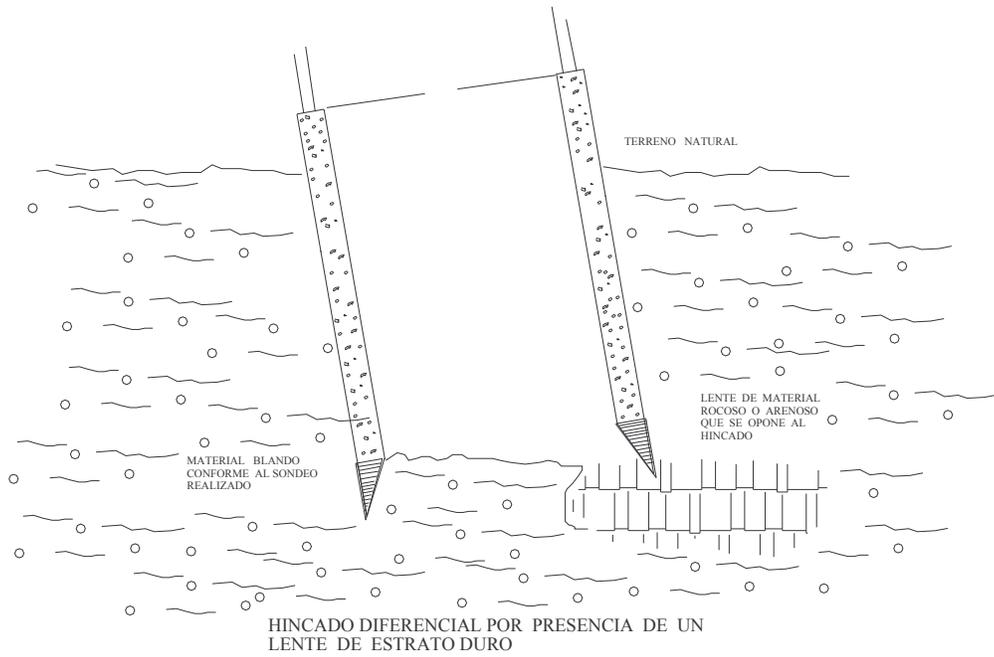


Fig. 8.3 Problema ocasionado por la presencia de un lente de suelo diferente (mayor resistencia)

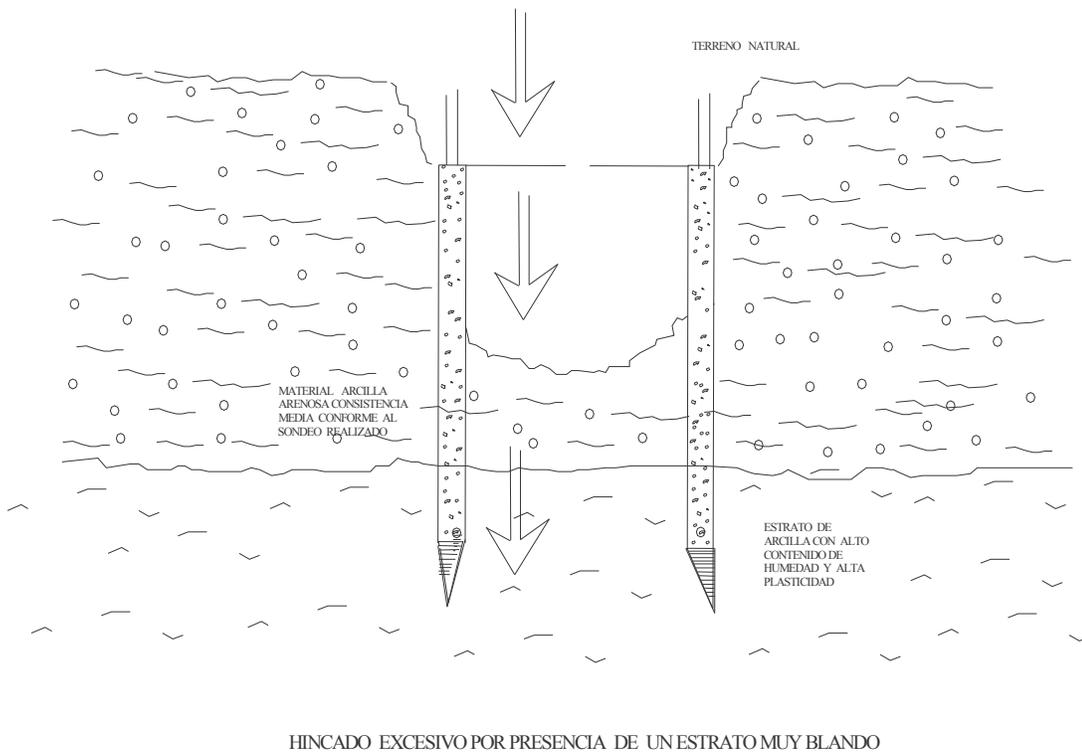
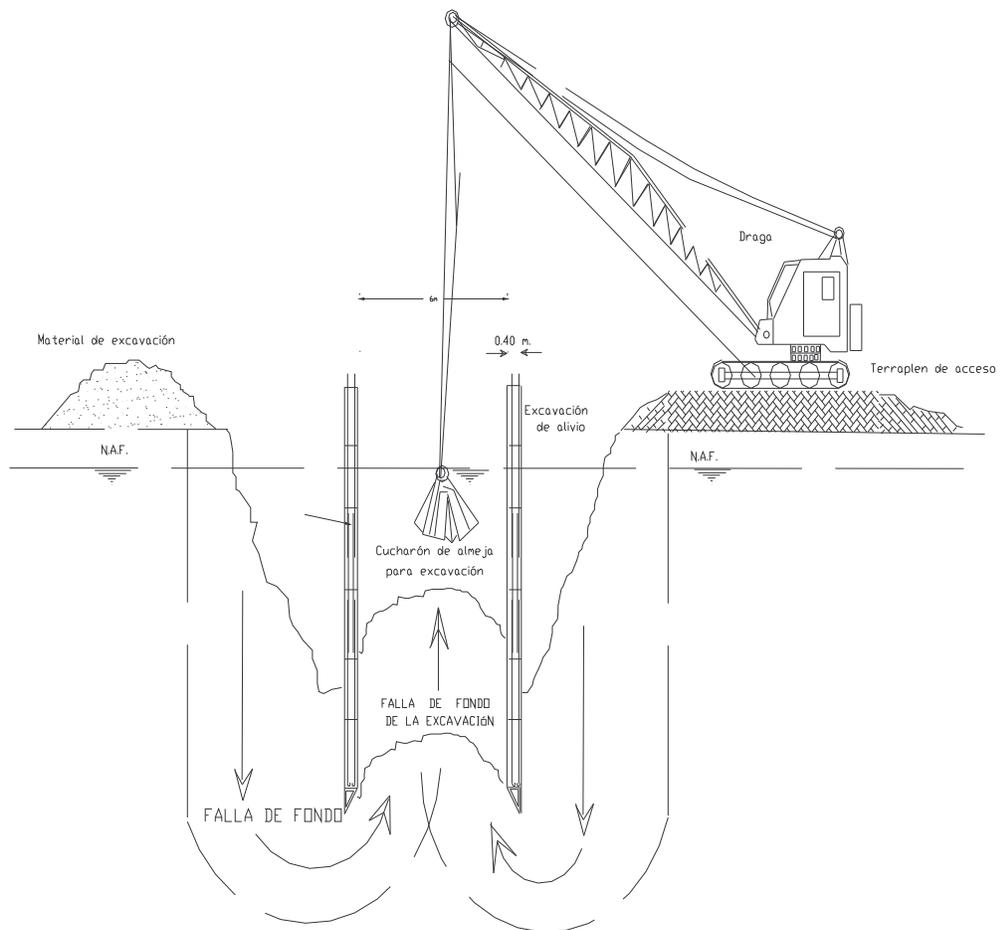


Fig. 8.4 Problema ocasionado por la presencia de un lente de suelo diferente (menor resistencia)

- Durante la construcción, el cilindro desciende rápidamente en relación a lo esperado (hincado excesivo), por encontrar estratos de material mas blando en presencia del N.A.F., con relaciones de cohesión muy bajas, figura 8.4

- El N.A.F. aumenta considerablemente de nivel durante la etapa final del hincado o en el colado de la losa de fondo.

-La falla de fondo se presenta durante la etapa final del hincado, aun realizando la excavación perimetral de alivio recomendada.



Finalmente lo mas desfavorable es la ausencia de datos necesarios así como de personal capacitado en cuestiones de mecánica de suelos que pueda prever o intentar dar solución a los problemas descritos anteriormente, motivo por el cual en el siguiente capitulo se presenta la mecánica con la cual se van estimando los resultados de hincado considerando las variables presentadas durante el proceso, a fin de que sirvan de apoyo a futuros trabajos similares.

CAPITULO IX

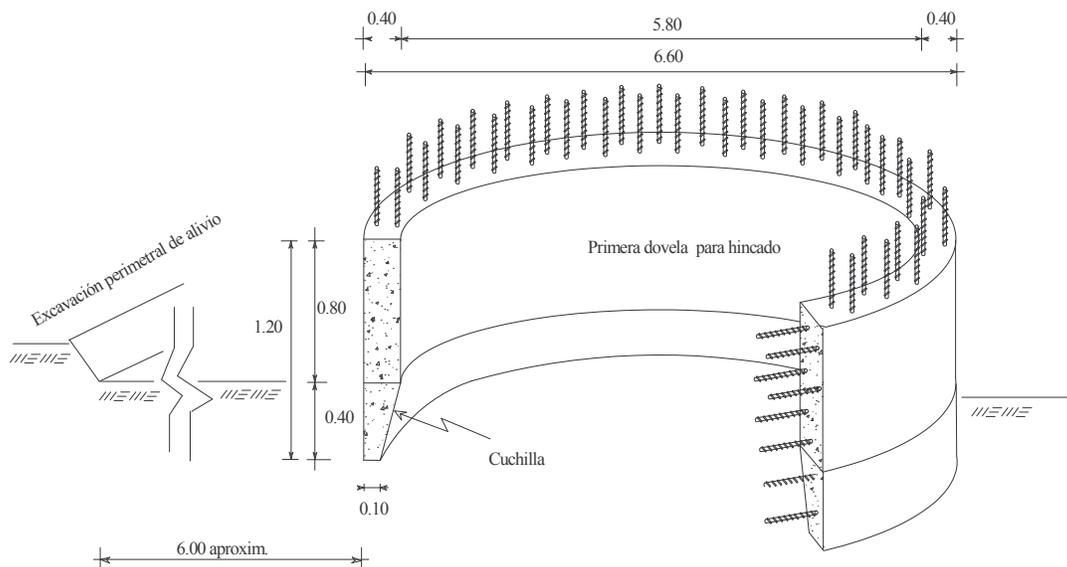
MEMORIA DE CALCULO DEL PROCESO DE HINCADO DEL CARCAMO

NÚM. 1

IX.1 DESCRIPCIÓN DE CONDICIONES INICIALES

De acuerdo a la mecánica descrita en el capítulo anterior, se realiza inicialmente una excavación de 80 cms. de profundidad (para este caso solo fue posible la excavación de 20 cms, debido a la presencia del NAF a este nivel) y 18 metros aproximadamente de diámetro, excavación sobre la cual se iniciara el colado de la primera dovela de desplante de la estructura, dovela que contara en su parte inferior, con la cuchilla cortadora para penetrar el suelo. En el apéndice I se muestran los datos proporcionados por el perfil estratigráfico del sitio.

Los datos generales de dimensionamiento de la estructura son:



Diámetro interior:	5.80 m.
Diámetro exterior:	6.60 m.
Espesor del muro	0.40 m.
Altura de la 1ra Dovela:	0.80 m.
Altura de la cuchilla:	0.40 m.

IX.1.1-CONDICIONES DE LA 1ra DOVELA, AL INICIO DE HINCADO

Peso del cilindro :

$$\text{Área del concreto} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen del cilindro} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.80 \text{ m.} = 6.23 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del cilindro} = W_{cil.} = 6.23 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{14.95 \text{ Ton.}}$$

Peso de la cuchilla:

$$\begin{aligned} \text{Área de la cuchilla} &= \left[\frac{\text{Base mayor} + \text{Base menor}}{2} \right] * \text{Altura} \\ &= \left[\frac{0.40 + 0.10}{2} \right] * 0.40 \\ &= 0.10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Perímetro medio} = \pi (\text{Diámetro medio}) = \pi (6.20\text{m}) = 19.47 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de la cuchilla} = 0.10 \text{ m}^2 * 19.47\text{m} = 1.947 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la cuchilla} = W_{cuc.} = 1.947 \text{ m}^3 * 2.4 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{4.67 \text{ Ton.}}$$

Peso del armado que se deja para la siguiente dovela:

Se considera que el armado de la siguiente dovela tiene un peso del 10% de la dovela (considerándola sin cuchilla y con una altura de 1.20 m.,cuyo peso es de 22.43 Ton.)

$$= 22.43 \text{ Ton} * 0.10 = \mathbf{2.24 \text{ Ton}}$$

Peso total para hincado de la primera dovela :

Wtotal = peso del cilindro + peso de la cuchilla + peso del armado para el siguiente colado

$$W_{total} = 14.95 + 4.67 + 2.24 = \mathbf{21.86 \text{ Ton.}}$$

Primero se revisa la capacidad de carga en la base del cilindro :

Datos obtenidos mediante pruebas de laboratorio aplicadas a las muestras representativas obtenidas del primer estrato de la zona de desplante.

$$\text{Cohesión del suelo} = c = 1.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Peso específico del suelo (estrato de arcilla)} = \gamma = 1.3 \text{ Ton/m}^3$$

Angulo de fricción = $\Phi = 0^\circ$

Área en la base = Perímetro medio de base del cilindro * Espesor del cilindro = $19.47\text{m} * 0.40\text{m} = 7.78 \text{ m}^2$

Aplicando la ecuación $qc = CNc + \gamma Df$

Donde :

qc = capacidad de carga ultima del suelo

Nc = factor de capacidad de carga adimensional en función del valor del ángulo de fricción

Angulo de fricción = $\Phi = 0^\circ$ por lo tanto $Nc = 5.14$

Df = Profundidad de desplante de la cimentación (ver procedimiento constructivo, para esta etapa = 0 mts.)

Por lo tanto: $qc = 1.0 \text{ Ton/m}^2 (5.14) + 1.3 \text{ Ton/m}^3(0) = 5.14 \text{ Ton. m}^2$

La carga admisible del suelo será entonces = $Q = qc * \text{Área de la base} = 5.14 \text{ Ton/m}^2 * 7.78 \text{ m}^2 = 40.0 \text{ Ton.}$

Si la excavación se realiza hasta el nivel de cuchilla, se considera que la capacidad de carga se reduce al 10%, por lo tanto se tendrá:

Área de la base a nivel de cuchilla = $A_1 = 7.78 \text{ m}^2 * 0.10 = 0.78 \text{ m}^2$

$Q = qc * \text{Área de la base} = 5.14 \text{ Ton/m}^2 * 0.78 \text{ m}^2 = 4.0 \text{ Ton.}$

Como el colado de la cuchilla se realizo dentro del terreno natural, por lo tanto debe ser considerada la fricción, que de acuerdo a lo siguiente expresión:

Fr = adherencia * Área exterior de la cuchilla

Adherencia = Cohesión = 1.0 Ton/m^2

perímetro exterior de la cuchilla = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

$Fr = 1.0 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.40\text{m} = 8.29 \text{ Ton}$

Se obtiene el peso neto de la interacción suelo-estructura con la excavación realizada

= Peso total de la estructura – carga admisible por excavación a nivel de cuchilla – fricción

Peso total resultante en la base de la estructura = $21.86 \text{ Ton.} - 4.0 \text{ Ton.} - 8.29 \text{ Ton.} = 9.57 \text{ Ton.}$

Revisión de las condiciones finales resultantes de hincado:

Si la fricción $Fr = \text{adherencia} * \text{Área de contacto} = 9.57 \text{ Ton.}$

Pero al tener un desplazamiento por desigualdad de cargas, la fricción debe ser considerada como dinámica, por lo tanto se tiene una reducción del 20%, por lo que su valor será del 80%.

Adherencia = Cohesión = $1.0 \text{ Ton/m}^2 * 0.8 = 0.8 \text{ Ton/m}^2$

Entonces tendremos la igualdad $0.8 \text{ Ton./m}^2 * \text{Área m}^2 = 9.57 \text{ Ton}$

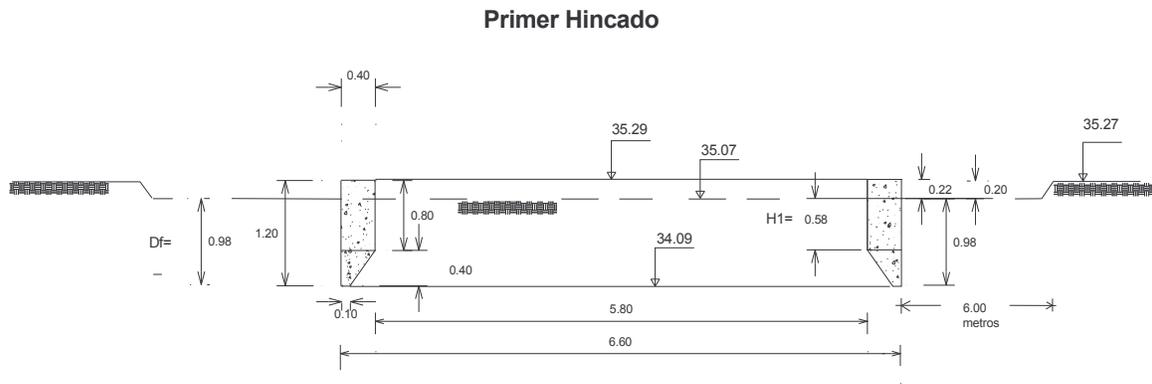
Despejando el área tenemos:

$$\text{Area} = \frac{9.57 \text{ Ton}}{0.80 \text{ Ton/m}^2} = 11.96 \text{ m}^2$$

Área que al dividir entre el perímetro de contacto, nos dará la altura de la misma, es decir, que la estructura

finalmente tendrá un hincado de $H_1 = \frac{11.96 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = 0.58 \text{ m}$ de la superficie,

Quedando la estructura en la posición mostrada en la siguiente figura



Revisión de la falla de fondo en esta etapa:

$$\text{Factor de seguridad} = F_s = \frac{C N_c}{\gamma D_f} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (5.14)}{1.3 \text{ Ton/m}^3 (0.98 \text{ m})} = \frac{5.14}{1.27} = 4.03 > 1.5 \quad \text{! cumple ;}$$

Cimentac. Corrida

$$\text{Factor de seguridad} = F_s = \frac{C N_c}{\gamma D_f} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (6.2)}{1.3 \text{ Ton/m}^3 (0.98 \text{ m})} = \frac{6.2}{1.27} = 4.87 > 1.5 \quad \text{! cumple ;}$$

Cimentac. circular

La estructura se mantiene estable.

IX.2.- 2do COLADO E HINCADO DE DOVELA

Calculo de la adherencia con las nuevas condiciones de la estructura al final del primer hincado

$Fr = \text{adherencia} * \text{Área exterior de estructura en contacto con el suelo}$

Adherencia = Cohesión = 1.0 Ton/m² (100% del valor, por ser una condición de equilibrio, fricción estática)

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73\text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo = 0.98 m.

$Fr = 1.0\text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.98\text{m.} = \underline{\underline{20.32\text{ Ton.}}}$

Peso total del cilindro con el nuevo colado:

Se considera que el peso volumétrico del concreto sumergido se reduce en 1 Ton/m³, por lo tanto el concreto bajo el N.A.F. tendrá un peso volumétrico de 1.4 ton/m³

Peso de la cuchilla bajo el N.A.F.:

Área de la cuchilla = 0.10 m²

Perímetro medio = π (Diámetro medio) = π (6.20m) = 19.47 m

Volumen de la cuchilla = 0.10 m² * 19.47m = 1.947 m³

Peso de la cuchilla = $W_{cuc.} = 1.947\text{ m}^3 * 1.4\text{ Ton/m}^3 = \underline{\underline{2.73\text{ Ton.}}}$

Peso del cilindro de la primera dovela (bajo el N.A.F.)

Área del concreto = $A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79\text{ m}^2$

Volumen del cilindro = $V_{cil.} = 7.79\text{ m}^2 * 0.58\text{ m.} = 4.52\text{ m}^3$

Peso del cilindro = $W_{cil.} = 4.52\text{ m}^3 * 1.40\text{ Ton/m}^3 = \underline{\underline{6.33\text{ Ton}}}$

Peso del cilindro de la primera dovela (arriba del N.A.F.)

Volumen del cilindro = $V_{cil.} = 7.79\text{ m}^2 * 0.22\text{ m.} = 1.71\text{ m}^3$

Peso del cilindro = $W_{cil.} = 1.71\text{ m}^3 * 2.40\text{ Ton/m}^3 = \underline{\underline{4.10\text{ Ton}}}$

Peso total de la primera dovela = 2.73+6.33+4.10 = 13.16 Ton

Peso de la 2da. Dovela:

Peso de la 2da dovela = $A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79\text{ m}^2$

Volumen de la 2da dovela = $V_{cil.} = 7.79\text{ m}^2 * 1.20\text{ m.} = 9.35\text{ m}^3$

Peso de la 2da dovela = $W_{cil.} = 9.35\text{ m}^3 * 2.40\text{ Ton/m}^3 = \underline{\underline{22.44\text{ Ton}}}$

Peso del armado de acero para la 3ra dovela :

$$= 10\% \text{ del peso de una nueva dovela} = 0.10 * 22.44 \text{ Ton} = \underline{\underline{2.24 \text{ Ton.}}}$$

Por lo tanto tenemos para esta etapa que:

Peso total de dovelas = peso de 1ra dovela (incluido el peso de la cuchilla) + peso de 2da dovela + peso del armado para la tercera dovela

$$= \underline{\underline{13.16 \text{ Ton.} + 22.44 \text{ Ton.} + 2.24 \text{ Ton.} = 37.84 \text{ Ton.}}}$$

Peso Neto de la interacción suelo-estructura sobre el suelo:

Peso total de la estructura – carga admisible por excavación a nivel de cuchilla – fricción

$$\text{Peso total resultante en la base de la estructura} = 37.84 \text{ Ton} - 4.0 \text{ Ton.} - 20.32 \text{ Ton.} = \underline{\underline{13.52 \text{ Ton.}}}$$

Revisión de las condiciones resultantes de hincado para el 2do colado:

Se debe considerar que al tener un desplazamiento por desigualdad de cargas, la fricción debe ser considerada como dinámica, por lo tanto se tiene una reducción del 20%, por lo que su valor será del 80%.

$$\text{Adherencia} = \text{Cohesión} = 1.0 \text{ Ton/m}^2 * 0.8 = 0.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Si la fricción } Fr = \text{adherencia} * \text{Área de contacto} = 13.52 \text{ Ton.}$$

$$\text{Entonces;} \quad 0.80 \text{ Ton./m}^2 * \text{Área m}^2 = 13.52 \text{ Ton}$$

Despejando el área, obtenemos:

$$\text{Área} = \frac{13.52 \text{ Ton}}{0.80 \text{ Ton/m}^2} = \underline{\underline{16.90 \text{m}^2}}$$

que al dividir entre el perímetro, nos refleja la altura de contacto suelo-estructura, la cual será: finalmente igual

$$\text{al valor de } H_2 = \frac{16.90 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = \underline{\underline{0.82 \text{ m} .}}$$

$$\text{Se tendrá un Total} = H_1 + H_2 = 0.98 + 0.82 = \underline{\underline{1.80 \text{ m.}}}$$

Por lo tanto, la estructura con el segundo colado de dovela, quedaría en la siguiente posición:

IX.3 3er COLADO E HINCADO DE DOVELA

Calculo de la adherencia con las nuevas condiciones de la estructura, se calculan considerando $h = 2.10$ (debido a que a esta profundidad se presenta un cambio de suelo $h = 1.80 + 0.30 = 2.10$)

$Fr = \text{adherencia} * \text{Área exterior de estructura en contacto con el suelo}$

Adherencia = Cohesión = 1.0 Ton/m^2

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo = 2.10 m.

$Fr = 1.0 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 2.10\text{m.} = \mathbf{43.53 \text{ Ton.}}$

Peso total del cilindro con el nuevo colado:

Se debe continuar con la consideración de que el peso volumétrico del concreto sumergido se reduce en 1 Ton/m^3 , por lo tanto el concreto bajo el N.A.F. tendrá un peso volumétrico de 1.4 ton/m^3

Peso de la cuchilla bajo el N.A.F.:

Área de la cuchilla = 0.10 m^2

Perímetro medio = π (Diámetro medio) = $\pi (6.20\text{m}) = 19.47 \text{ m}$

Volumen de la cuchilla = $0.10 \text{ m}^2 * 19.47\text{m} = 1.947 \text{ m}^3$

Peso de la cuchilla = $W_{cuc.} = 1.947 \text{ m}^3 * 1.4 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{2.73 \text{ Ton.}}$

Peso del cilindro de la primera dovela (bajo el N.A.F.)

Área del concreto = $A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen del cilindro = $V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.80 \text{ m.} = 6.23 \text{ m}^3$

Peso del cilindro = $W_{cil.} = 6.23 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{8.72 \text{ Ton}}$

Para esta etapa todo el peso del cilindro de la primera dovela se encuentra bajo el N.A.F.

Peso total de la primera dovela = $2.73 + 8.72 = 11.45 \text{ Ton}$

Para la 2da Dovela:

Peso de la 2da. Dovela (bajo el N.A.F.)

Peso de la 2da dovela = $A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 2da dovela = $V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.60 \text{ m.} = 4.67 \text{ m}^3$

Peso de la 2da dovela (bajo el N.A.F.) = $W_{cil.} = 4.67 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{6.54 \text{ Ton}}$

Peso de la 2da. Dovela (arriba del N.A.F.):

Volumen de la 2da dovela = $V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.60 \text{ m.} = 4.67 \text{ m}^3$

Peso de la 2da dovela (arriba del N.A.F.) = $W_{cil.} = 4.67 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{11.21 \text{ Ton}}$

Peso total de la tercera dovela = 6.54+11.21 = 17.75 Ton

Peso de la 3ra dovela = $A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 3ra dovela = $V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 3er dovela = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{22.44 \text{ Ton}}$

Peso del armado de acero para la 4ta dovela :

= 10% del peso de una nueva dovela = $0.10 * 22.44 \text{ Ton} = \mathbf{2.24 \text{ Ton.}}$

Por lo tanto tenemos para esta tercera etapa que:

Peso total de dovelas = peso de 1ra dovela (incluido el peso de la cuchilla) + peso de 2da dovela + peso de la tercera dovela + peso del armado para la cuarta dovela

= $11.45 \text{ Ton.} + 17.75 \text{ Ton} + 22.44 \text{ Ton.} + 2.24 \text{ Ton.} = \mathbf{53.88 \text{ Ton.}}$

Peso Neto de la interacción suelo-estructura =

Peso total de la estructura – carga admisible por excavación a nivel de cuchilla – fricción

= $53.88 \text{ Ton} - 4.0 \text{ Ton.} - 43.53 \text{ Ton.} = \mathbf{6.35 \text{ Ton.}}$

Revisión de las condiciones resultantes de hincado para el 3er colado:

Se debe considerar que al tener un desplazamiento por desigualdad de cargas, la fricción debe ser considerada como dinámica, por lo tanto se tiene una reducción del 20%, por lo que su valor será del 80%.

Adherencia = Cohesión = $1.0 \text{ Ton/m}^2 * 0.8 = 0.8 \text{ Ton/m}^2$

Si la fricción $F_r = \text{adherencia} * \text{Área de contacto} = 6.35 \text{ Ton.}$

Entonces; $0.80 \text{ Ton./m}^2 * \text{Área m}^2 = 6.35 \text{ Ton}$

Despejando el área, obtenemos:

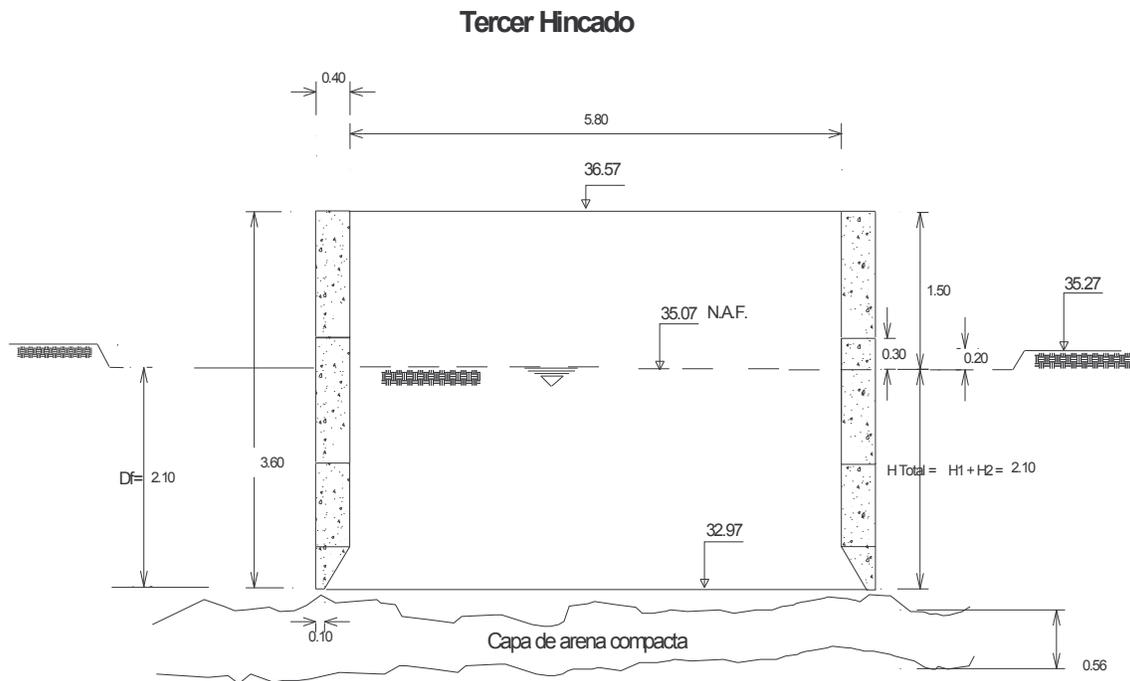
$$\text{Área} = \frac{6.35 \text{ Ton}}{0.80 \text{ Ton/m}^2} = \mathbf{7.94 \text{ m}^2}$$

que al dividir entre el perímetro, nos refleja la altura de contacto suelo-estructura, la cual será: finalmente igual

al valor de $H_2 = \frac{7.94 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = \mathbf{0.38 \text{ m}}$.

Se tendrá un Total = $H_1 + H_2 = 1.80 + 0.38 = \mathbf{2.18 \text{ m.}}$, pero por la presencia de un estrato de arena, solo se hincara el cilindro hasta llegar a un Total de **2.10** metros, (que es la altura de contacto suelo-estructura con la cual se inicio el calculo)

Por lo tanto, la estructura con el tercer colado de dovela y tercer hincado, quedaría en la siguiente posición



Revisión de la falla de fondo en esta etapa:

$$\text{Factor de seguridad} = F_s = \frac{C N_c}{\gamma D_f} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (5.14)}{1.3 \text{ Ton/m}^3 (2.10\text{m})} = \frac{5.14}{2.73} = 1.88 > 1.5 \text{ !cumple ; Cimentac. Corrida}$$

$$\text{Factor de seguridad} = F_s = \frac{C N_c}{\gamma D_f} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (6.2)}{1.3 \text{ Ton/m}^3 (2.10\text{m})} = \frac{6.2}{2.73} = 2.27 > 1.5 \text{ !cumple ; Cimentac. Circular}$$

Se aprecia que la estructura continua estable al final del hincado con el colado de la tercera dovela

IX.4.- 4to COLADO E HINCADO DE DOVELA

Revisión de de las condiciones resultantes del hincado de la estructura en el estrato de arena

Para el estrato de arcilla:

Calculo de la adherencia del primer estrato de arcilla con las nuevas condiciones de la estructura, se calculan considerando del primer estrato $h = 2.10$

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo $arcilla = 2.10 \text{ m}$.

$$Fr = 1.0 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 2.10\text{m} = \mathbf{43.53 \text{ Ton.}}$$

Para el estrato de arena:

Datos adicionales a considerar: Profundidad de inicio del estrato de arena = 2.10 mts.

Espesor **teórico** del estrato de arena = **0.56** mts.

Peso específico de la arena = 1.8 Ton/m³

Angulo de fricción de la arena = $\Phi = 38^\circ$

PRIMER TANTEO.- Considerando el valor teórico (altura esperada de contacto de la dovela con el suelo $arena = 0.56\text{m}$) total del espesor del estrato de arena:

Debemos considerar la presión vertical P_v (o también considerada como σ_v) con una altura del estrato de arena, la cual será de 0.56 metros:

$P_v =$ (espesor del primer estrato * peso específico) + (espesor del segundo estrato * peso específico)

$$P_v = P_{\kappa\theta} = (2.1\text{m} * 1.3 \text{ Ton/m}^3) + (0.56\text{m} * 1.8\text{Ton/m}^3) = \mathbf{3.74 \text{ Ton/m}^2}$$

Aplicando la ecuación Fricción $f_r = P_{\kappa\theta} \text{ Tan } \delta = P_{\kappa\theta} \text{ Tan } \Phi \frac{2}{3}$ tenemos que:

$$f_r = 3.74 \text{ Ton/m}^2 * (\text{Tan } 38^\circ) (\frac{2}{3}) = 3.74 \text{ Ton/m}^2 * (0.78) (0.67) = \mathbf{1.95 \text{ Ton/m}^2}$$

$Fr =$ adherencia * Área exterior de estructura en contacto con el suelo

$$Fr = \text{Adherencia} = \text{Cohesión} = 1.95 \text{ Ton/m}^2$$

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m} = 20.73 \text{ m}$

Altura de contacto suelo arenoso-estructura supuesto = 0.0m

$$Fr = 1.95 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.00\text{m} = \mathbf{0.00 \text{ Ton.}}$$

Se revisa la capacidad de carga en la base del cilindro :

Peso específico del suelo (estrato de arena) = $\gamma = 1.8 \text{ Ton/m}^3$

Angulo de fricción = $\Phi = 38^\circ$

en función del valor del ángulo de fricción

Angulo de fricción = $\Phi = 38^\circ$ por lo tanto $N_c = 61.35$ $N_q = 48.93$ $N_\gamma = 78.03$

Usando la ecuación: $q = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$
 ~~$q = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$~~

por lo tanto quedaría:

$$q = \frac{1}{2} (1.8 \text{ Ton/m}^3) (0.40 \text{ m}) (78.03) = 28.09 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q = 28.09 \text{ Ton/m}^2 * 7.78 \text{ m}^2 = 218.54 \text{ Ton.}$$

Con la excavación al nivel de la cuchilla 10%

$$Q_2 = 0.778 \text{ m}^2 * (28.09 \text{ Ton/m}^2) = \mathbf{21.85 \text{ Ton.}}$$

Peso total del cilindro con el nuevo colado:

Se debe continuar con la consideración de que el peso volumétrico del concreto sumergido se reduce en 1Ton/m³, por lo tanto el concreto bajo el N.A.F. tendrá un peso volumétrico de 1.4 ton/m³

Peso de la cuchilla bajo el N.A.F.:

$$\text{Área de la cuchilla} = 0.10 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro medio} = \pi (\text{Diámetro medio}) = \pi (6.20\text{m}) = 19.47 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de la cuchilla} = 0.10 \text{ m}^2 * 19.47\text{m} = 1.947 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la cuchilla} = W_{cuc.} = 1.947 \text{ m}^3 * 1.4 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{2.73 \text{ Ton.}}$$

Peso del cilindro de la primera dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Área del concreto} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen del cilindro} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.80 \text{ m.} = 6.23 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del cilindro} = W_{cil.} = 6.23 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{8.72 \text{ Ton}}$$

Para esta etapa todo el peso del cilindro de la primera dovela se encuentra bajo el N.A.F.

$$\mathbf{\underline{\underline{Peso total de la primera dovela = 2.73+8.72 = 11.45 \text{ Ton}}}}$$

Para la 2da Dovela:

Peso de la 2da. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 2da dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 2da dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.90 \text{ m.} = 7.01 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{\underline{\underline{Peso de la 2da dovela (bajo el N.A.F.) = W_{cil.} = 7.01 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = 9.81 \text{ Ton}}}}$$

Peso de la 2da. Dovela (arriba del N.A.F.):

$$\text{Volumen de la 2da dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.30 \text{ m.} = 2.34 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 2da dovela (arriba del N.A.F.)} = W_{cil.} = 2.34 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{5.62 \text{ Ton}}$$

$$\mathbf{\underline{\text{Peso total de la segunda dovela} = 9.81 + 5.62 = 15.43 \text{ Ton}}}$$

Para la tercer dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la tercera dovela se encuentra arriba del N.A.F

$$\text{Peso de la 3ra dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 3ra dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{\underline{\text{Peso de la 3er dovela} = W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}}}$$

Para la cuarta dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la cuarta dovela se encuentra arriba del N.A.F

$$\text{Peso de la 4ta dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 4ra dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{\underline{\text{Peso de la 4ta dovela} = W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}}}$$

Peso del armado de acero para la 5ta dovela:

$$= 10\% \text{ del peso de una nueva dovela} = 0.10 * 22.44 \text{ Ton} = \mathbf{2.24 \text{ Ton.}}$$

Por lo tanto tenemos para esta cuarta etapa que:

Peso total de dovelas = peso de 1ra dovela (incluido el peso de la cuchilla) + peso de 2da dovela + peso de la tercera dovela + peso de la cuarta dovela + peso del armado para la quinta dovela

$$= 11.45 \text{ Ton.} + 15.43 \text{ Ton} + 22.44 \text{ Ton.} + 22.44 + 2.24 \text{ Ton.} = \mathbf{74.00 \text{ Ton.}}$$

Peso Neto acción suelo estructura sobre el suelo =

Peso total de la estructura – carga admisible por excavación a nivel de cuchilla – fricción lateral *arena-*
adherencia lateral *arcilla*

$$= 74.00 \text{ Ton} - 21.85 \text{ Ton.} - 0.0 \text{ Ton} - 43.53 \text{ ton.} = \mathbf{8.62 \text{ Ton.}}$$

Calculo y revisión de condiciones resultantes de hincado para el colado de la cuarta dovela

Considerando la igualdad $Fr = fr * \text{Área}$ tendríamos que:

$$9.58 \text{ Ton} = 1.95 \text{ Ton/m}^2 * \text{Área de contacto estructura -arena}$$

Despejando el área tenemos: $\text{Área} = Fr/fr$

Pero, considerando que en este momento ocurre una fricción dinámica, el valor de fr se reduce en 20%, por lo tanto $fr = 0.80 * 1.95 \text{ Ton/m}^2 = 1.56 \text{ Ton/m}^2$

$$\text{Área} = Fr/fr = \frac{8.62 \text{ Ton}}{1.56 \text{ Ton/m}^2} = 5.52 \text{ m}^2$$

Revisión de las condiciones finales de hincado para el 4to colado:

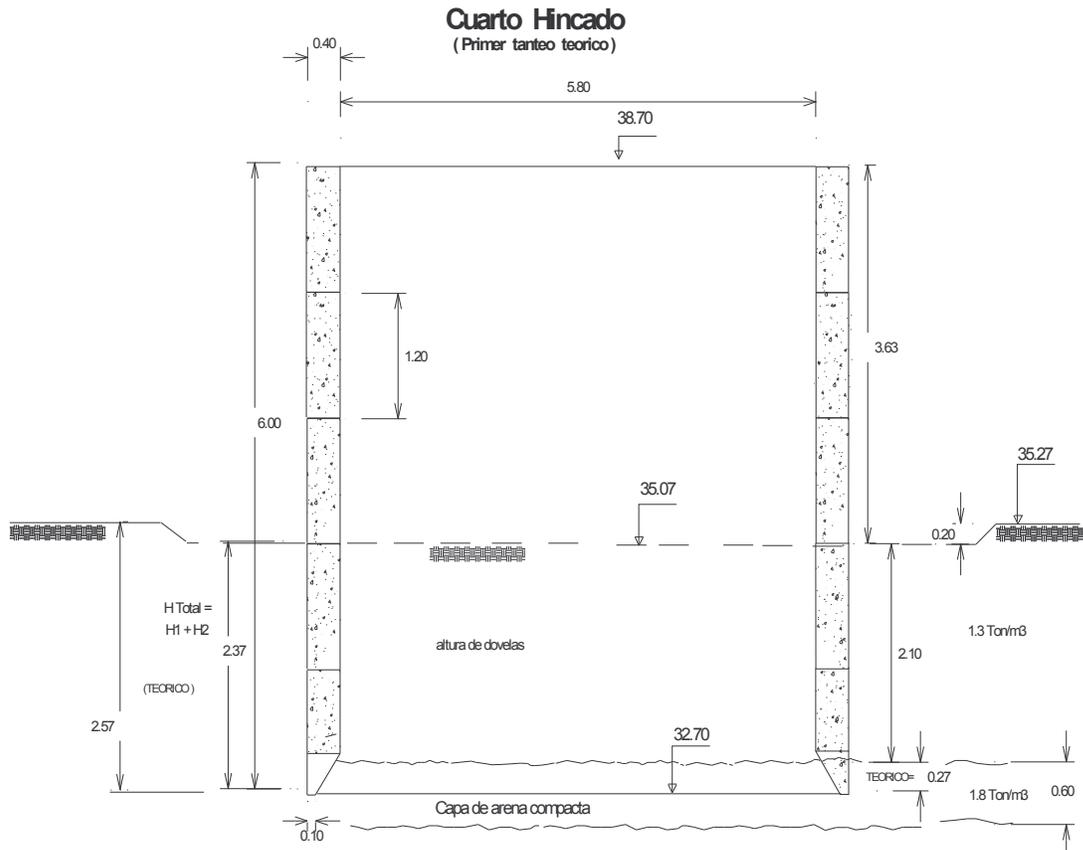
Por lo tanto la altura teórica de hincado será $h4 = \text{Área}/\text{Perímetro}$

$$H4 = \frac{5.52 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = 0.27 \text{ m. (teórico)}$$

Hincado total = hincado por adherencia+hincado por fricción

$$\text{Total} = 2.10 \text{ m.} + 0.27 \text{ m.} = 2.37 \text{ m}$$

Con este resultado teóricamente no se rebasaría la frontera del estrato de arena llegando a la mitad del estrato únicamente.



Revisión de la falla de fondo en esta etapa:

$$\gamma Df = \underset{\text{arcilla}}{(1.3 \text{ T/m}^3 * 2.10 \text{ m})} + \underset{\text{arena}}{(1.8 \text{ T/m}^3 * 0.27 \text{ m})}$$

$$= 2.73 + 0.49 = \mathbf{3.22 \text{ Ton/m}^2}$$

primer estrato de arcilla

segundo estrato de arcilla

C Nc Cimentación circular = **1 Ton/m² (5.43) = 5.43 Ton/m²** ; **0.22 Ton/m² (5.43) = 1.19 Ton/m²**

C Nc Cimentación corrida = **1 Ton/m² (6.52) = 6.52 Ton/m²** ; **0.22 Ton/m² (6.52) = 1.43 Ton/m²**

Factor de seguridad = **Fs** *Cim.Circular* =

$$\frac{C Nc + \sigma_v \tan \Phi + C Nc}{\gamma Df} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (5.43) + 3.27 \text{ Ton/m}^2 (\tan 38^\circ)}{3.22 \text{ Ton/m}^2}$$

$$= \frac{5.43 \text{ Ton/m}^2 + 2.55 \text{ Ton/m}^2}{3.22 \text{ Ton/m}^2} = \frac{7.98}{3.22} = \mathbf{2.48} > \mathbf{1.5} \quad \text{¡ cumple ¡}$$

Factor de seguridad = **Fs** *Cim.Corrída* =

$$\frac{C Nc + \sigma_v \tan \Phi + C Nc}{\gamma Df} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (6.52) + 3.27 \text{ Ton/m}^2 (\tan 38^\circ)}{3.22 \text{ Ton/m}^2}$$

$$= \frac{6.52 \text{ Ton/m}^2 + 2.55 \text{ Ton/m}^2}{3.22 \text{ Ton/m}^2} = \frac{9.07}{3.22} = \mathbf{2.81} > \mathbf{1.5} \quad \text{¡ cumple ¡}$$

¡En este cuarto colado se continua con el incrementó del factor de seguridad por la presencia del estrato de arena.¡

SEGUNDO TANTEO.- Como se detecto con una pequeña excavación realizada dentro del cilindro, que la dimensión real del estrato de arena es de 60 centímetros, se recalcula el proceso considerando el valor real detectado de las dimensiones del estrato de arena:

Revisión de las condiciones resultantes del hincado de la estructura en el estrato de arena

Para el estrato de arcilla:

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo *arcilla* = 2.10 m.

$$Fr = 1.0 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 2.10\text{m.} = \mathbf{43.53 \text{ Ton.}}$$

Para el estrato de arena:

Datos adicionales a considerar: Profundidad de inicio del estrato de arena = 2.10 mts.

Espesor **teórico** del estrato de arena = **0.60** mts.

Peso específico de la arena = 1.8 Ton/m³

Angulo de fricción de la arena = $\Phi = 38^\circ$

PRIMER TANTEO.- Debemos considerar la presión vertical P_v (o también considerada como σ_v) con una altura del estrato de arena, la cual será de 0.60 metros:

$$P_v = (\text{espesor del primer estrato} * \text{peso específico}) + (\text{espesor del segundo estrato} * \text{peso específico})$$

$$P_v = P_{\kappa\theta} = (2.1\text{m} * 1.3 \text{ Ton/m}^3) + (0.60\text{m} * 1.8\text{Ton/m}^3) = \mathbf{3.81 \text{ Ton/m}^2}$$

Aplicando la ecuación Fricción $f_r = P_{\kappa\theta} \text{ Tan } \delta = P_{\kappa\theta} \text{ Tan } \Phi^{2/3}$ tenemos que:

$$f_r = 3.81 \text{ Ton/m}^2 * (\text{Tan } 38^\circ)^{2/3} = 3.81\text{on/m}^2 * (0.78)^{2/3} = \mathbf{1.99 \text{ Ton/m}^2}$$

Fr = adherencia * Área exterior de estructura en contacto con el suelo

$$Fr = \text{Adherencia} = \text{Cohesión} = 1.71 \text{ Ton/m}^2$$

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo arenoso = 0.00 m

$$Fr = 1.71 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.00\text{m.} = \mathbf{0.00 \text{ Ton.}}$$

Se revisa la capacidad de carga en la base del cilindro :

Peso específico del suelo (estrato de arena) = $\gamma = 1.8 \text{ Ton/m}^3$

Angulo de fricción = $\Phi = 38^\circ$

en función del valor del ángulo de fricción

Angulo de fricción = $\Phi = 38^\circ$ por lo tanto $N_c = 61.35$ $N_q = 48.93$ $N_\gamma = 78.03$

Usando la ecuación: $q = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

~~$q = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$~~

por lo tanto quedaría:

$$q = \frac{1}{2} (1.8 \text{ Ton/m}^3) (0.40 \text{ m}) (78.03) = \mathbf{28.09 \text{ Ton/m}^2}$$

$$Q = 28.09 \text{ Ton/m}^2 * 7.78 \text{ m}^2 = \mathbf{218.54 \text{ Ton.}}$$

Con la excavación al nivel de la cuchilla 10%

$$Q_2 = 0.778 \text{ m}^2 * (28.09 \text{ Ton/m}^2) = \mathbf{21.85 \text{ Ton.}}$$

Peso total del cilindro con el nuevo colado:

Se debe continuar con la consideración de que el peso volumétrico del concreto sumergido se reduce en 1Ton/m³, por lo tanto el concreto bajo el N.A.F. tendrá un peso volumétrico de 1.4 ton/m³

Peso de la cuchilla bajo el N.A.F.:

$$\text{Área de la cuchilla} = 0.10 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro medio} = \pi (\text{Diámetro medio}) = \pi (6.20\text{m}) = 19.47 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de la cuchilla} = 0.10 \text{ m}^2 * 19.47\text{m} = 1.947 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la cuchilla} = W_{cuc.} = 1.947 \text{ m}^3 * 1.4 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{2.73 \text{ Ton.}}$$

Peso del cilindro de la primera dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Área del concreto} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen del cilindro} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.80 \text{ m.} = 6.23 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del cilindro} = W_{cil.} = 6.23 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{8.72 \text{ Ton}}$$

Para esta etapa todo el peso del cilindro de la primera dovela se encuentra bajo el N.A.F.

$$\mathbf{\underline{\underline{Peso total de la primera dovela = 2.73+8.72 = 11.45 \text{ Ton}}}}$$

Para la 2da Dovela:

Peso de la 2da. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 2da dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 2da dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.90 \text{ m.} = 7.01 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{\underline{\underline{Peso de la 2da dovela (bajo el N.A.F.) = W_{cil.} = 7.01 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = 9.81 \text{ Ton}}}}$$

Peso de la 2da. Dovela (arriba del N.A.F.):

$$\text{Volumen de la 2da dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.30 \text{ m.} = 2.34 \text{ m}^3$$

Peso de la 2da dovela (arriba del N.A.F.) = $W_{cil.} = 2.34 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 5.62 \text{ Ton}$

Peso total de la segunda dovela = $9.81 + 5.62 = 15.43 \text{ Ton}$

Para la tercer dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la tercera dovela se encuentra arriba del N.A.F

Peso de la 3ra dovela = $A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 3ra dovela = $V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 3er dovela = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}$

Para la cuarta dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la cuarta dovela se encuentra arriba del N.A.F

Peso de la 4ta dovela = $A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 4ra dovela = $V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 4ta dovela = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}$

Peso del armado de acero para la 5ta dovela:

= 10% del peso de una nueva dovela = $0.10 * 22.44 \text{ Ton} = 2.24 \text{ Ton.}$

Por lo tanto tenemos para esta cuarta etapa que:

Peso total de dovelas = peso de 1ra dovela (incluido el peso de la cuchilla) + peso de 2da dovela + peso de la tercera dovela + peso de la cuarta dovela + peso del armado para la quinta dovela

= $11.45 \text{ Ton.} + 15.43 \text{ Ton} + 22.44 \text{ Ton.} + 22.44 \text{ ton} + 2.24 \text{ Ton.} = 74.0 \text{ Ton.}$

Peso Neto acción suelo estructura sobre el suelo =

Peso total de la estructura – carga admisible por excavación a nivel de cuchilla – fricción lateral *arena-*
adherencia lateral *arcilla*

= $74.00 \text{ Ton} - 21.85 \text{ Ton.} - 0.00 \text{ Ton} - 43.53 \text{ ton.} = 8.62 \text{ Ton}$

Calculo y revisión de condiciones resultantes de hincado para el colado de la cuarta dovela

Considerando la igualdad $Fr = fr * \text{Área}$ tendríamos que:

$8.62 \text{ Ton} = 1.99 \text{ Ton/m}^2 * \text{Área de contacto estructura -arena}$

Despejando el área tenemos: $\text{Área} = Fr/fr$

Pero, considerando que en este momento ocurre una fricción dinámica, el valor de f_r se reduce en 20%, por lo tanto $f_r = 0.80 * 1991 \text{ Ton/m}^2 = 1.59 \text{ Ton/m}^2$

$$\text{Área} = Fr/f_r = \frac{8.62 \text{ Ton}}{1.59 \text{ Ton/m}^2} = 5.42 \text{ m}^2$$

Revisión de las condiciones finales de hincado para el 4to colado:

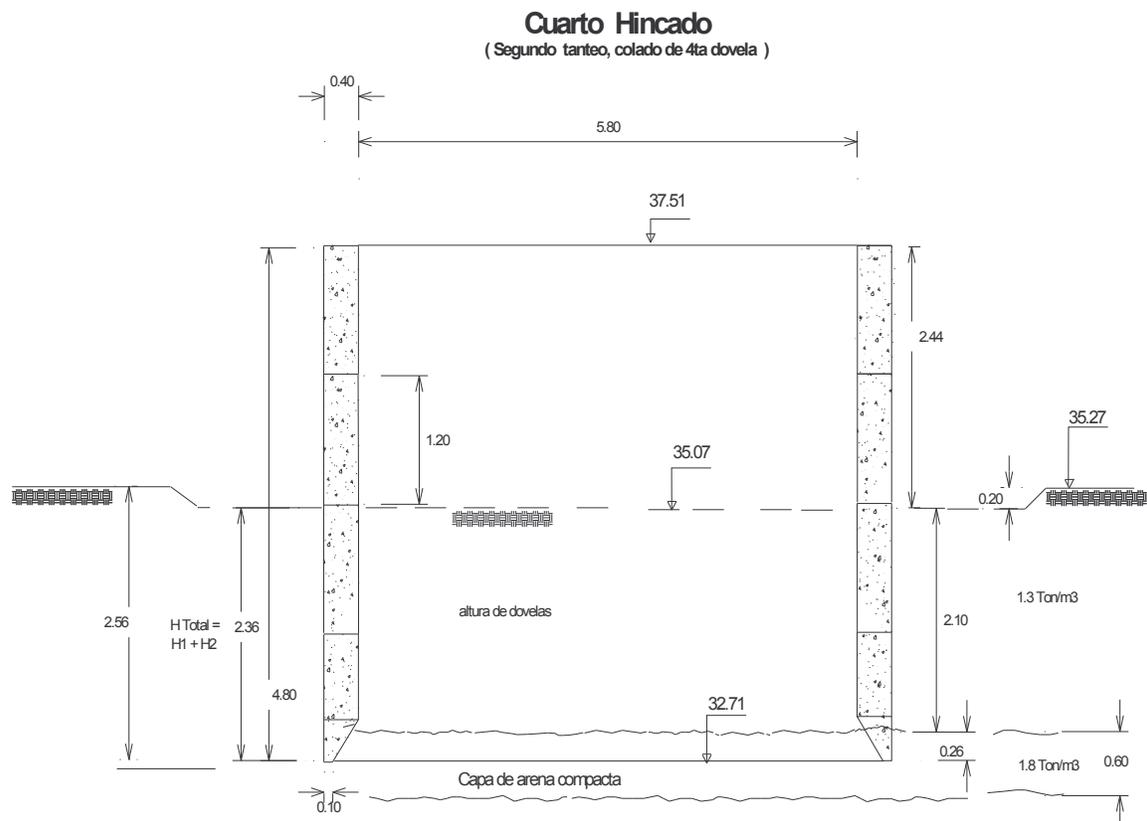
Por lo tanto la altura teorica de hincado será $h_4 = \text{Área}/\text{Perímetro}$

$$H_4 = \frac{5.42 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = 0.26 \text{ m. (teorico)}$$

Hincado total = hincado por adherencia+hincado por fricción

$$\text{Total} = 2.10 \text{ m.} + 0.26\text{m.} = 2.36 \text{ m}$$

Que es similar al tanteo anterior donde se obtuvo un hincado de 0.27 metros en el estrato de arena, por lo que la figura quedaría con las siguientes dimensiones: .



Revisión de la falla de fondo en esta etapa:

$$\gamma Df = \underset{\text{arcilla}}{(1.3 \text{ T/m}^3 * 2.10 \text{ m})} + \underset{\text{arena}}{(1.8 \text{ T/m}^3 * 0.26 \text{ m})}$$

$$= 2.73 + 0.47 = \mathbf{3.20 \text{ Ton/m}^2}$$

primer estrato de arcilla

segundo estrato de arcilla

C Nc Cimentación circular = **1 Ton/m² (5.43) = 5.43 Ton/m²** ; **0.22 Ton/m² (5.43) = 1.19 Ton/m²**

C Nc Cimentación corrida = **1 Ton/m² (6.52) = 6.52 Ton/m²** ; **0.22 Ton/m² (6.52) = 1.43 Ton/m²**

Factor de seguridad = **Fs** *Cim.Circular* =

$$\frac{C Nc + \sigma_v \tan \Phi + C Nc}{\gamma Df} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (5.43) + 3.27 \text{ Ton/m}^2 (\tan 38^\circ)}{3.20 \text{ Ton/m}^2} =$$

$$= \frac{5.43 \text{ Ton/m}^2 + 2.55 \text{ Ton/m}^2}{3.20 \text{ Ton/m}^2} = \frac{7.98}{3.20} = \mathbf{2.49} > \mathbf{1.5} \quad \text{¡ cumple ¡}$$

Factor de seguridad = **Fs** *Cim.Corrída* =

$$\frac{C Nc + \sigma_v \tan \Phi + C Nc}{\gamma Df} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (6.52) + 3.27 \text{ Ton/m}^2 (\tan 38^\circ)}{3.20 \text{ Ton/m}^2} =$$

$$= \frac{6.52 \text{ Ton/m}^2 + 2.55 \text{ Ton/m}^2}{3.20 \text{ Ton/m}^2} = \frac{9.07}{3.20} = \mathbf{2.83} > \mathbf{1.5} \quad \text{¡ cumple ¡}$$

¡En este cuarto colado se continúa con el incremento del factor de seguridad por la presencia del estrato de arena.¡

IX.5.- 5to COLADO E HINCADO DE DOVELA

Revisión de las condiciones resultantes del hincado de la estructura en el estrato de arena

Para el estrato de arcilla:

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo *arcilla* = 2.10 m.

$$Fr = 1.0 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 2.10\text{m.} = \mathbf{43.53 \text{ Ton.}}$$

Para el estrato de arena:

Datos adicionales a considerar: Profundidad de inicio del estrato de arena = 2.10 mts.

Espesor **real** del estrato de arena = **0.60** mts.

Peso específico de la arena = 1.8 Ton/m³

Angulo de fricción de la arena = $\Phi = 38^\circ$

Condiciones resultantes del hincado de la estructura en el estrato de arena :

Debemos considerar la presión vertical total P_v (o también considerada como σ_v) con una altura del estrato de arena, la cual será de 0.60 metros:

$$P_v = (\text{espesor del primer estrato} * \text{peso específico}) + (\text{espesor del segundo estrato} * \text{peso específico})$$

$$P_v = P_{\kappa o} = (2.1\text{m} * 1.3 \text{ Ton/m}^3) + (0.60\text{m} * 1.8\text{Ton/m}^3) = \mathbf{3.81 \text{ Ton/m}^2}$$

Aplicando la ecuación Fricción $f_r = P_{\kappa o} \tan \delta = P_{\kappa o} \tan \Phi$ tenemos que:

$$f_r = 3.81 \text{ Ton/m}^2 * (\tan 38^\circ) = 3.81\text{Ton/m}^2 * (0.78) = \mathbf{1.99 \text{ Ton/m}^2}$$

$Fr = \text{adherencia real} * \text{Área exterior de estructura en contacto con el suelo}$

$$Fr = \text{Adherencia} = \text{Cohesión} = 1.99 \text{ Ton/m}^2$$

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

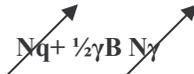
Altura de la dovela en contacto con el suelo arenoso = 0.26 m

$$Fr_{\text{real}} = 1.99 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.26\text{m.} = \mathbf{10.73 \text{ Ton.}}$$

Se revisa la capacidad de carga en la base del cilindro:

Peso específico del suelo (estrato de arcilla) = $\gamma = 1.15\text{Ton/m}^3$

Usando la ecuación: $q = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$

$$q = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$


por lo tanto quedaría:

Peso total del cilindro con el nuevo colado:

Se debe continuar con la consideración de que el peso volumétrico del concreto sumergido se reduce en 1Ton/m³, por lo tanto el concreto bajo el N.A.F. tendrá un peso volumétrico de 1.4 ton/m³

Peso de la cuchilla bajo el N.A.F.:

$$\text{Área de la cuchilla} = 0.10 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro medio} = \pi (\text{Diámetro medio}) = \pi (6.20\text{m}) = 19.47 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de la cuchilla} = 0.10 \text{ m}^2 * 19.47\text{m} = 1.947 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la cuchilla} = W_{cuc.} = 1.947 \text{ m}^3 * 1.4 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{2.73 \text{ Ton.}}$$

Peso del cilindro de la primera dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Área del concreto} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen del cilindro} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.80 \text{ m.} = 6.23 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del cilindro} = W_{cil.} = 6.23 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{8.72 \text{ Ton}}$$

Para esta etapa todo el peso del cilindro de la primera dovela se encuentra bajo el N.A.F.

Peso total de la primera dovela = 2.73+8.72 = 11.45 Ton

Para la 2da Dovela:

Peso de la 2da. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 2da dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 2da dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20\text{m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 2da dovela (bajo el N.A.F.)} = W_{cil.} = 9.35 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{13.09 \text{ Ton}}$$

En el inicio de esta etapa solo 4 centímetros se encuentran fuera del NAF, por lo tanto se considera que todo el peso del cilindro de la segunda dovela se encuentra bajo el N.A.F.

Peso total de la segunda dovela = 13.09 Ton

Para la tercer dovela:

Peso de la 3ra. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 3ra dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 3ra dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.00\text{m.} = 0.00 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 3ra dovela (bajo el N.A.F.)} = W_{cil.} = 0.00 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{0.00 \text{ Ton}}$$

Peso de la 3ra dovela (arriba del N.A.F)

$$\text{Peso de la 3ra dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 3ra dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

Peso de la 3er dovela (arriba del N.A.F) = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}$

Peso total de la tercera dovela = $0.00 \text{ Ton} + 22.44 \text{ Ton} = 22.44$

Para la cuarta dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la cuarta dovela se encuentra arriba del N.A.F

Peso de la 4ta dovela = $A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 4ra dovela = $V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 4ta dovela = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}$

Para la quinta dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la quinta dovela se encuentra arriba del N.A.F

Peso de la 5ta dovela = $A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 5ta dovela = $V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 5ta dovela = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}$

Peso del armado de acero para la 6ta dovela:

= 10% del peso de una nueva dovela = $0.10 * 22.44 \text{ Ton} = 2.24 \text{ Ton.}$

Por lo tanto tenemos para esta quinta etapa que:

Peso total de dovelas = peso de 1ra dovela (incluido el peso de la cuchilla) + peso de 2da dovela + peso de la tercera dovela + peso de la cuarta dovela + peso de la quinta dovela + peso del armado para la sexta dovela

= $11.45 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 22.44 \text{ ton} + 22.44 \text{ Ton} + 22.44 \text{ Ton} + 2.24 \text{ Ton.} = 94.10 \text{ Ton.}$

Peso Neto acción suelo estructura sobre el suelo =

Peso total de la estructura – carga admisible por excavación a nivel de cuchilla – fricción lateral arena – adherencia lateral arcilla

= $94.10 \text{ Ton} - 21.85 \text{ Ton.} - 10.73 \text{ Ton} - 43.53 \text{ ton.} = 17.99 \text{ Ton}$

Calculo y revisión de condiciones resultantes de hincado para el colado de la quinta dovela

Considerando la igualdad $Fr = fr * \text{Área}$ tendríamos que:

$17.99 \text{ Ton} = 1.99 \text{ Ton/m}^2 * \text{Área de contacto estructura -arena}$

Despejando el área tenemos: $\text{Área} = Fr/fr$

Pero, considerando que en este momento ocurre una fricción dinámica, el valor de fr se reduce en 20%, por lo tanto $fr = 0.80 * 1.99 \text{ Ton/m}^2 = 1.59 \text{ Ton/m}^2$

$$\text{Área} = Fr/fr = \frac{17.99 \text{ Ton}}{1.59 \text{ Ton/m}^2} = 11.31 \text{ m}^2$$

Revisión de las condiciones finales de hincado para el 5to colado:

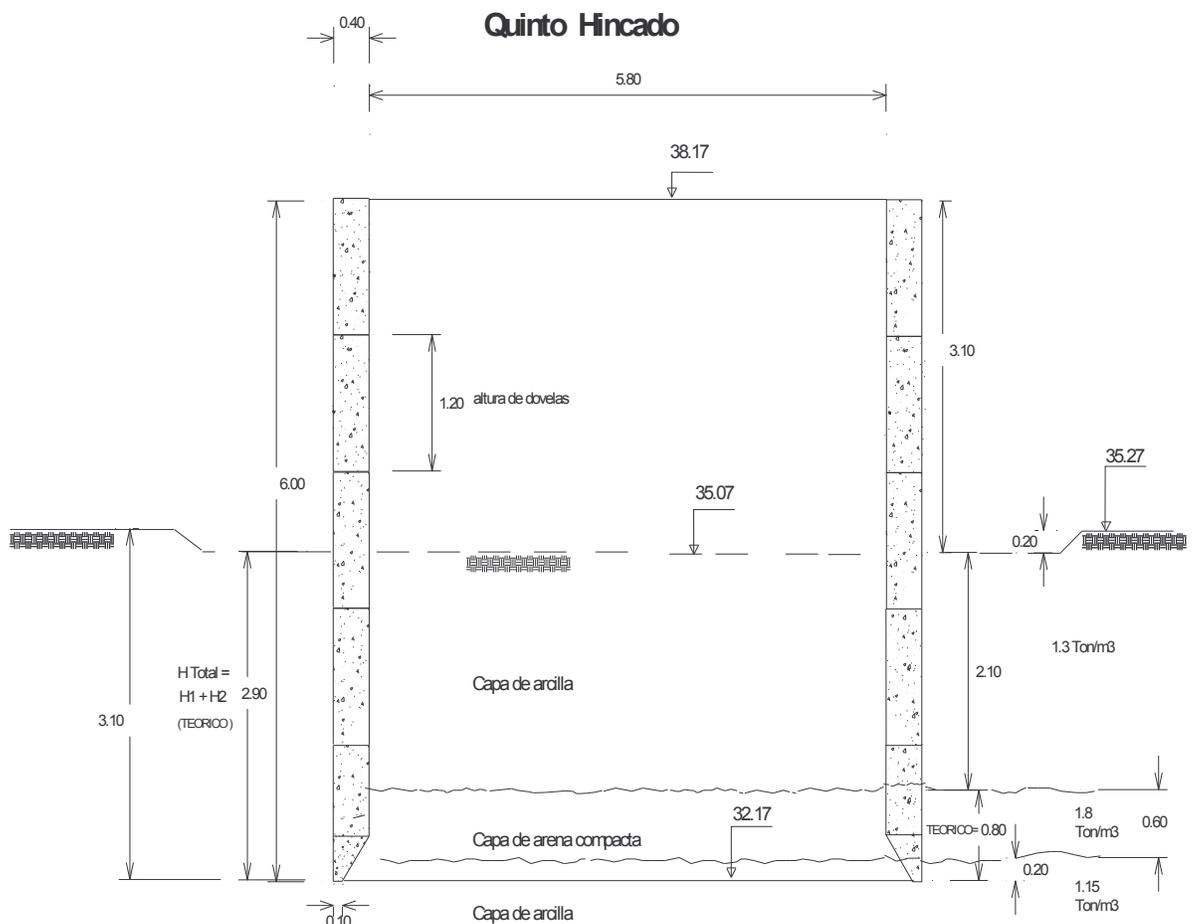
Por lo tanto la altura teórica de hincado será $h5 = \text{Área}/\text{Perímetro}$

$$H5 = \frac{11.31 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = 0.54 \text{ m. (teórico)}$$

Hincado total = hincado por adherencia+hincado por fricción cuarta etapa + hincado por fricción quinta etapa

$$\text{Total} = 2.10 \text{ m.} + 0.26 \text{ m} + 0.54 = 2.90 \text{ m}$$

Con este resultado teóricamente se rebasaría la frontera del estrato de arena llegando al siguiente estrato de arcilla con la profundidad de 20 cms. indicada en la siguiente figura:



Revisión de la falla de fondo en esta etapa:

$$\gamma Df = \underset{\text{arcilla}}{(1.3 \text{ T/m}^3 * 2.10 \text{ m})} + \underset{\text{arena}}{(1.8 \text{ T/m}^3 * 0.60)} + \underset{\text{arcilla}}{(1.15 \text{ T/m}^3 * 0.20 \text{ m})}$$

$$= 2.73 + 1.08 + 0.23 = \mathbf{4.04 \text{ Ton/m}^2}$$

primer estrato de arcilla

segundo estrato de arcilla

C Nc Cimentación circular = **1 Ton/m² (5.43) = 5.43 Ton/m²** ; **0.22 Ton/m² (5.43) = 1.19 Ton/m²**

C Nc Cimentación corrida = **1 Ton/m² (6.52) = 6.52 Ton/m²** ; **0.22 Ton/m² (6.52) = 1.43 Ton/m²**

Factor de seguridad = **Fs** *Cim.Circular* =

$$\frac{C Nc + \sigma v \tan \Phi + C Nc}{\gamma Df} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (5.43) + 3.27 \text{ Ton/m}^2 (\tan 38^\circ) + 0.22 \text{ Ton/m}^2 (1.19)}{4.04 \text{ Ton/m}^2} =$$

$$= \frac{5.43 \text{ Ton/m}^2 + 2.55 \text{ Ton/m}^2 + 0.26 \text{ Ton/m}^2}{4.04 \text{ Ton/m}^2} = \frac{8.24}{4.04} = \mathbf{2.04} > \mathbf{1.5} \quad \text{¡ cumple ¡}$$

Factor de seguridad = **Fs** *Cim.Corrída* =

$$\frac{C Nc + \sigma v \tan \Phi + C Nc}{\gamma Df} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (6.52) + 3.27 \text{ Ton/m}^2 (\tan 38^\circ) + 0.22 \text{ Ton/m}^2 (1.43)}{4.04 \text{ Ton/m}^2} =$$

$$= \frac{6.52 \text{ Ton/m}^2 + 2.55 \text{ Ton/m}^2 + 0.31 \text{ Ton/m}^2}{4.04 \text{ Ton/m}^2} = \frac{9.38}{4.04} = \mathbf{2.32} > \mathbf{1.5} \quad \text{¡ cumple ¡}$$

¡En este quinto colado se continua con el incrementó del factor de seguridad por la presencia del estrato de arena.¡

Es importante mencionar que teóricamente la estructura descende 20 centímetros bajo la capa de arena, al encontrar otro estrato de material la estructura debería detener su hincado por la resistencia de otro estrato de suelo, pero debido a que la capacidad de carga del siguiente estrato de arcilla es muy bajo, se considera que esto no sucede, tomando el valor teórico total del hincado arrojado por el calculo realizado.

IX.6.- 6to. COLADO E HINCADO DE DOVELA

Revisión de las condiciones de adherencia y fricción resultantes del hincado de la estructura en el quinto hincado

Para el primer estrato de arcilla:

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo *arcilla* = 2.10 m.

$$Fr = 1.0 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 2.10\text{m.} = \mathbf{43.53 \text{ Ton.}}$$

Para el estrato de arena:

Datos adicionales a considerar: Profundidad de inicio del estrato de arena = 2.10 mts.

Espesor **real** del estrato de arena = **0.60** mts.

Peso específico de la arena = 1.8 Ton/m³

Angulo de fricción de la arena = $\Phi = 38^\circ$

Condiciones resultantes del hincado de la estructura en el estrato de arena :

Debemos considerar la presión vertical total P_v (o también considerada como σ_v) con una altura del estrato de arena, la cual será de 0.60 metros:

$$P_v = (\text{espesor del primer estrato} * \text{peso específico}) + (\text{espesor del segundo estrato} * \text{peso específico})$$

$$P_v = P_{\kappa o} = (2.1\text{m} * 1.3 \text{ Ton/m}^3) + (0.60\text{m} * 1.8\text{Ton/m}^3) = \mathbf{3.81 \text{ Ton/m}^2}$$

Aplicando la ecuación Fricción $f_r = P_{\kappa o} \text{ Tan } \delta = P_{\kappa o} \text{ Tan } \Phi$ ^{2/3} tenemos que:

$$f_r = 3.81 \text{ Ton/m}^2 * (\text{Tan } 38^\circ) \text{ (} \frac{2}{3} \text{)} = 3.81\text{Ton/m}^2 * (0.78) (0.67) = \mathbf{1.99 \text{ Ton/m}^2}$$

Fr = adherencia real * Área exterior de estructura en contacto con el suelo

$$Fr = \text{Adherencia} = \text{Cohesión} = 1.99 \text{ Ton/m}^2$$

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo arenoso = 0.60 m

$$Fr \text{ real} = 1.99 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.60\text{m.} = \mathbf{24.75 \text{ Ton.}}$$

Para el segundo estrato de arcilla:

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo *arcilla* = 0.20 m.

$$Fr = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.20\text{m.} = \mathbf{0.91 \text{ Ton.}}$$

Se revisa la capacidad de carga en la base del cilindro

Cohesión del suelo = $c = 0.22 \text{ Ton/m}^2$

Peso específico del suelo (estrato de arcilla) = $\gamma = 1.15 \text{ Ton/m}^3$

Angulo de fricción = $\Phi = 0^\circ$

Área en la base = Perímetro medio de base del cilindro * Espesor del cilindro = $19.47\text{m} * 0.40\text{m} = 7.78 \text{ m}^2$

Aplicando la ecuación $qc = CNc + \gamma Df$

Donde:

qc = capacidad de carga última del suelo

Nc = factor de capacidad de carga adimensional en función del valor del ángulo de fricción

Angulo de fricción = $\Phi = 0^\circ$ por lo tanto $Nc = 5.14$

Df = Profundidad de desplante de la cimentación (para esta etapa = 0.20m)

Por lo tanto: $qc = 0.22 \text{ Ton/m}^2 (5.14) + 1.15 \text{ Ton/m}^3 (0.20) = 1.36 \text{ Ton. m}^2$

La carga admisible del suelo será entonces = $Q = qc * \text{Área de la base} = 1.36 \text{ Ton/m}^2 * 7.78 \text{ m}^2 = 10.58 \text{ Ton.}$

Nota: La capacidad de carga en la base del cilindro con las nuevas condiciones dadas por el nuevo estrato de arcilla, es muy baja, por lo tanto no se considerará para esta etapa la excavación a nivel de cuchilla., por lo tanto el valor de la capacidad de carga será ; $Q = 1.36 \text{ Ton/m}^2 * 7.78 \text{ m}^2 = 10.58 \text{ Ton}$

Además para contrarrestar la baja capacidad de carga del estrato se debe considerar la adherencia de la cara interior del cilindro:

Adherencia interior para el segundo estrato de arcilla:

Perímetro interior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo $arcilla = 0.20 \text{ m}$.

$Fr = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.20\text{m} = 0.91 \text{ Ton.}$

Peso total del cilindro con el nuevo colado:

Se debe continuar con la consideración de que el peso volumétrico del concreto sumergido se reduce en 1 Ton/m^3 , por lo tanto el concreto bajo el N.A.F. tendrá un peso volumétrico de 1.4 ton/m^3

Peso de la cuchilla bajo el N.A.F.:

Área de la cuchilla = 0.10 m^2

Perímetro medio = π (Diámetro medio) = $\pi (6.20\text{m}) = 19.47 \text{ m}$

$$\text{Volumen de la cuchilla} = 0.10 \text{ m}^2 * 19.47\text{m} = 1.947 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la cuchilla} = W_{cuc.} = 1.947 \text{ m}^3 * 1.4 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{2.73 \text{ Ton.}}$$

Peso del cilindro de la primera dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Área del concreto} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen del cilindro} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.80 \text{ m.} = 6.23 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del cilindro} = W_{cil.} = 6.23 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{8.72 \text{ Ton}}$$

Para esta etapa todo el peso del cilindro de la primera dovela se encuentra bajo el N.A.F.

$$\mathbf{\underline{\underline{\text{Peso total de la primera dovela} = 2.73 + 8.72 = 11.45 \text{ Ton}}}}$$

Para la 2da Dovela:

Peso de la 2da. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 2da dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 2da dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20\text{m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{\underline{\underline{\text{Peso de la 2da dovela (bajo el N.A.F.)} = W_{cil.} = 9.35 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = 13.09 \text{ Ton}}}}$$

$$\mathbf{\underline{\underline{\text{Peso total de la segunda dovela} = 13.09 \text{ Ton}}}}$$

Para la tercer dovela:

Peso de la 3ra. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 3ra dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 3ra dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.50\text{m.} = 3.89 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{\underline{\underline{\text{Peso de la 3ra dovela (bajo el N.A.F.)} = W_{cil.} = 3.89 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = 5.45 \text{ Ton}}}}$$

Peso de la 3ra dovela (arriba del N.A.F)

$$\text{Peso de la 3ra dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 3ra dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.70 \text{ m.} = 5.45 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{\underline{\underline{\text{Peso de la 3er dovela (arriba del N.A.F.)} = W_{dov.} = 5.45 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 13.08 \text{ Ton}}}}$$

$$\mathbf{\underline{\underline{\text{Peso total de la tercera dovela} = 5.45 \text{ Ton} + 13.08 \text{ Ton} = 18.53 \text{ Ton.}}}}$$

Para la cuarta dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la cuarta dovela se encuentra arriba del N.A.F

$$\text{Peso de la 4ta dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 4ra dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

Peso de la 4ta dovela = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}$

Para la quinta dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la quinta dovela se encuentra arriba del N.A.F

Peso de la 5ta dovela = $A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 5ta dovela = $V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 5ta dovela = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}$

Para la sexta dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la sexta dovela se encuentra arriba del N.A.F

Peso de la 6ta dovela = $A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 6ta dovela = $V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 6ta dovela = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 22.44 \text{ Ton}$

Peso del armado de acero para la 7ta dovela:

= 10% del peso de una nueva dovela = $0.10 * 22.44 \text{ Ton} = 2.24 \text{ Ton.}$

Por lo tanto tenemos para esta sexta etapa que:

Peso total de dovelas = peso de 1ra dovela (incluido el peso de la cuchilla) + peso de 2da dovela + peso de la tercera dovela + peso de la cuarta dovela + peso de la quinta dovela + peso de la sexta dovela + peso del armado para la séptima dovela

= **11.45 Ton. + 13.09 Ton. + 18.53 Ton + 22.44 Ton + 22.44 Ton + 22.44 Ton + 2.24 Ton. = 112.63 Ton.**

Peso Neto acción suelo-estructura sobre el suelo =

Peso total de la estructura – capacidad de carga admisible en la base del cilindro – adherencia lateral 1ra arcilla – fricción lateral arena – adherencia lateral 2da arcilla

= $112.63 \text{ Ton} - 10.58 \text{ Ton} - 43.53 \text{ Ton.} - 24.75 \text{ Ton} - 0.91 \text{ Ton} - 0.91 \text{ Ton.} = 31.95 \text{ Ton}$

Calculo y revisión de condiciones resultantes de hincado para el colado de la sexta dovela

Considerando la igualdad $Fr = fr * \text{Área}$ tendríamos que:

$31.95 \text{ Ton} = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * \text{Área de contacto estructura -arcilla}$

Despejando el área tenemos: $\text{Área} = Fr/fr$

Pero, considerando que en este momento ocurre una fricción dinámica, el valor de fr se reduce en 20%, por lo tanto $fr = 0.80 * 0.22 \text{ Ton/m}^2 = 0.18 \text{ Ton/m}^2$

$$\text{Área} = Fr/fr = \frac{31.95 \text{ Ton}}{0.18 \text{ Ton/m}^2} = 177.50 \text{ m}^2$$

Revisión de las condiciones finales de hincado para el 6to colado:

Por lo tanto la altura teorica de hincado será $h_6 = \text{Área/Perímetro}$

$$H_6 = \frac{177.50 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = 8.56 \text{ m. (teorico)}$$

¡La estructura se hunde rebasando el nivel de desplante, por lo tanto es necesario reanalizar las alternativas a seguir;

Se propone utilizar costalera de arena en sustitución del suelo extraído, pegándola a la cara interior del cilindro, con la finalidad de aumentar la adherencia suelo-estructura, contrarrestar la posibilidad de una falla de fondo vertical (que de acuerdo a los cálculos por el momento no es critico) y permitir el flujo de agua para aliviar la supresión.

Para controlar el hincado se requiere de fricción interna, la cual será aportada con la colocación de costalera de arena, con un primer tanteo de 1.0 metro de altura de esta, pegada a la pared interna del cilindro, con lo que tendremos:

Fricción que proporciona un costal lleno de arena 1.13 Ton/m^2

$$h'_6 = 1.00 \text{ m} = h'_6 = \frac{\text{Area}}{20.73 \text{ m}} \quad \text{Area} = 1.00 \text{ m} * 20.73 \text{ m} = 20.73 \text{ m}^2$$

$$\text{Área} = Fr/fr_{\text{costalera}} = \frac{Fr}{1.13 \text{ Ton/m}^2} = 20.73 \text{ m}^2$$

$$Fr_{\text{costalera}} = 20.73 \text{ m}^2 * 1.13 \text{ Ton/m}^2 = 23.42 \text{ Ton}$$

Nuevo peso neto acción suelo-estructura sobre el suelo =

Peso total de la estructura – capacidad de carga admisible en la base del cilindro – adherencia lateral 1ra arcilla – fricción lateral arena –adherencia lateral 2da arcilla – adherencia lateral interna 2da arcilla – fricción lateral costalera interior de arena

$$= 112.63 \text{ Ton} - 10.58 \text{ Ton} - 43.53 \text{ Ton} - 24.75 \text{ Ton} - 0.91 \text{ Ton} - 0.91 \text{ Ton} - 23.42 \text{ Ton} = \mathbf{8.53 \text{ Ton}}$$

Calculo y revisión de condiciones resultantes de hincado para el colado de la sexta dovela con el auxilio de la costalera de arena

Considerando la igualdad $Fr = fr * \text{Área}$ tendríamos que:
 $8.53 \text{ Ton} = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * \text{Área de contacto estructura -arcilla}$

Despejando el área tenemos: $\text{Área} = Fr/fr'$

Pero, considerando que en este momento ocurre una fricción dinámica, el valor de fr se reduce en 20%, por lo tanto $fr = 0.80 * 0.22 \text{ Ton/m}^2 = 0.18 \text{ Ton/m}^2$

$$\text{Área} = Fr/fr' = \frac{8.53 \text{ Ton}}{0.18 \text{ Ton/m}^2} = 47.38 \text{ m}^2$$

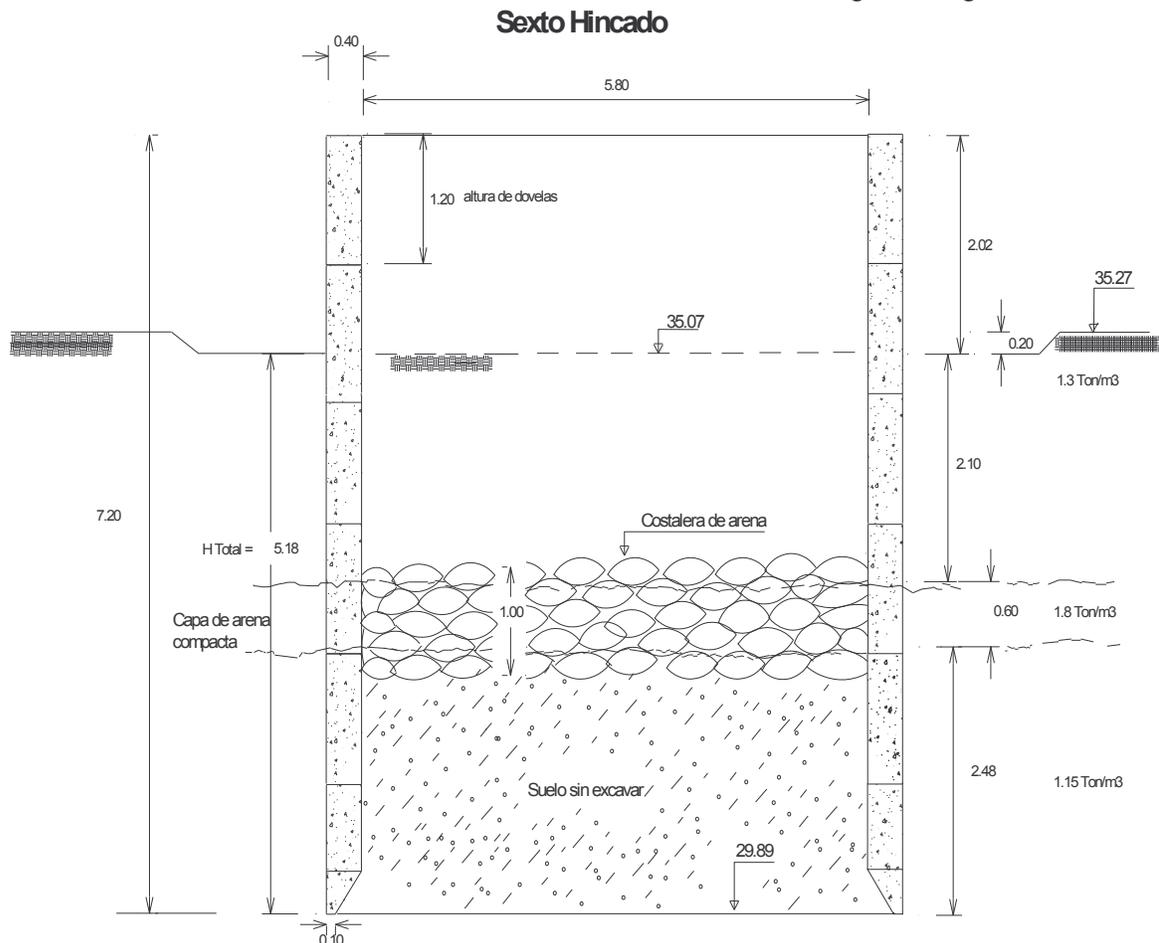
Revisión de las condiciones finales de hincado para el 6o colado:

Por lo tanto la altura teorica de hincado será $h_6 = \text{Área}/\text{Perímetro}$

$$H_6 = \frac{47.38 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = 2.28 \text{ m. (teorico)}$$

Hincado total

Total = 2.10 m. + 0.80m + 2.28. = 5.18 m Con este resultado teóricamente se lograría el siguiente hincado:



Sin excavar el material, se detendría el hincado a esta profundidad, posteriormente se procede a realizar la revisión del comportamiento de la estructura al momento de retirar la costalera

IX.7.- 7mo. COLADO E HINCADO DE DOVELA

Revisión de las condiciones de adherencia y fricción resultantes del hincado de la estructura en el sexto colado retirando la costalera de arena

Para el primer estrato de arcilla:

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo *arcilla* = 2.10 m.

$$Fr = 1.0 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 2.10\text{m.} = \mathbf{43.53 \text{ Ton.}}$$

Para el estrato de arena:

Datos adicionales a considerar: Profundidad de inicio del estrato de arena = 2.10 mts.

Espesor **real** del estrato de arena = **0.60** mts.

Peso específico de la arena = 1.8 Ton/m³

Angulo de fricción de la arena = $\Phi = 38^\circ$

Condiciones resultantes del hincado de la estructura en el estrato de arena :

Debemos considerar la presión vertical total P_v (o también considerada como σ_v) con una altura del estrato de arena, la cual será de 0.60 metros:

$P_v =$ (espesor del primer estrato * peso específico) + (espesor del segundo estrato * peso específico)

$$P_v = P_{\kappa o} = (2.1\text{m} * 1.3 \text{ Ton/m}^3) + (0.60\text{m} * 1.8\text{Ton/m}^3) = \mathbf{3.81 \text{ Ton/m}^2}$$

Aplicando la ecuación Fricción $f_r = P_{\kappa o} \text{ Tan } \delta = P_{\kappa o} \text{ Tan } \Phi$ ^{2/3} tenemos que:

$$f_r = 3.81 \text{ Ton/m}^2 * (\text{Tan } 38^\circ) \text{ (} \frac{2}{3} \text{)} = 3.81\text{Ton/m}^2 * (0.78) \text{ (} 0.67 \text{)} = \mathbf{1.99 \text{ Ton/m}^2}$$

$Fr =$ adherencia real * Área exterior de estructura en contacto con el suelo

$$Fr = \text{Adherencia} = \text{Cohesión} = 1.99 \text{ Ton/m}^2$$

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo arenoso = 0.60 m

$$Fr \text{ real} = 1.99 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.60\text{m.} = \mathbf{24.75 \text{ Ton.}}$$

Para el segundo estrato de arcilla:

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo *arcilla* = 2.48 m.

$$Fr = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 2.48 \text{ m.} = \mathbf{11.31 \text{ Ton.}}$$

Se revisa la capacidad de carga en la base del cilindro

Cohesión del suelo = $c = 0.22 \text{ Ton/m}^2$

Peso específico del suelo (estrato de arcilla) = $\gamma = 1.15 \text{ Ton/m}^3$

Angulo de fricción = $\Phi = 0^\circ$

Área en la base = Perímetro medio de base del cilindro * Espesor del cilindro = $19.47\text{m} * 0.40\text{m} = 7.78 \text{ m}^2$

Aplicando la ecuación $qc = CNc + \gamma Df$

Donde:

qc = capacidad de carga ultima del suelo

Nc = factor de capacidad de carga adimensional en función del valor del ángulo de fricción

Angulo de fricción = $\Phi = 0^\circ$ por lo tanto $Nc = 5.14$

Df = Profundidad de desplante de la cimentación (para esta etapa = 2.48m)

Por lo tanto: $qc = 0.22 \text{ Ton/m}^2 (5.14) + 1.15 \text{ Ton/m}^3 (2.48) = 3.98 \text{ Ton. m}^2$

La carga admisible del suelo será entonces = $Q = qc * \text{Área de la base} = 3.98 \text{ Ton/m}^2 * 7.78 \text{ m}^2 = 30.96 \text{ Ton.}$

Nota: La capacidad de carga aumento en la base del cilindro debido a las nuevas condiciones dadas por el nivel de hincado alcanzado, por lo tanto no se considera necesaria la presencia del material hasta el nivel arriba de la cuchilla por lo que se realizara la excavación hasta llegar a éste, por lo tanto el valor de la capacidad de carga será ; $Q = 1.36 \text{ Ton/m}^2 * 7.78 \text{ m}^2 = 10.58 \text{ Ton}$

Además para contrarrestar la baja capacidad de carga del estrato se debe considerar la adherencia de la cara interior de la cuchilla del cilindro:

Adherencia interior para el segundo estrato de arcilla:

Perímetro interior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la cuchilla de la dovela en contacto con el suelo $arcilla = 0.40 \text{ m}$.

$Fr = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.40\text{m} = 1.82 \text{ Ton.}$

Peso total del cilindro con el nuevo colado:

Se debe continuar con la consideración de que el peso volumétrico del concreto sumergido se reduce en 1 Ton/m^3 , por lo tanto el concreto bajo el N.A.F. tendrá un peso volumétrico de 1.4 ton/m^3

Peso de la cuchilla bajo el N.A.F.:

Área de la cuchilla = 0.10 m^2

Perímetro medio = π (Diámetro medio) = $\pi (6.20\text{m}) = 19.47 \text{ m}$

Volumen de la cuchilla = $0.10 \text{ m}^2 * 19.47\text{m} = 1.947 \text{ m}^3$

Peso de la cuchilla = $W_{cuc.} = 1.947 \text{ m}^3 * 1.4 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{2.73 \text{ Ton}}$.

Peso del cilindro de la primera dovela (bajo el N.A.F.)

Área del concreto = $A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen del cilindro = $V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.80 \text{ m.} = 6.23 \text{ m}^3$

Peso del cilindro = $W_{cil.} = 6.23 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{8.72 \text{ Ton}}$

Para esta etapa todo el peso del cilindro de la primera dovela se encuentra bajo el N.A.F.

Peso total de la primera dovela = 2.73+8.72 = 11.45 Ton

Para la 2da Dodela:

Peso de la 2da. Dodela (bajo el N.A.F.)

Peso de la 2da dovela = $A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 2da dovela = $V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 2da dovela (bajo el N.A.F.) = $W_{cil.} = 9.35 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{13.09 \text{ Ton}}$

Peso total de la segunda dovela = 13.09 Ton

Para la tercer dovela:

Peso de la 3ra. Dodela (bajo el N.A.F.)

Peso de la 3ra dovela = $A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 3ra dovela = $V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 3ra dovela (bajo el N.A.F.) = $W_{cil.} = 9.35 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{13.09 \text{ Ton}}$

Peso total de la tercera dovela = 13.09 Ton.

Para la cuarta dovela:

Peso de la 4ta. Dodela (bajo el N.A.F.)

Peso de la 4ta dovela = $A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$

Volumen de la 4ra dovela = $V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$

Peso de la 4ta dovela (bajo el N.A.F) = $W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{13.09 \text{ Ton}}$

Peso total de la cuarta dovela = 13.09 Ton

Para la quinta dovela:

Peso de la 4ta. Dodela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 4ta dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 4ra dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.38 \text{ m.} = 2.96 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 5ta dovela (bajo el N.A.F)} = W_{dov.} = 2.96 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \underline{\mathbf{4.14 \text{ Ton}}}$$

Peso de la quinta dovela (arriba del N.A.F)

$$\text{Peso de la 5ta dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 5ta dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.82 \text{ m.} = 6.39 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 5ta dovela (sobre el N.A.F.)} = W_{dov.} = 6.39 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \underline{\mathbf{15.34 \text{ Ton}}}$$

$$\text{Peso total de la 5ta dovela} = 4.14 \text{ Ton} + 15.34 \text{ Ton} = \underline{\mathbf{19.48 \text{ Ton}}}$$

Para la sexta dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la sexta dovela se encuentra arriba del N.A.F

$$\text{Peso de la 6ta dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 6ta dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 6ta dovela} = W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \underline{\mathbf{22.44 \text{ Ton}}}$$

Para la séptima dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la séptima dovela se encuentra arriba del N.A.F

$$\text{Peso de la 7ta dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 7ta dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 7ta dovela} = W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \underline{\mathbf{22.44 \text{ Ton}}}$$

Peso del armado de acero para la 8va dovela:

$$= 10\% \text{ del peso de una nueva dovela} = 0.10 * 22.44 \text{ Ton} = \underline{\mathbf{2.24 \text{ Ton.}}}$$

Por lo tanto tenemos para esta séptima etapa que:

Peso total de dovelas = peso de 1ra dovela (incluido el peso de la cuchilla) + peso de 2da dovela + peso de la tercera dovela + peso de la cuarta dovela + peso de la quinta dovela + peso de la sexta dovela + peso de la séptima dovela + peso del armado para la octava dovela

$$= \mathbf{11.45 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 19.48 \text{ Ton.} + 22.44 \text{ Ton.} + 22.44 \text{ Ton.} + 2.24 \text{ Ton.} =$$

$$= \underline{\mathbf{117.32 \text{ Ton.}}}$$

Peso Neto acción suelo-estructura sobre el suelo =

Peso total de la estructura – capacidad de carga admisible en la base del cilindro – adherencia lateral 1ra arcilla – fricción lateral arena – adherencia lateral 2da arcilla – adherencia lateral interna 2da arcilla

$$= 117.32 \text{ Ton} - 30.96 \text{ Ton} - 43.53 \text{ Ton} - 24.75 \text{ Ton} - 11.31 \text{ Ton} - 1.82 \text{ Ton} = \mathbf{4.95 \text{ Ton}}$$

Calculo y revisión de condiciones resultantes de hincado para el colado de la septima dovela

Considerando la igualdad $Fr = fr * \text{Área}$ tendríamos que:

$$4.95 \text{ Ton} = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * \text{Área de contacto estructura -arcilla}$$

Despejando el área tenemos: $\text{Área} = Fr/fr$

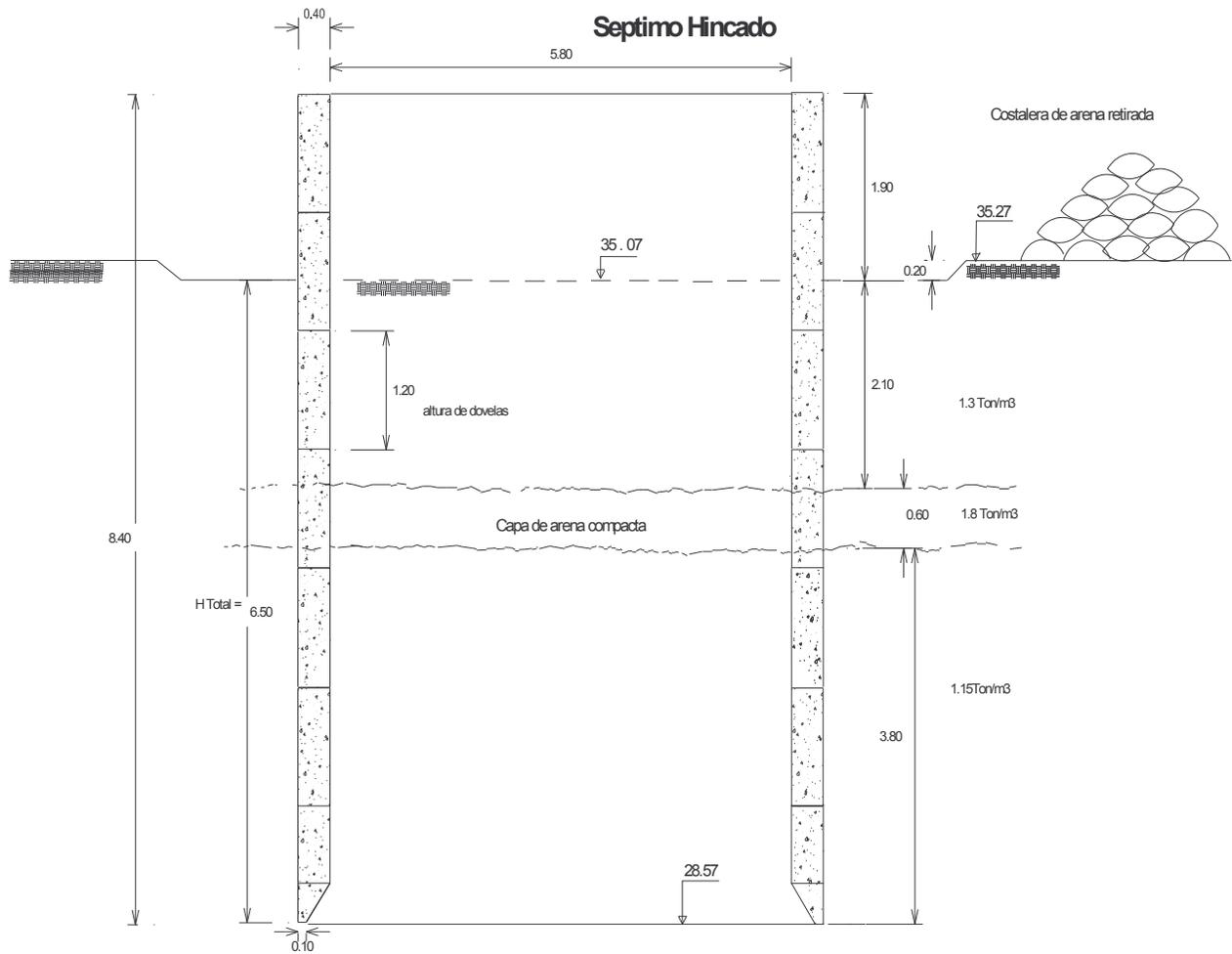
Pero, considerando que en este momento ocurre una fricción dinámica, el valor de fr se reduce en 20%, por lo tanto $fr = 0.80 * 0.22 \text{ Ton/m}^2 = \mathbf{0.18 \text{ Ton/m}^2}$

$$\text{Área} = Fr/fr = \frac{4.95 \text{ Ton}}{0.18 \text{ Ton/m}^2} = \mathbf{27.50 \text{ m}^2}$$

Revisión de las condiciones finales de hincado para el 7o colado:

Por lo tanto la altura teórica de hincado será $h7 = \text{Área/Perímetro}$

$$H7 = \frac{27.50 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = \mathbf{1.32 \text{ m. (teórico)}}$$



Revisión de la falla de fondo en esta etapa:

$$\gamma Df = \underset{\text{arcilla}}{(1.3 \text{ T/m}^3 * 2.10 \text{ m})} + \underset{\text{arena}}{(1.8 \text{ T/m}^3 * 0.60 \text{ m})} + \underset{\text{arcilla}}{(1.15 \text{ T/m}^3 * 3.80 \text{ m})}$$

$$= 2.73 + 1.08 + 4.37 = \mathbf{8.18 \text{ Ton/m}^2}$$

primer estrato de arcilla

segundo estrato de arcilla

C Nc Cimentación circular = **1 Ton/m² (5.43) = 5.43 Ton/m²** ; **0.22 Ton/m² (5.43) = 1.19 Ton/m²**

C Nc Cimentación corrida = **1 Ton/m² (6.52) = 6.52 Ton/m²** ; **0.22 Ton/m² (6.52) = 1.43 Ton/m²**

Factor de seguridad = $Fs_{Cim.Circular}$ =

$$\frac{Cnc + \sigma_v \tan \Phi + Cnc}{\gamma Df} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (5.43) + 3.81 \text{ Ton/m}^2 (\tan 38^\circ) + 0.22 \text{ Ton/m}^2 (1.19)}{8.18 \text{ Ton/m}^2} =$$

$$= \frac{5.43 \text{ Ton/m}^2 + 2.98 \text{ Ton/m}^2 + 0.26 \text{ Ton/m}^2}{8.18 \text{ Ton/m}^2} = \frac{8.67}{8.18} = 1.05 < 1.5 \quad \text{¡ crítico ¡}$$

Factor de seguridad = $Fs_{Cim.Corrída}$ =

$$\frac{Cnc + \sigma_v \tan \Phi + Cnc}{\gamma Df} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2 (6.52) + 3.81 \text{ Ton/m}^2 (\tan 38^\circ) + 0.22 \text{ Ton/m}^2 (1.43)}{8.18 \text{ Ton/m}^2} =$$

$$= \frac{6.52 \text{ Ton/m}^2 + 2.98 \text{ Ton/m}^2 + 0.31 \text{ Ton/m}^2}{8.18 \text{ Ton/m}^2} = \frac{9.81}{8.18} = 1.20 < 1.5 \quad \text{¡ no cumple ¡}$$

¡En este séptimo colado el factor de seguridad contra falla de fondo disminuye casi al límite debido principalmente a la profundidad alcanzada, por lo que el siguiente colado será con el auxilio de costalera nuevamente para contrarrestar la falla de fondo pero en este caso sin tocar las paredes del cilindro para no ocasionar adherencia.

IX.8 8vo. COLADO E HINCADO DE DOVELA

Revisión de las condiciones de adherencia y fricción resultantes del hincado de la estructura en el séptimo colado colocando la costalera de arena

Para el primer estrato de arcilla:

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73\text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo *arcilla* = 2.10 m.

$$Fr = 1.0 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 2.10\text{m.} = \mathbf{43.53 \text{ Ton.}}$$

Para el estrato de arena:

Datos adicionales a considerar: Profundidad de inicio del estrato de arena = 2.10 mts.

Espesor **real** del estrato de arena = **0.60** mts.

Peso específico de la arena = 1.8 Ton/m³

Angulo de fricción de la arena = $\Phi = 38^\circ$

Condiciones resultantes del hincado de la estructura en el estrato de arena :

Debemos considerar la presión vertical total P_v (o también considerada como σ_v) con una altura del estrato de arena, la cual será de 0.60 metros:

$P_v = (\text{espesor del primer estrato} * \text{peso específico}) + (\text{espesor del segundo estrato} * \text{peso específico})$

$$P_v = P_{\kappa o} = (2.1\text{m} * 1.3 \text{ Ton/m}^3) + (0.60\text{m} * 1.8\text{Ton/m}^3) = \mathbf{3.81 \text{ Ton/m}^2}$$

Aplicando la ecuación Fricción $f_r = P_{\kappa o} \text{ Tan } \delta = P_{\kappa o} \text{ Tan } \Phi$ ^{2/3} tenemos que:

$$f_r = 3.81 \text{ Ton/m}^2 * (\text{Tan } 38^\circ) \text{ (} \frac{2}{3} \text{)} = 3.81\text{Ton/m}^2 * (0.78) \text{ (} 0.67 \text{)} = \mathbf{1.99 \text{ Ton/m}^2}$$

Fr = adherencia real * Área exterior de estructura en contacto con el suelo

$$Fr = \text{Adherencia} = \text{Cohesión} = 1.99 \text{ Ton/m}^2$$

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73\text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo arenoso = 0.60 m

$$Fr \text{ real} = 1.99 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.60\text{m.} = \mathbf{24.75 \text{ Ton.}}$$

Para el segundo estrato de arcilla:

Perímetro exterior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m.} = 20.73\text{ m}$

Altura de la dovela en contacto con el suelo *arcilla* = 2.48 m.

$$Fr = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 3.80\text{ m.} = \mathbf{17.33 \text{ Ton.}}$$

Se revisa la capacidad de carga en la base del cilindro

Cohesión del suelo = $c = 0.22 \text{ Ton/m}^2$

Peso específico del suelo (estrato de arcilla) = $\gamma = 1.15 \text{ Ton/m}^3$

Angulo de fricción = $\Phi = 0^\circ$

Área en la base = Perímetro medio de base del cilindro * Espesor del cilindro = $19.47\text{m} * 0.40\text{m} = 7.78 \text{ m}^2$

Aplicando la ecuación $qc = CNc + \gamma Df$

Donde:

qc = capacidad de carga última del suelo

Nc = factor de capacidad de carga adimensional en función del valor del ángulo de fricción

Angulo de fricción = $\Phi = 0^\circ$ por lo tanto $Nc = 5.14$

Df = Profundidad de desplante de la cimentación (para esta etapa = 3.80m)

Por lo tanto: $qc = 0.22 \text{ Ton/m}^2 (5.14) + 1.15 \text{ Ton/m}^3 (3.80) = 5.50 \text{ Ton. m}^2$

La carga admisible del suelo será entonces = $Q = qc * \text{Área de la base} = 5.50 \text{ Ton/m}^2 * 7.78 \text{ m}^2 = 42.79 \text{ Ton.}$

Además para contrarrestar la baja capacidad de carga del estrato se debe considerar la adherencia de la cara interior de la cuchilla del cilindro:

Adherencia interior para el segundo estrato de arcilla:

Perímetro interior en contacto de la dovela = π (diámetro exterior) = $\pi * 6.60\text{m} = 20.73 \text{ m}$

Altura de la cuchilla de la dovela en contacto con el suelo $arcilla = 0.40 \text{ m}$.

$Fr = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * 20.73\text{m} * 0.40\text{m} = 1.82 \text{ Ton.}$

Peso total del cilindro con el nuevo colado:

Se debe continuar con la consideración de que el peso volumétrico del concreto sumergido se reduce en 1 Ton/m^3 , por lo tanto el concreto bajo el N.A.F. tendrá un peso volumétrico de 1.4 ton/m^3

Peso de la cuchilla bajo el N.A.F.:

Área de la cuchilla = 0.10 m^2

Perímetro medio = π (Diámetro medio) = $\pi (6.20\text{m}) = 19.47 \text{ m}$

Volumen de la cuchilla = $0.10 \text{ m}^2 * 19.47\text{m} = 1.947 \text{ m}^3$

Peso de la cuchilla = $W_{cuc.} = 1.947 \text{ m}^3 * 1.4 \text{ Ton/m}^3 = 2.73 \text{ Ton.}$

Peso del cilindro de la primera dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Área del concreto} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen del cilindro} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.80 \text{ m.} = 6.23 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del cilindro} = W_{cil.} = 6.23 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{8.72 \text{ Ton}}$$

Para esta etapa todo el peso del cilindro de la primera dovela se encuentra bajo el N.A.F.

$$\mathbf{\underline{\text{Peso total de la primera dovela} = 2.73 + 8.72 = 11.45 \text{ Ton}}}$$

Para la 2da Dovela:

Peso de la 2da. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 2da dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 2da dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 2da dovela (bajo el N.A.F.)} = W_{cil.} = 9.35 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{13.09 \text{ Ton}}$$

$$\mathbf{\underline{\text{Peso total de la segunda dovela} = 13.09 \text{ Ton}}}$$

Para la tercer dovela:

Peso de la 3ra. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 3ra dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 3ra dovela} = V_{cil.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 3ra dovela (bajo el N.A.F.)} = W_{cil.} = 9.35 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{13.09 \text{ Ton}}$$

$$\mathbf{\underline{\text{Peso total de la tercera dovela} = 13.09 \text{ Ton.}}}$$

Para la cuarta dovela:

Peso de la 4ta. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 4ta dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 4ra dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 4ta dovela (bajo el N.A.F)} = W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{13.09 \text{ Ton}}$$

$$\mathbf{\underline{\text{Peso total de la cuarta dovela} = 13.09 \text{ Ton}}}$$

Para la quinta dovela:

Peso de la 5ta. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 5ta dovela} = A_{con.} = \pi (R_1^2 - R_2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 5ra dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 5ta dovela (bajo el N.A.F)} = W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{13.09 \text{ Ton}}$$

Peso total de la quinta dovela = 13.09 Ton

Para la sexta dovela:

Peso de la 6ta. Dovela (bajo el N.A.F.)

$$\text{Peso de la 6ta dovela} = A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 6ta dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.50 \text{ m.} = 3.90 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 6ta dovela (bajo el N.A.F)} = W_{dov.} = 3.90 \text{ m}^3 * 1.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{5.46 \text{ Ton}}$$

Peso de la sexta dovela (arriba del N.A.F)

$$\text{Peso de la 6ta dovela} = A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 6ta dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 0.70 \text{ m.} = 5.45 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 6ta dovela (sobre el N.A.F.)} = W_{dov.} = 5.45 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{13.08 \text{ Ton}}$$

Peso total de la 6ta dovela = 5.46 Ton + 13.08 Ton = 18.54 Ton

Para la séptima dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la séptima dovela se encuentra arriba del N.A.F

$$\text{Peso de la 7ta dovela} = A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 7ta dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 7ta dovela} = W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{22.44 \text{ Ton}}$$

Para la octava dovela:

Para esta etapa la totalidad del cilindro de la octava dovela se considera que se encuentra arriba del N.A.F

$$\text{Peso de la 8ta dovela} = A_{con.} = \pi (R1^2 - R2^2) = \pi (3.30^2 - 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen de la 8ta dovela} = V_{dov.} = 7.79 \text{ m}^2 * 1.20 \text{ m.} = 9.35 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso de la 8ta dovela} = W_{dov.} = 9.35 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{22.44 \text{ Ton}}$$

Peso del armado de acero para la 9va dovela:

$$= \text{por ser la última se considera el armado de los alerones 15\% del peso de una nueva dovela} = 0.15 * 22.44 \text{ Ton} = \mathbf{3.36 \text{ Ton.}}$$

Por lo tanto tenemos para esta séptima etapa que:

Peso total de dovelas = peso de 1ra dovela (incluido el peso de la cuchilla) + peso de 2da dovela + peso de la tercera dovela + peso de la cuarta dovela + peso de la quinta dovela + peso de la sexta dovela + peso de la séptima dovela + peso de la octava dovela + peso del armado para la novena dovela

$$= 11.45 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 18.54 \text{ Ton.} + 22.44 \text{ Ton.} + 22.44 \text{ Ton.} + 3.36 \text{ Ton.} =$$

$$= \mathbf{130.59 \text{ Ton.}}$$

Peso Neto acción suelo-estructura sobre el suelo =

Peso total de la estructura – capacidad de carga admisible en la base del cilindro – adherencia lateral 1ra arcilla – fricción lateral arena – adherencia lateral 2da arcilla – adherencia lateral interna 2da arcilla

$$= 130.59 \text{ Ton} - 42.79 \text{ Ton} - 43.53 \text{ Ton.} - 24.75 \text{ Ton} - 17.33 \text{ Ton} - 1.82 \text{ Ton.} = \mathbf{0.37 \text{ Ton}}$$

Calculo y revisión de condiciones resultantes de hincado para el colado de la octava dovela

Considerando la igualdad $Fr = fr * \text{Área}$ tendríamos que:

$$\mathbf{0.37 \text{ Ton} = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * \text{Área de contacto estructura -arcilla}}$$

Despejando el área tenemos: $\text{Área} = Fr/fr$

Pero, considerando que en este momento ocurre una fricción dinámica, el valor de fr se reduce en 20%, por lo tanto $fr = 0.80 * 0.22 \text{ Ton/m}^2 = \mathbf{0.18 \text{ Ton/m}^2}$

$$\text{Área} = Fr/fr = \frac{0.37 \text{ Ton}}{0.18 \text{ Ton/m}^2} = \mathbf{2.05 \text{ m}^2}$$

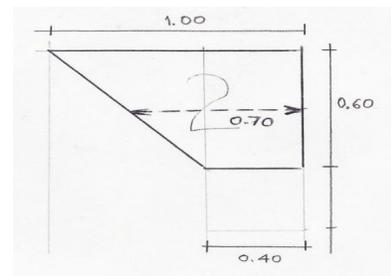
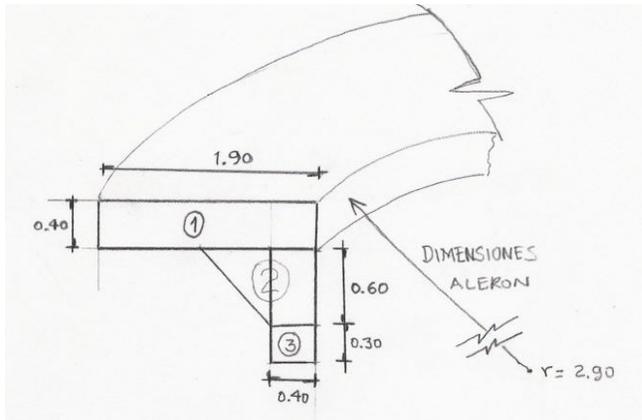
Revisión de las condiciones finales de hincado para el 7o colado:

Por lo tanto la altura teórica de hincado será $h7 = \text{Área/Perímetro}$

$$H7 = \frac{2.05 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = \mathbf{0.09 \text{ m. (teórico)}}$$

Como se puede observar el hincado sería mínimo, debido a la adherencia del suelo con el perímetro exterior de la pared del cilindro, por lo tanto se puede considerar para esta etapa incrementar el peso de la estructura, realizar el último colado del cilindro, sin colar el alerón, es decir dejando el acero de refuerzo para el mismo, con lo que se tendrían los siguientes resultados:

Peso del concreto parcial de la 9va dovela (sin alerón):



- 1.-Para el área exterior alerón : $= 2.90+1.90= 4.80$; $\text{area} = (\pi \times 4.80^2)-(\pi \times 2.90^2)= 45.96 \text{ m}^2$
 $\text{Volumen} = 45.96\text{m}^2 \times 0.40\text{m} = 18.38\text{m}^3$
 $\text{Peso} = 18.38\text{m}^3 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 44.12 \text{ Ton.}$: **Peso del acero = 4.41 Ton**
Se omite el colado de concreto, solo se considera el acero (10%)
- 2.-Para el área de la sección intermedia : $2.90+0.70= 3.60$; $\text{area} = (\pi \times 3.60^2)-(\pi \times 2.90^2) = 14.29 \text{ m}^2$
 $\text{Volumen} = 14.29\text{m}^2 \times 0.60\text{m} = 8.57\text{m}^3$
 $\text{Peso} = 8.57\text{m}^3 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 20.57 \text{ Ton.}$: **Peso del acero = 3.08Ton**
Se omite el colado de concreto, solo se considera el acero (15%)
- 3.- Para el área de la sección inferior : $2.90+0.40= 3.30$; $\text{area} = (\pi \times 3.30^2)-(\pi \times 2.90^2) = 7.79 \text{ m}^2$
 $\text{Volumen} = 7.79\text{m}^2 \times 0.30\text{m} = 2.34\text{m}^3$
 $\text{Peso} = 2.34\text{m}^3 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = \mathbf{5.61 \text{ Ton.}}$
 Se considera el concreto de esta parte inferior

La suma total del peso a considerar de la novena dovela es :

$$4.41 \text{ Ton} + 3.08 \text{ Ton} + 5.61 \text{ Ton} = 13.17 \text{ Ton}$$

= **13.17 Ton.**

Por lo tanto tenemos para esta última etapa que:

Peso total de dovelas = peso de 1ra dovela (incluido el peso de la cuchilla) + peso de 2da dovela + peso de la tercera dovela + peso de la cuarta dovela + peso de la quinta dovela + peso de la sexta dovela + peso de la séptima dovela + peso de la octava dovela + peso de la novena dovela

$$= 11.45 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 13.09 \text{ Ton.} + 18.54 \text{ Ton.} + 22.44 \text{ Ton.} + 22.44 \text{ Ton.} + 13.17 \text{ Ton.} =$$

$$= \mathbf{140.40 \text{ Ton.}}$$

Peso Neto acción suelo-estructura sobre el suelo =

Peso total de la estructura – capacidad de carga admisible en la base del cilindro – adherencia lateral 1ra arcilla – fricción lateral arena – adherencia lateral 2da arcilla – adherencia lateral interna 2da arcilla

$$= 140.40 \text{ Ton} - 42.79 \text{ Ton} - 43.53 \text{ Ton.} - 24.75 \text{ Ton} - 17.33 \text{ Ton} - 1.82 \text{ Ton.} = \mathbf{10.18 \text{ Ton}}$$

Calculo y revisión de condiciones resultantes de hincado para el colado de la octava dovela

Considerando la igualdad $Fr = fr * \text{Área}$ tendríamos que:

$$10.18 \text{ Ton} = 0.22 \text{ Ton/m}^2 * \text{Área de contacto estructura -arcilla}$$

Despejando el área tenemos: $\text{Área} = Fr/fr$

Pero, considerando que en este momento ocurre una fricción dinámica, el valor de fr se reduce en 20%, por lo tanto $fr = 0.80 * 0.22 \text{ Ton/m}^2 = 0.18 \text{ Ton/m}^2$

$$\text{Área} = Fr/fr = \frac{10.18 \text{ Ton}}{0.18 \text{ Ton/m}^2} = \mathbf{56.55 \text{ m}^2}$$

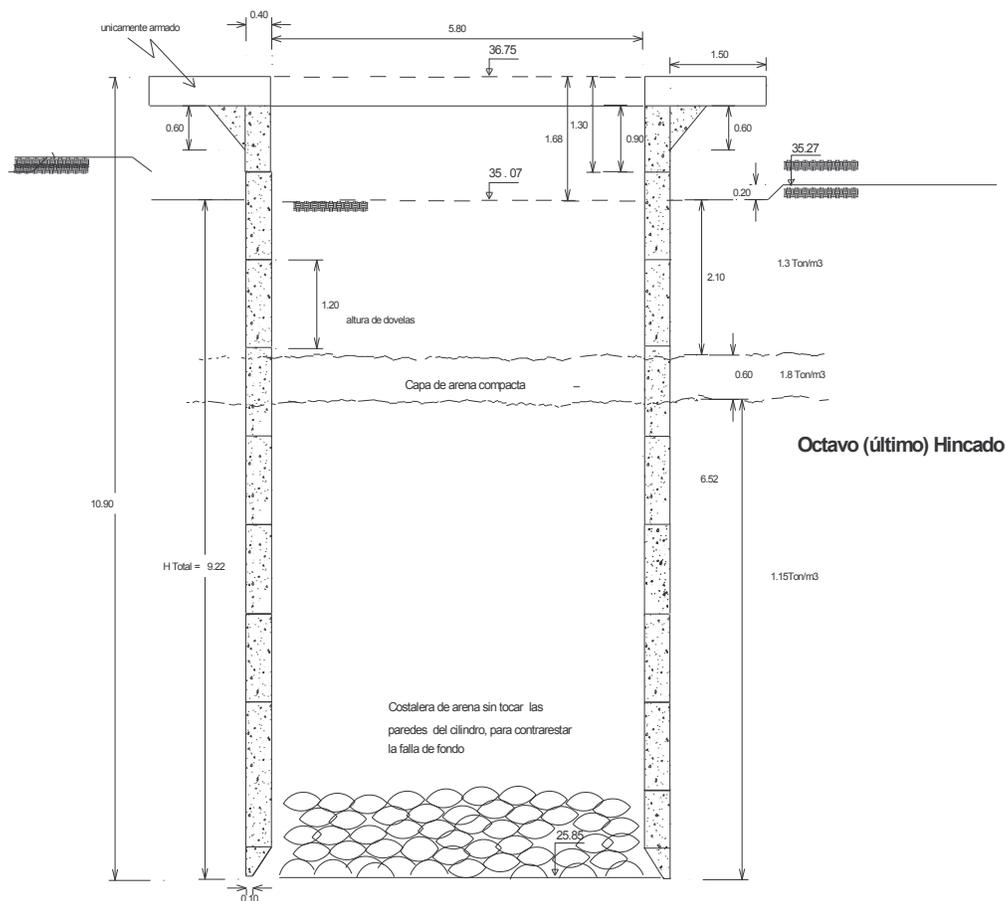
Revisión de las condiciones finales de hincado para el 7o colado:

Por lo tanto la altura teórica de hincado será $h7 = \text{Área/Perímetro}$

$$H7 = \frac{2.05 \text{ m}^2}{20.73 \text{ m}} = \mathbf{2.72 \text{ m. (teórico)}}$$

Por lo tanto el hincado total en el segundo estrato de arcilla será de :

Total = 3.80 + 2.72 = 6.52 metros con lo que se alcanza la profundidad mas cercana al desplante requerido de proyecto.



Total = 3.80 + 2.72 = 6.52 metros con lo que se alcanza la profundidad mas cercana al desplante requerido de proyecto.

La costalera contrarresta la falla de fondo, por lo tanto para proceder al colado de la losa de fondo, se deberá retirar en el menor lapso posible, proceder a bajar la parrilla y realizar el colado inmediatamente, si no fuese posible se pueden hacer colados alternados de secciones de la losa de fondo interactuando el retiro y colocación de costalera en los tramos de losa colada.

En el siguiente capítulo se resume el proceso llevado a cabo, registrando las profundidades alcanzadas, así como el valor de factor de seguridad con el que se trabajo en cada etapa, Finalmente en el apéndice II se muestra una grafica donde se puede registrar el avance progresivo de cada una de las etapas de hincado.

CAPITULO X CONCLUSIONES

X.1 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MODIFICADO

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO “STA. MARIA NATIVITAS”.-El proyecto contempla la construcción y puesta en servicio de la planta de bombeo para desalojar hacia el “Dren Chimalhuacan” las aguas negras y pluviales combinadas provenientes de los sistemas de alcantarillado de las colonias ubicadas en la zona norte del municipio, beneficiando a una población de 10,000 habitantes, la ubicación de la planta se muestra en la figura 10.1

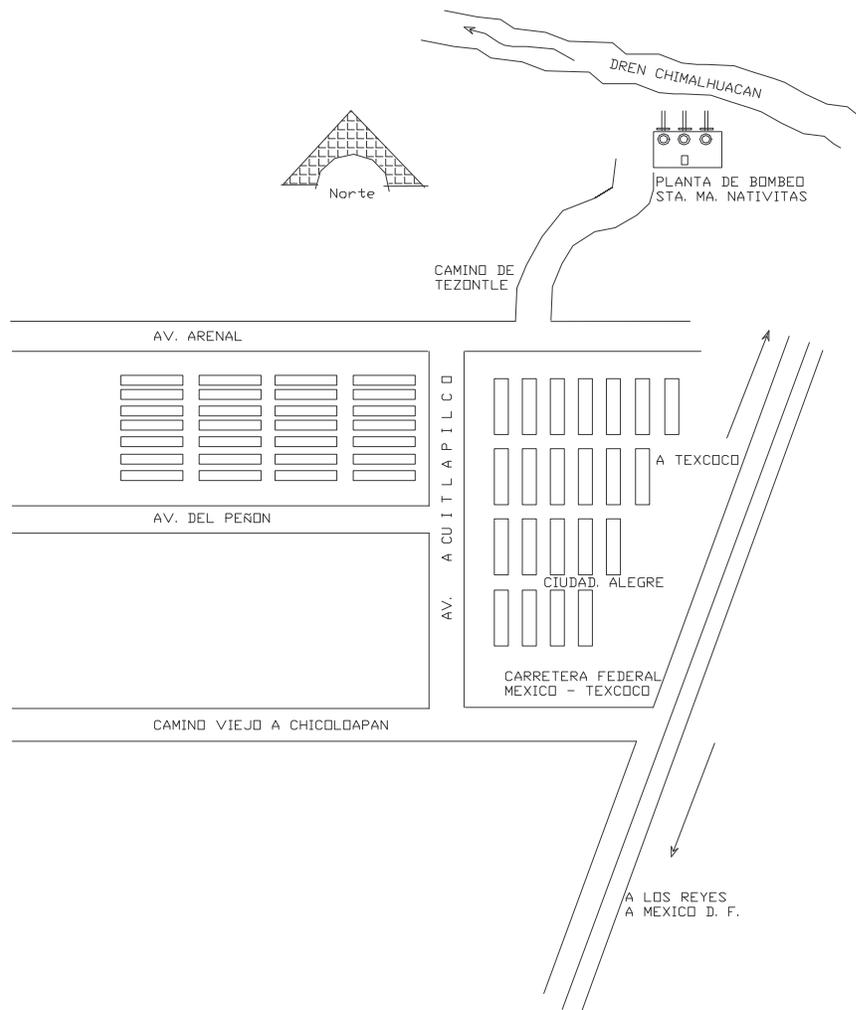


Fig. 10.1 Localización del proyecto “Sta. Maria Nativitas” en el municipio de Chimalhuacan.

X.1.1.- LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN DE LOS CARCAMOS

De acuerdo al proyecto, la planta de bombeo se ubica en la zona federal, aproximadamente a 50.0 m. del margen sur del “Dren chimalhuacan”, donde superficialmente se aprecia un terreno con depósitos de basura sobre un suelo arcilloso.

Para su construcción Los cárcamos deberán estar separados una distancia de 20.00 m como mínimo de muro a muro (incluyendo su espesor), para que de esta manera trabajen de forma independiente durante su construcción.

Además las ubicaciones de los cárcamos deberán estar a una distancia mínima de 50.00 m de los drenes existentes, tal disposición se apegara a las dimensiones expuestas en la figura 10.2

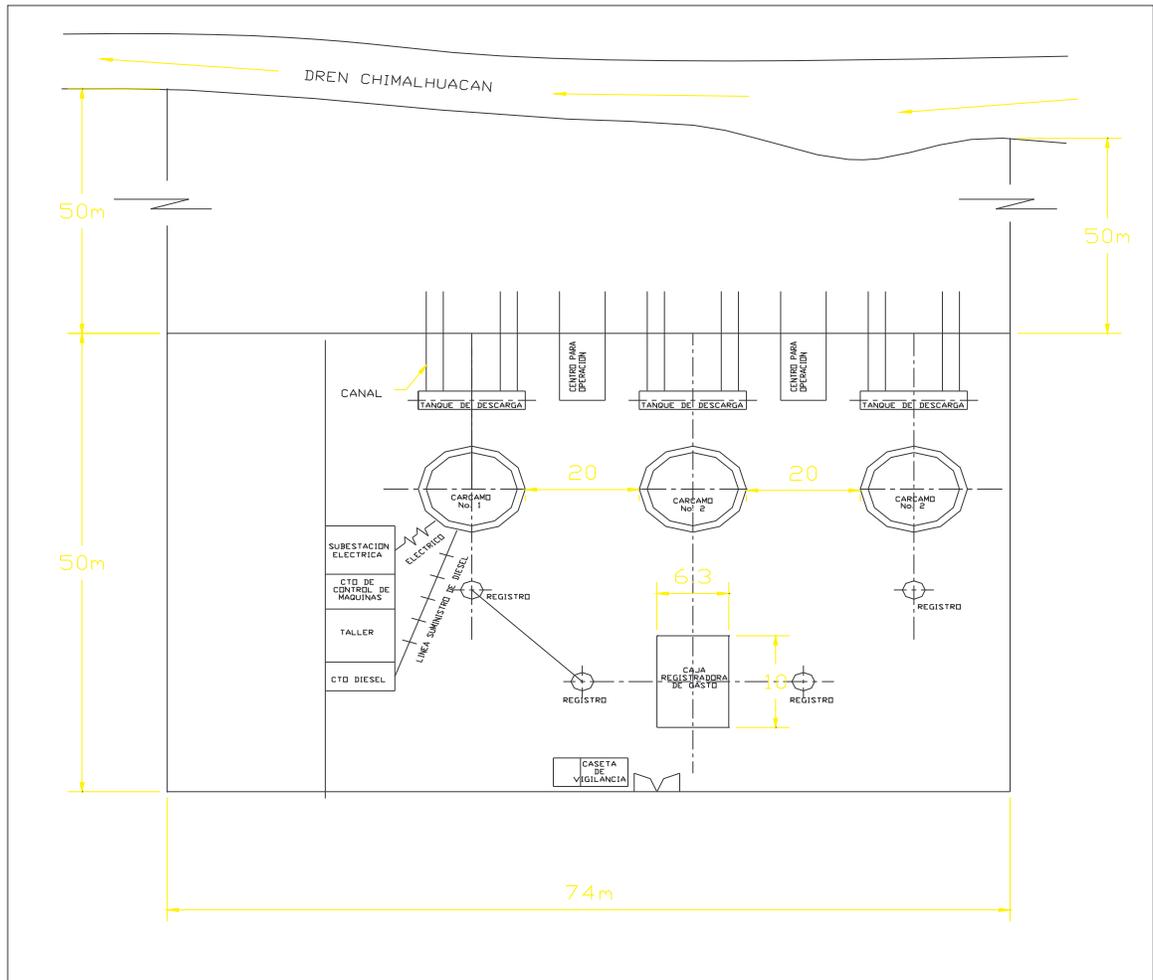


Figura 10.2.- disposición de general de estructuras del proyecto

X.1.2.- ALIVIO O DE CARGAS

Una vez ubicados los cárcamos, con la finalidad de aliviar la subpresión ejercida por el subsuelo en la parte superficial del terreno, se realizara una excavación en el área, con un diámetro de 18.0 metros hasta una profundidad de 1.4 m.(antes de llegar al nivel de aguas freáticas, N.A.F.).

Posteriormente en el perímetro de la excavación del cárcamo, se colocara una capa de tezontle de 20 cms. de espesor para confinar el suelo donde se realizaran maniobras del personal y en ocasiones el equipo necesario.

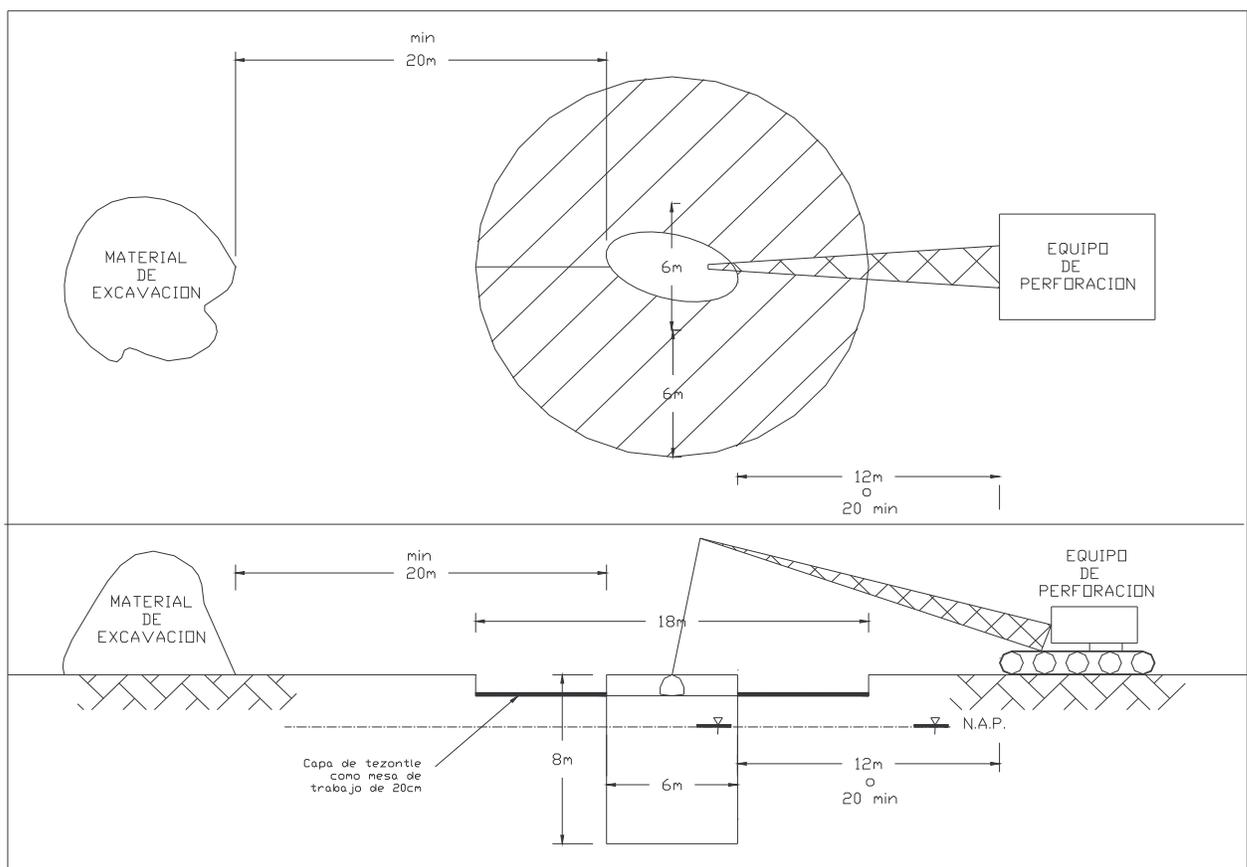


fig. 10.3 Dimensiones para excavación de alivio de cargas y disposición de equipo y material de excavación.

Todo material producto de excavación, deberá retirarse inmediatamente debido a que su peso provocaría incremento de esfuerzos en las paredes de la excavación, en el fondo de la excavación, así como el incremento de presión de poro y por lo tanto mayor flujo de agua, lo que sería contraproducente.

El equipo se colocara como mínimo a dos veces el diámetro de la excavación a partir del perímetro externo de la misma., fig. 10.3

X.1.3.- PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN

La excavación se realizara en forma continua e iniciando del centro hacia el perímetro, de forma uniforme y simétrica, es decir, si se quita material de un extremo, deberá de quitarse del extremo contrario, hasta formar una perforación cóncava y proceder a hincar la dovela, fig. 10.4

El procedimiento se realizara para cada una de las etapas de las dovelas

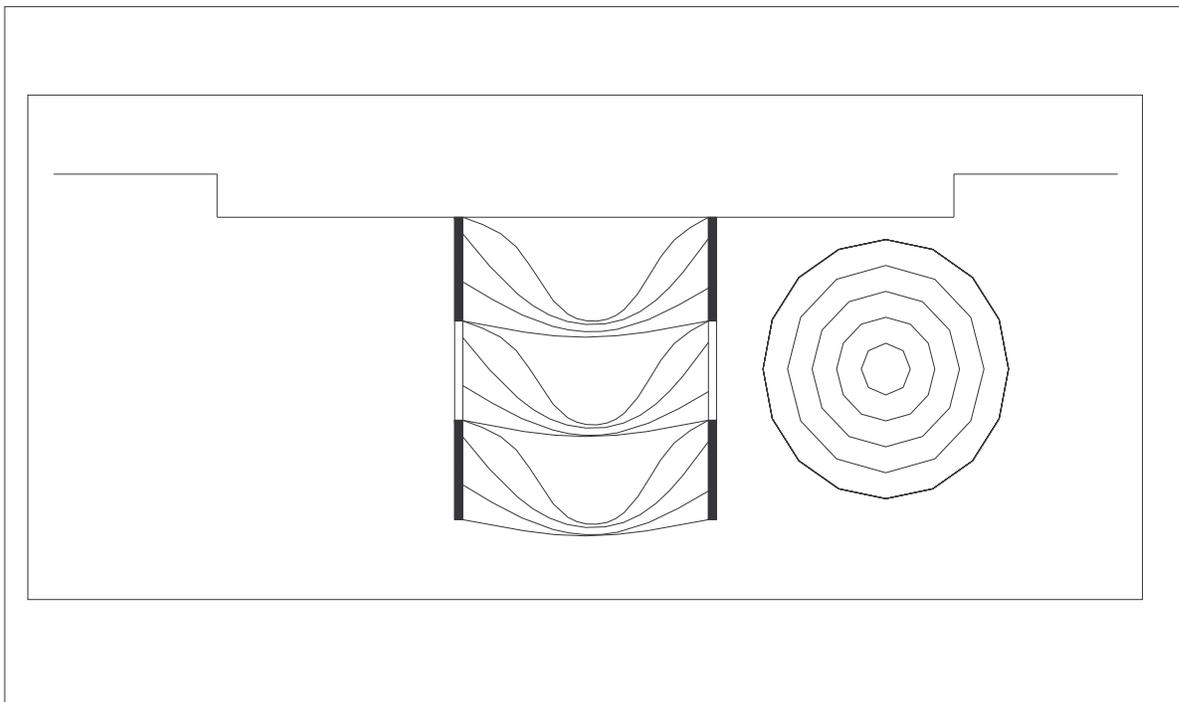


Fig. 10.4 Procedimiento de excavación para hincado de dovelas

Durante este proceso por ningún motivo se procederá a bombear el agua

En caso de que durante el proceso de nivelaciones se registren hundimientos en las zonas circuncindantes a la excavación, se procederá inmediatamente a llenar la excavación con lodo bentonitico (densidad de 1.5 g/cm3), mínimo hasta el nivel de aguas freáticas (N.A.F.)

Si las deformaciones permanecen, pero disminuyen en su magnitud, se procederá a incrementar la densidad del lodo bentonitico (densidad de 1.1 g/cm3)

Los lodos bentoniticos sé deberán tener preparados antes de llegar a esta etapa de la construcción de los cárcamos.

El reemplazo por los lodos, se deberá hacer desde el fondo de la excavación, por un lado se bombeara el lodo hacia la excavación y por el otro lado se bombeara el agua que será desplazada por el lodo. Deberá cuidarse que el agua no se derrame perimetralmente.

En el proceso de la excavación a partir de los 4.0 m, en caso de que el hincado de las dovelas se facilite, sé deberá hincar una mas por debajo del nivel de perforación, fig. 10.5

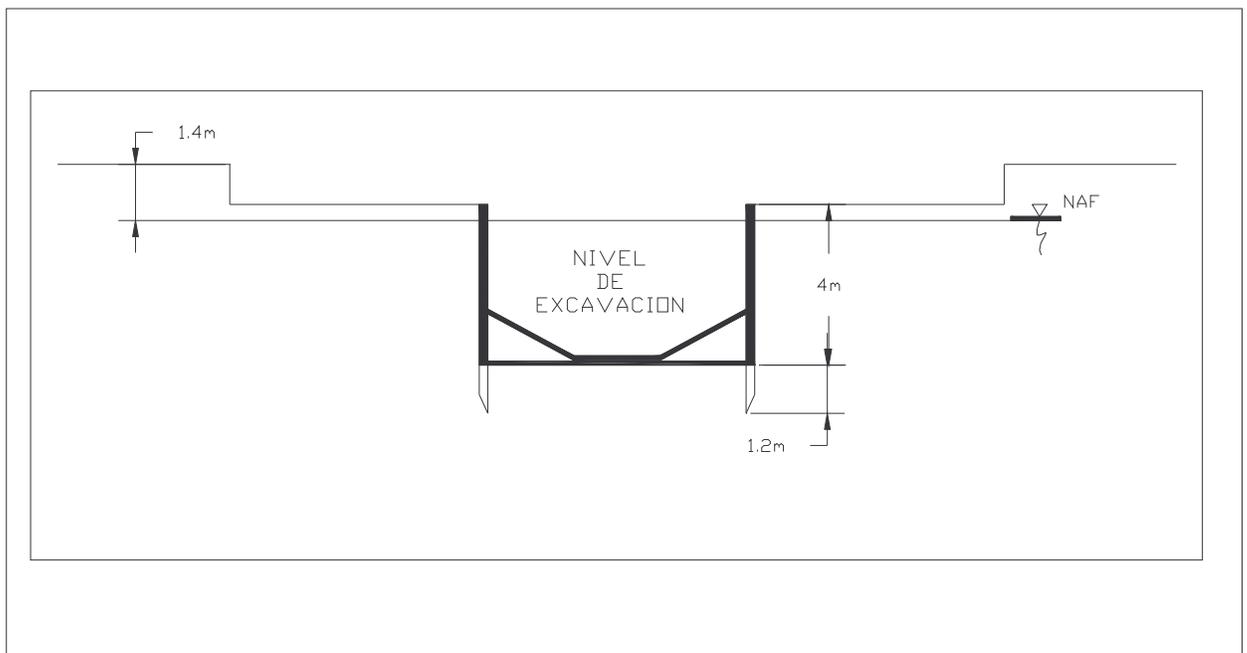


Fig. 10.5 Hincado de dovelas

Análogamente sé continuara con el proceso de las demás dovelas.

X.1.4.- PROCESO DE HINCADO

Una vez iniciados los trabajos de hincado, no se deberán suspender los trabajos por mas de 24 horas, ya que la fricción lateral entre las paredes y el suelo es susceptible de recuperarse e incrementarse el empuje del suelo.

Se informa que la fricción podrá ser favorable o desfavorable. Esto se determina durante el proceso constructivo. Sin embargo se recomienda que durante las primeras cinco dovelas, la cimbra exterior sea rugosa, debido a que son las dovelas que quedarán a mayor profundidad y donde el material presenta menor resistencia a la fricción.

En las primeras etapas del hincado, el cilindro deberá guiarse para mantenerlo en posición., En caso de desviaciones o desplomes, estos podrán corregirse mediante lastres, dragados diferenciales, excavación lateral exterior, uso de gatos o chiflonado.

Si en las últimas etapas se presentan hundimientos bruscos, para evitar una penetración superior a la de proyecto, se sugiere sujetar provisionalmente la estructura con cables a una draga y lograr así un descenso lento, por lo que se recomienda dejar preparaciones en los muros.

X.1.5.- INSTRUMENTACIÓN

Es sumamente importante el control de nivelaciones de la estructura, así como de las zonas aledañas, debido a que auxiliaran en la prevención y corrección de las fallas de la excavación.

Se recomienda efectuar nivelaciones para conocer los movimientos del suelo durante y después de haber realizado las excavaciones. Los movimientos de la estructura se registraran nivelando de manera periódica puntos de control situados estratégicamente en ella.

Los puntos de control del suelo se harán mediante la instalación de placas de acero empotradas superficialmente en un diámetro mínimo de 1.5 veces el diámetro del carcamo. Los puntos de observación se ubicarán en forma radial y simétrica, fig.10. 6

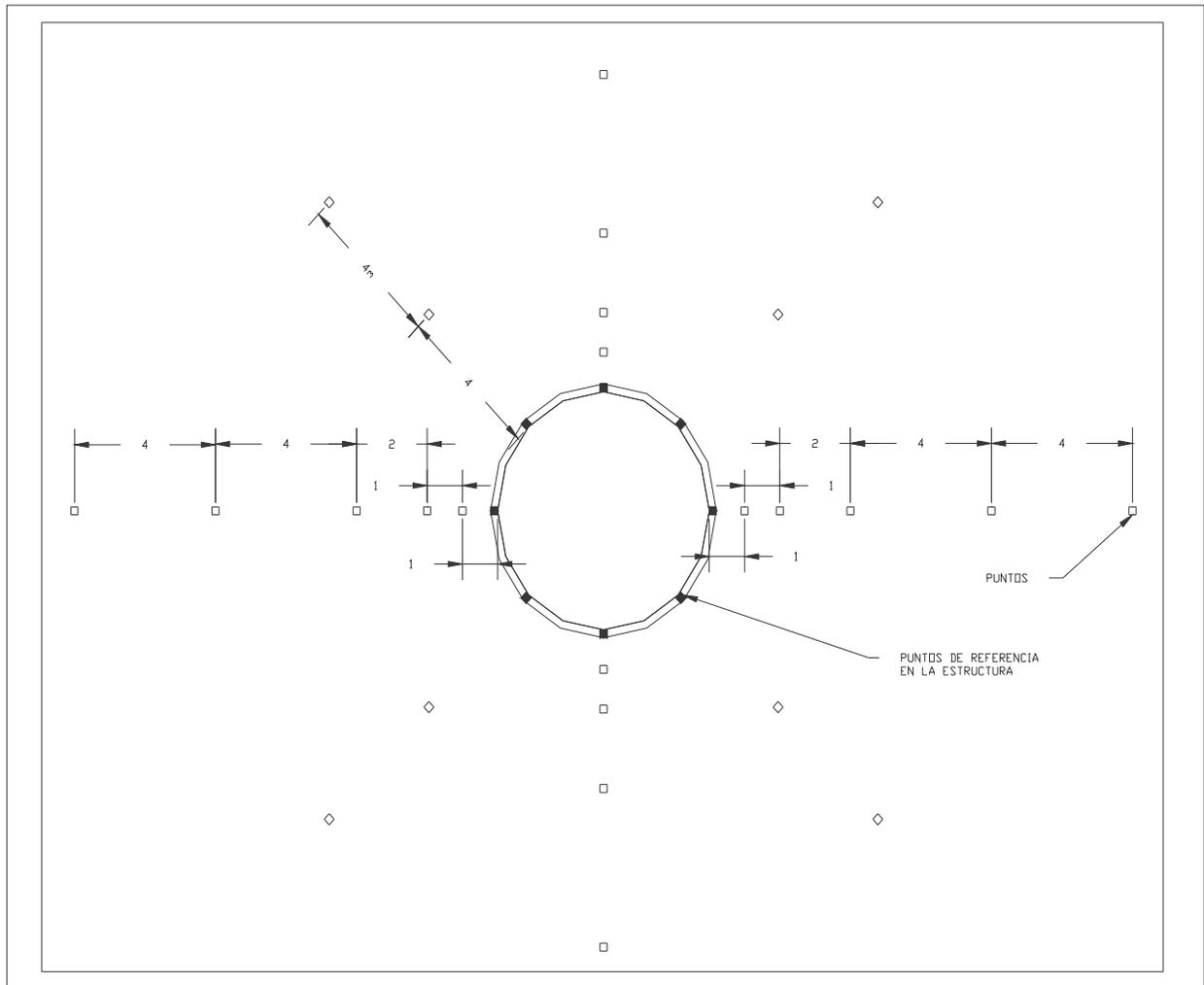


Fig.10.6 Disposición de puntos de control para conocer movimientos del suelo perimetral

Se recomienda la construcción de un banco de nivel profundo (BNP) en las inmediaciones de la zona, con la finalidad de realizar un estricto control de las nivelaciones y de los posibles hundimientos para cada uno de los cárcamos proyectados.

X.1.6.- RECOMENDACIONES PARA LA SEGURIDAD DEL FONDO DE LA EXCAVACIÓN Y COLADO DE LA LOSA DE FONDO

Preparación del fondo de la excavación.

Sé hincaran dos dovelas más por debajo del nivel del lecho inferior de la losa de fondo. La sección inferior de la dovela deberá ser a base de placa de acero.

La excavación se llevara hasta por debajo del nivel de proyecto de losa de fondo en una sección de 1.20 m, mismos que se rellenaran posteriormente con material de relleno a base de “tezontle”.

Una vez excavado el fondo o alcanzado tal nivel, para evitar la falla de fondo, se hincaran polines de madera de sección 0.15X 0.15x 2.5 m. El procedimiento de hincado se hará con una draga o con otro equipo propio para ello. La retícula de polines será a cada 0.5 m en el perímetro y a cada 1.0 m en el centro, Fig.10.7

Una vez colocados los polines, se procederá a rellenar con material ‘pirocástico “tezontle”, mismo que se colocara por medio de la almeja (o equipo similar), depositándolo en el fondo.

Es recomendable que el tezontle sea denso, para tener un mayor peso, debiendo oscilar su granulometría entre ½ y 4 pulgadas.

Con anterioridad a la colocación del tezontle, éste deberá estar saturado, debido a que si se cuenta con partículas muy porosas, estas podrían flotar, puesto que se tendrá un medio compuesto por lodo bentonítico con una densidad mayor a 1.0

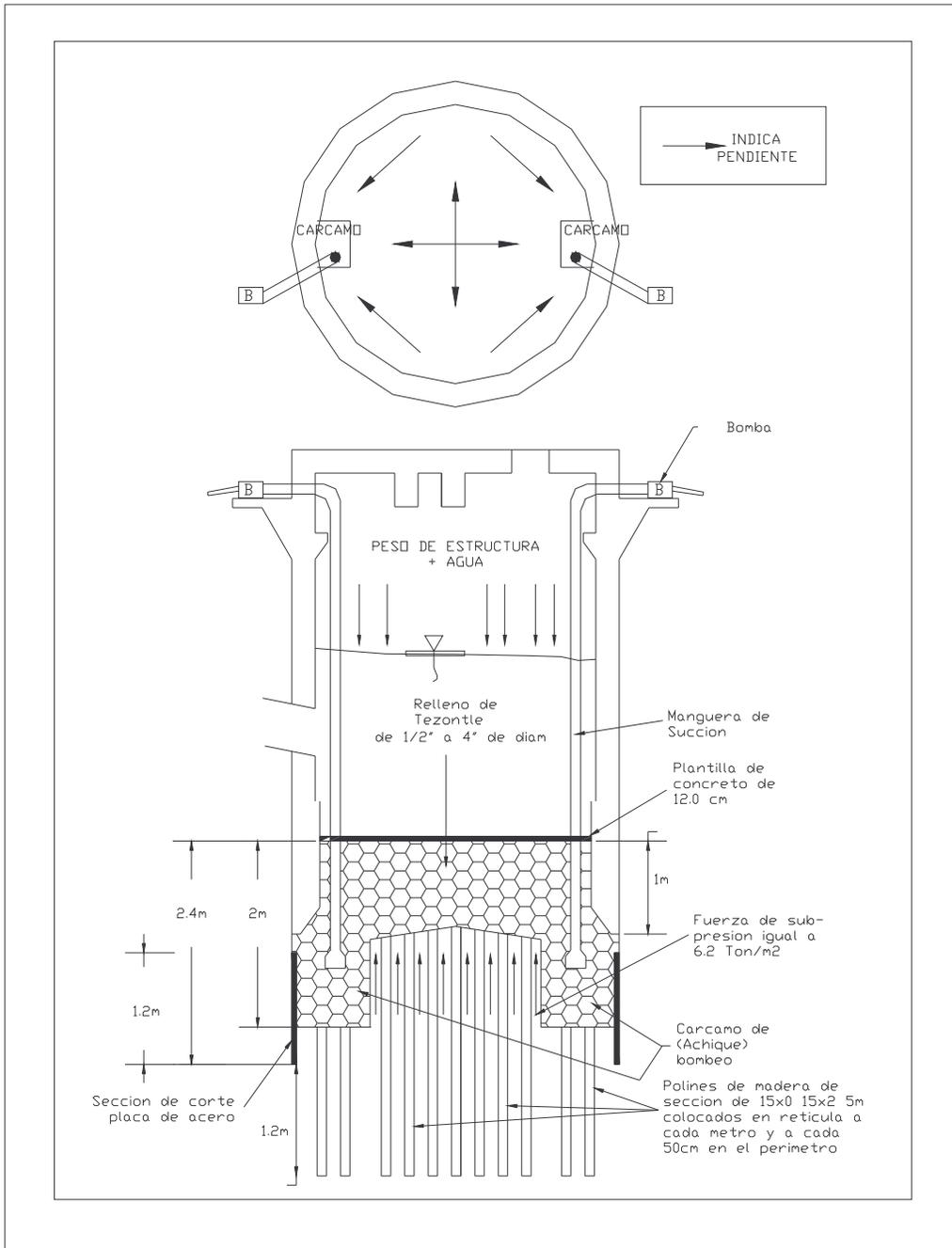


Fig. 10.7 adecuaciones para dar seguridad en el fondo de la excavación.

Ya colocado el tezontle, se nivelara lo mas posible y se procederá a compactar por medio de la utilización de una placa de acero u otro elemento aplicable, con la misma draga o grúa a base de impactos en caída libre, fig. 10.8

Con anterioridad a ello, se deberán tener preparados los cárcamos de bombeo y las mangueras o tubos de succión que se utilizaran para abatir el nivel de aguas freáticas.

Se deberá tener cuidado en que el sistema de bombeo no absorba partículas de Tezontle u otros materiales por medio de dispositivos especiales (tales como pichanchas), con la finalidad de que una vez iniciado el bombeo, esté no tenga que ser suspendido innecesariamente.

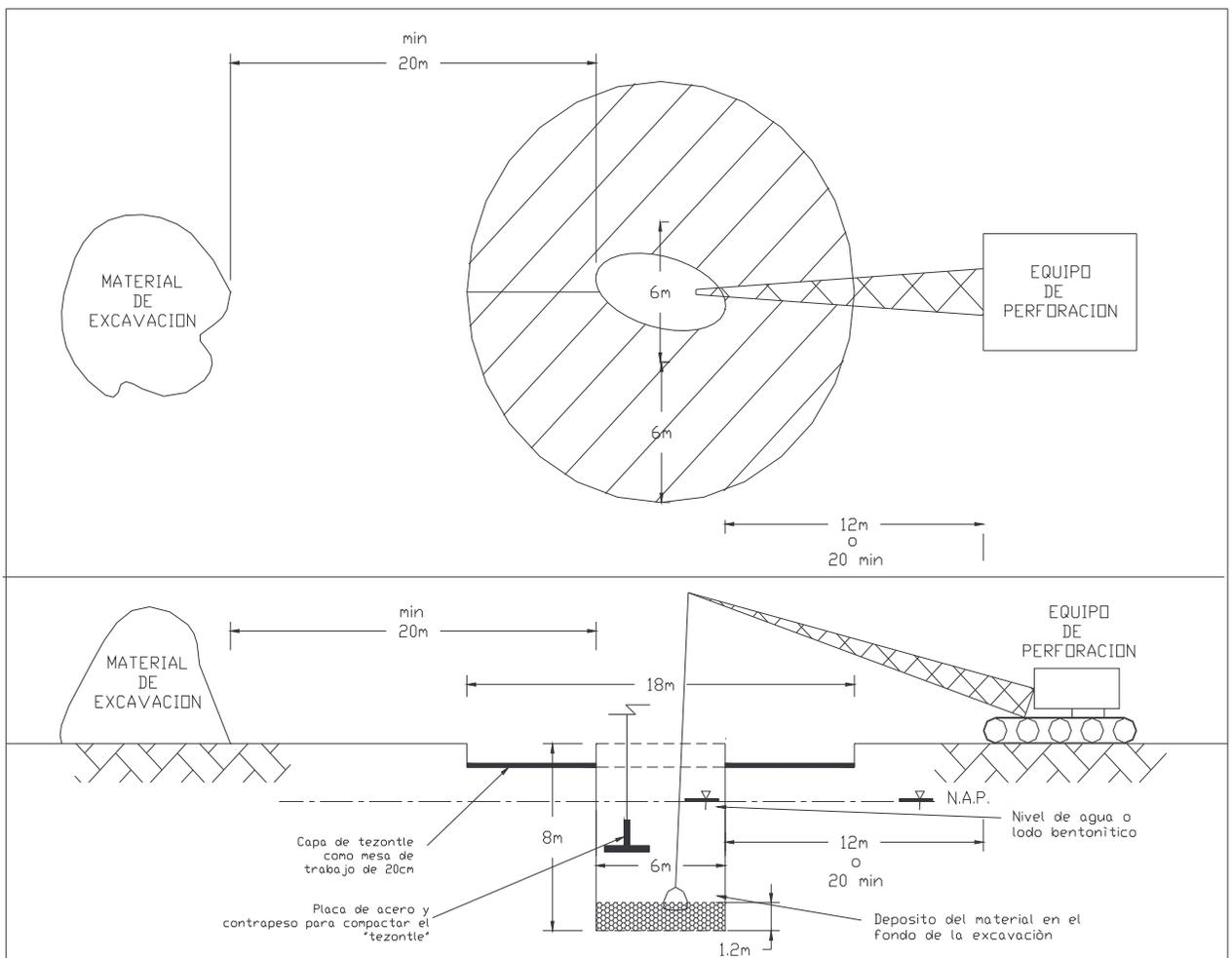


Fig.10. 8 Preparación del fondo de la excavación

X.1.7 PROCESO DE COLADO DE PLANTILLA Y LOSA DE FONDO

Una vez preparado el fondo de la excavación, el equipo de bombeo de lodos, el equipo de bombeo de achique y una vez habilitado el armado de la losa de fondo, se procederá de la siguiente forma y en el siguiente orden:

- Se bombeará el lodo bentonítico o agua
- Se bombeará con las bombas de achique hasta que se tenga un nivel de agua igual al nivel del “tezontle” colocado con anterioridad.
- Este procedimiento (de bombeo) se hará en un total de 48 horas bajando inicialmente el nivel un metro y esperando seis horas (observando posibles deformaciones), continuando así sucesivamente, hasta alcanzar un nivel de 1.0 m. Por arriba del nivel de desplante. El último metro se bombeará inmediatamente. Este proceso se cambiará si existen deformaciones en el fondo.
- Con la finalidad de observar posibles deformaciones en el fondo de la excavación, se colocará una placa de acero de diámetro y peso tal que no presente momentos laterales, en cuyo centro se podrá soldar una varilla que emerja hasta el punto donde se pueda realizar una lectura de nivel.
- Una vez llevado el nivel hasta el “Tezontle”, se colocará la plantilla de concreto de 12 cm. de espesor, la cual se aplicará con un revenimiento bajo (de 5.0 a 8.0 cms), con un aditivo acelerante. En caso necesario se deberá compactar el concreto para su colocación.
- Se procederá inmediatamente a bajar el armado de la losa, se amarrará y se colará lo más pronto posible
- El bombeo se mantendrá uniforme hasta que la losa presente edad (24 hrs.) suficiente para proceder a lastrar el cárcamo con agua a un nivel tal que se equilibre la diferencia de carga del peso del cárcamo y la **subpresión igual a 6.1 ton/m²**
- Terminado el colado de la losa de fondo, se realizará una inspección, para verificar la correcta liga entre losa y muro. El cajón deberá quedar perfectamente impermeabilizado para protegerlo de las infiltraciones, pudiendo utilizar concretos de alta calidad, con baja porosidad y libre de defectos.

Para mejorar la impermeabilidad de los concretos, se podrán utilizar aditivos integrales a base de estearatos de calcio y amonio, o bien líquidos a base de ácido carboxílico. Otro método alternativo de impermeabilización, consiste en colocar membranas de material bituminoso o plástico en la parte exterior del cilindro. Para proporcionar mayor flexibilidad al trabajo en conjunto del cárcamo y las conducciones exteriores, se podrán emplear juntas constructivas con sellos flexibles (cintas de PVC en las juntas), que permiten desplazamientos sin perder su impermeabilidad.

Los procesos anteriores se harán de manera continua hasta concluirlos. Por ningún motivo se suspenderán las actividades, por lo que se deberán programar trabajos durante las 24 hrs.

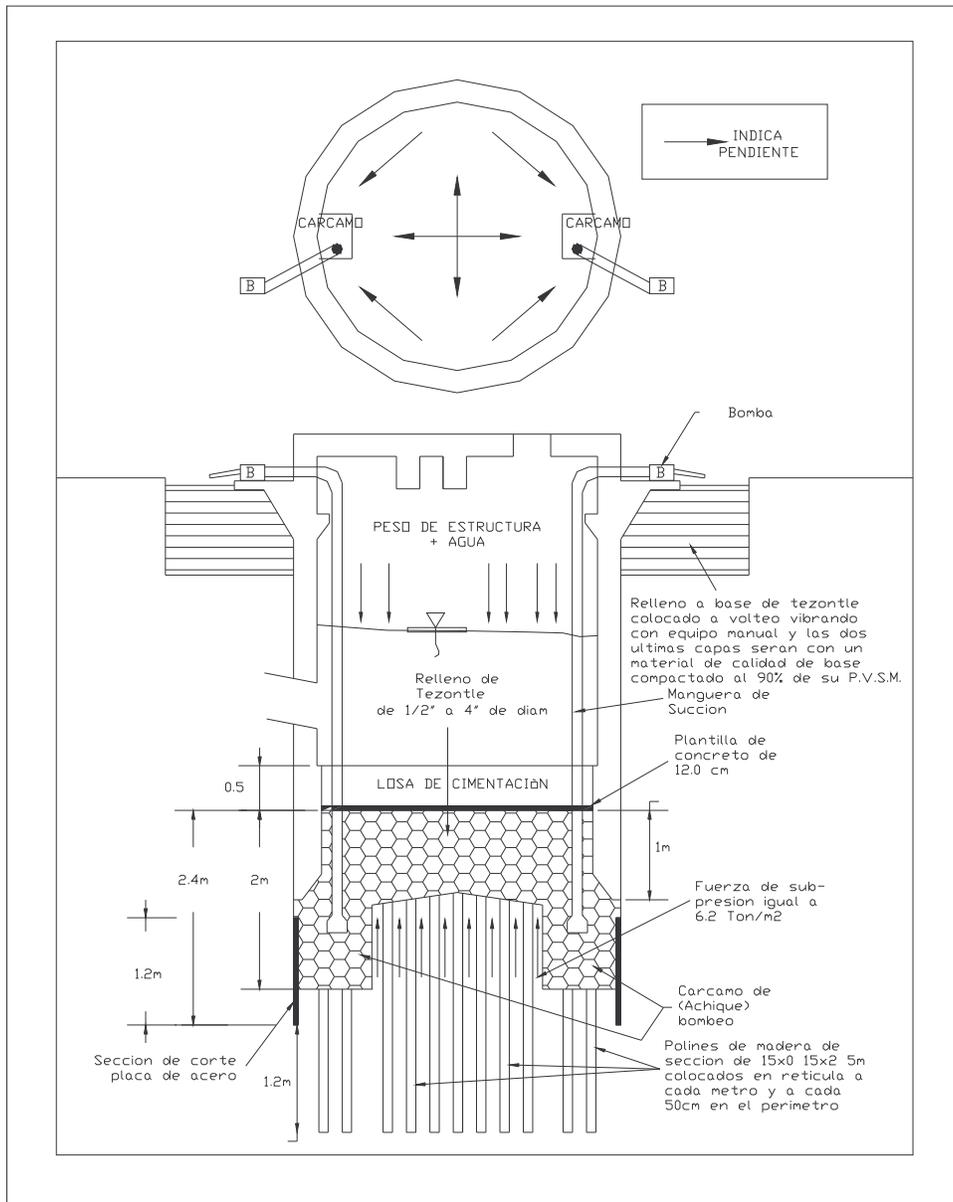


Fig. 9 Disposición final de la estructura hincada

X.1.8.- NOTAS FINALES

Si el proceso del colado de la plantilla implica demasiado tiempo (mas de 4 hrs.), se conjugara con el colado de la losa.

El lodo bentonítico se deberá recuperar en los mismos recipientes o fosas, para el caso de poder reutilizarlos en el proceso

Durante todo el proceso se deberán de realizar periódicamente nivelaciones topográficas periódicas y presentar graficas de comportamiento, tanto del suelo circundante, como del cilindro de concreto.

Toda estructura deberá estar sujeta a nivelaciones topográficas periódicas: cada mes durante el procedimiento constructivo, cada mes durante los siguientes 6 meses y cada seis meses durante el periodo de 5 años, una vez que se encuentre en funcionamiento la estructuras

Finalmente es de fundamental importancia mantener en la medida de lo posible, el nivel de agua o lodo bentonítico de operación normal dentro del cárcamo, para evitar mayores problemas por expansiones. En el caso de un vaciado eventual para mantenimiento u otros fines, este no deberá prolongarse por mucho tiempo.

Todos los trabajos mencionados deberán ser vigilados y supervisados por un especialista en mecánica de suelos, con la finalidad de tomar medidas en caso necesario.

X.1.9 FALLA DE FONDO AL MOMENTO DE COLAR LA LOSA

Para Proceder al colado de la losa de fondo, se deberán de realizar los trabajos previos, como son:

1°.- Haber concluido con el hincado de la última dovela para alcanzar 2.4 m por debajo de la losa de fondo.

2°.- Haber rellenado el fondo con grava de $\frac{3}{4}$ " muy densa ($\gamma = 1.6 \text{ Ton/m}^3 \text{ min.}$)

3°.- Eliminar 1.4 m de material en la superficie en un radio de total de 18.0 m y colocar una capa de tezontle como mesa de trabajo, con lo cual se elimina una carga de $1.5 \text{ Ton/m}^3 \times 1.2 \text{ m} = 1.8 \text{ Ton/m}^2$

Teniendo finalmente los siguientes esfuerzos:

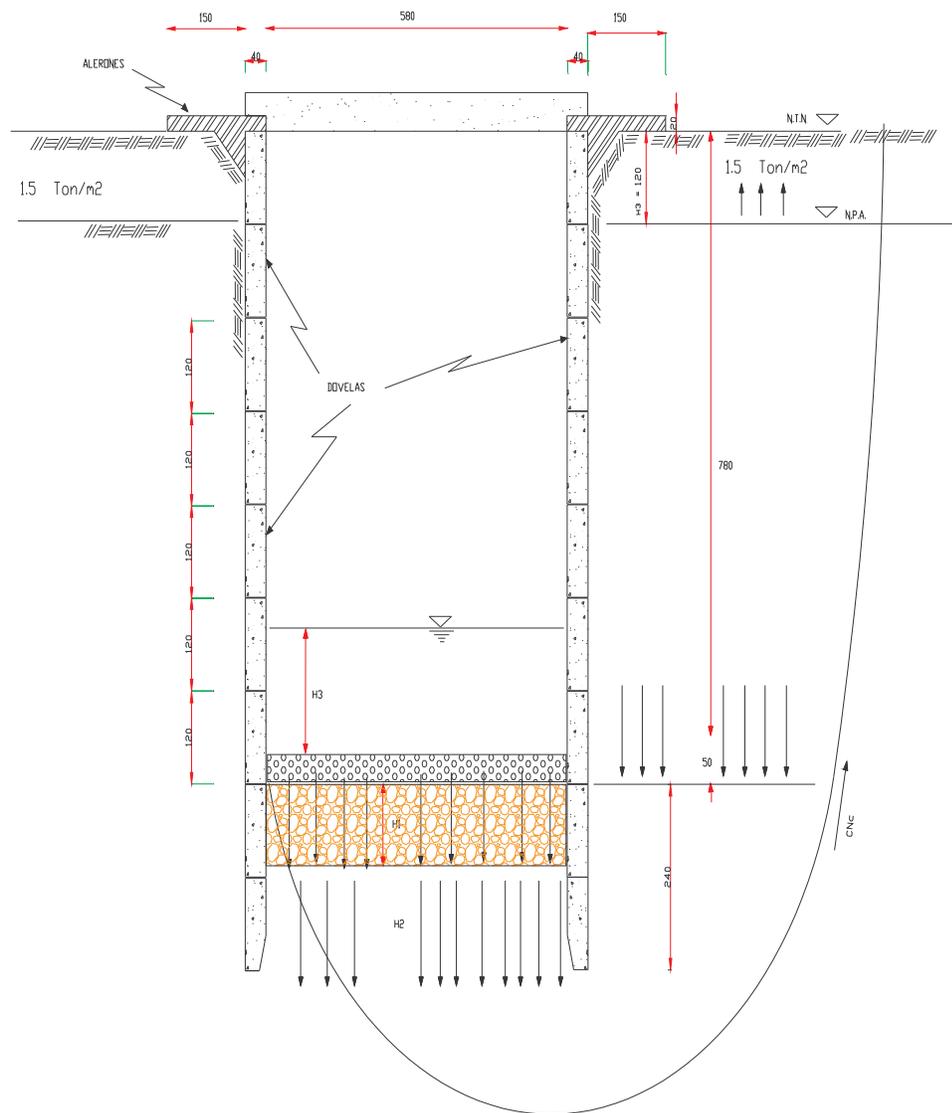


Fig. 10 Condiciones de esfuerzos antes del colado de losa de fondo
 El factor de seguridad se maneja para una excavación temporal, como se muestra a continuación:

$$F_s = \frac{C_{nc} + \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2}{D \gamma} \geq 1.0$$

$$C = (1 \times 4.8) / 10.8 + (0.65 \times 6) / 10.8 = 0.81 \text{ Ton/m}^2$$

$$N_c \gg D/B = 10.8/6.6 = 1.63 \gg N_c = 8.7$$

$$\gamma_1 H_1 = 1 \times 1.60 = 1.60 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma_2 H_2 = 1.4 \times 1.34 = 1.87 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma_2 H_3 = 1.2 \times 1.50 = 1.80 \text{ Ton/m}^2$$

$$D\gamma = \{ (7.8 + 0.5) - 1.20 \} (1.34) = 9.51 \text{ ton/m}^2$$

$$H_4 \gamma_w = 3.75 \times 1.0 = 3.75 \text{ Ton/m}^2$$

Aplicando valores tenemos que

$$F_s = \frac{0.81 \times 8.70 + 1.6 + 1.87}{9.51} = \frac{10.51}{9.51} = 1.1 \geq 1.0$$

¡ El factor es aceptable para una excavación temporal ;

En caso de que se requiera un tiempo mayor a 48 hrs. , se deberá garantizar un factor de seguridad de :

$$F_s \geq 1.5$$

$$F_s = (10.51 + 3.75)/9.51 = 14.26/9.51 = 1.5 \geq 1.5$$

Para tener esta igualdad se deberá mantener un tirante de agua de 4.0m como mínimo.

ADECUACIONES AL PROCESO CONSTRUCTIVO DE HINCADO DE LOS CÁRCAMOS

CÁRCAMO DE BOMBEO Nº1 TABLA 1

Nº DE DOVELA	PESO DE LA DOVELA	ADHERENC. EXTERIOR	CAPACIDAD DE CARGA DE LA BASE	ADHERENC. INTERIOR	PESO NETO	ALTURA DE HINCADO	F. de Seg vs Falla de Fondo	RECOMENDACIONES
1	21.86	8.29	4 (10%)	0.0	9.57	0.40 – 0.98	4.03	
2	37.84	20.32	4 (10%)	0.0	13.52	0.98 – 1.80	2.65	
3	53.88	43.53	4 (10%)	0.0	6.35	1.80 – 2.10	1.88	Se llega al estrato de arena
4	74.0	43.53	4 (10%) 21.85	0.0	8.62	2.10 – 2.36	1.31	Se produce un hincado mínimo por ser el estrato arenoso
5	94.10	54.26	4 (10%)	0.0	17.99	2.36 – 2.90	2.04	Se incremento el factor de seguridad por la presencia del estrato de arena
6	112.63	43.53+24.75+10.58 = 78.86	4 (10%)	0.91	31.95	2.90 – 11.46		La estructura se hunde demasiado, por lo tanto se recomienda el uso de costalera con un metro de altura a partir de los 2.10 para dar adherencia interior y equilibrar las cargas. Realizar 2do tanteo
6	112.63	78.86		24.33	8.53	2.90 – 5.18		No realizar la excavación, únicamente al finalizar este hincado retirar la costalera de arena
7	17.32	79.59	30.96	1.82	4.95	5.18 – 6.50	1.20	De acuerdo al resultado será necesario emplear nuevamente la costalera al terminar la excavación de esta etapa, pero despegada de las paredes del cilindro para no incrementar la adherencia, solo contrarrestar la falla de fondo.
8 y 9	178.94	132.25	10.60	8.30	24.90	6.50 – 9.22	1.20	Para equilibrar las cargas y lograr el hincado a la profundidad cercana a la de proyecto fue necesario realizar el 8º y 9º colado conjuntamente, con lo cual se logro el hincado deseado, manteniendo la costalera despegada de las paredes del cilindro, la excavación se alternara con el desalojo de costalera en sectores, colocando nuevamente la costalera para evitar la falla de fondo. Proceder al colado de losa de fondo

9	190.14	140.72	10.60	8.30	24.90	1.20 - .92	0.92	El espesor de la costalera es de 2.5 m. a partir de la losa de fondo. Antes del 9º colado la costalera se pegara 1.90 m.. Una vez hincado el cilindro a la profundidad de proyecto se deberá contar con el armado.
---	--------	--------	-------	------	-------	------------	------	--

.-Análogamente se procederá con la siguiente dovela verificando los hundimientos presentados y en caso de detectar alguna diferencia recurrir inmediatamente a la revisión de la memoria de calculo para detectar la variante que se presento, y adecuarse a las condiciones reales tomando las medidas recomendadas según sea el problema presentado.

Consultar memoria anexa y recomendaciones para solución de problemas presentados.

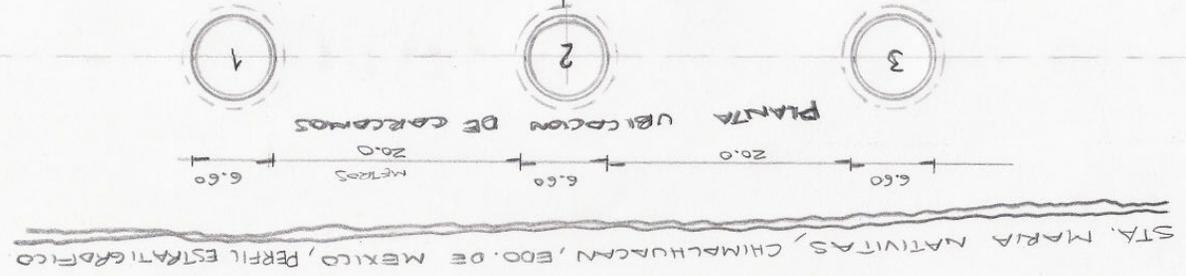
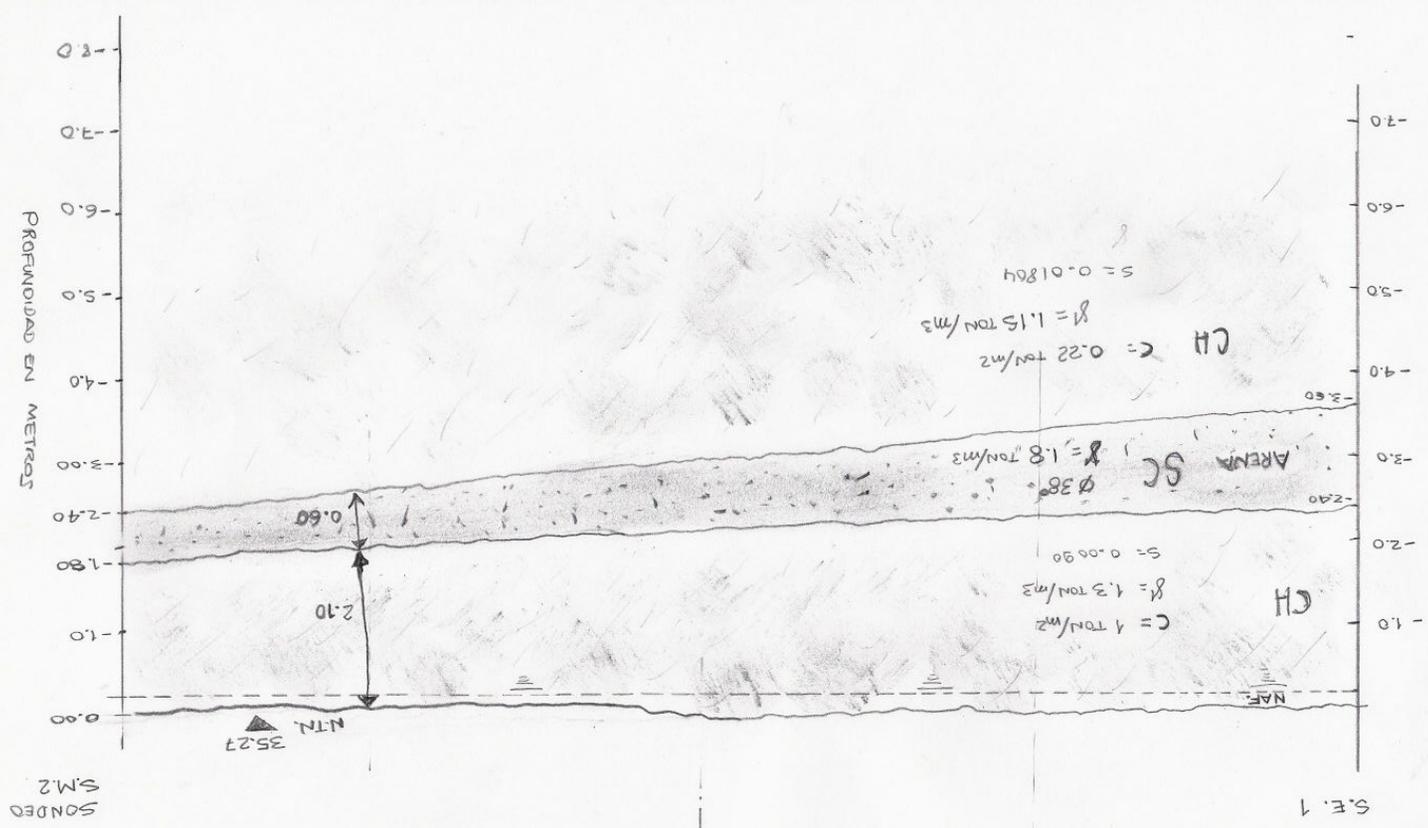
X.2.- ADECUACION FINAL DEL PROCESO CONSTRUCTIVO CORREGIDO,

RECOMENDACIONES DE MECANICA DE SUELOS

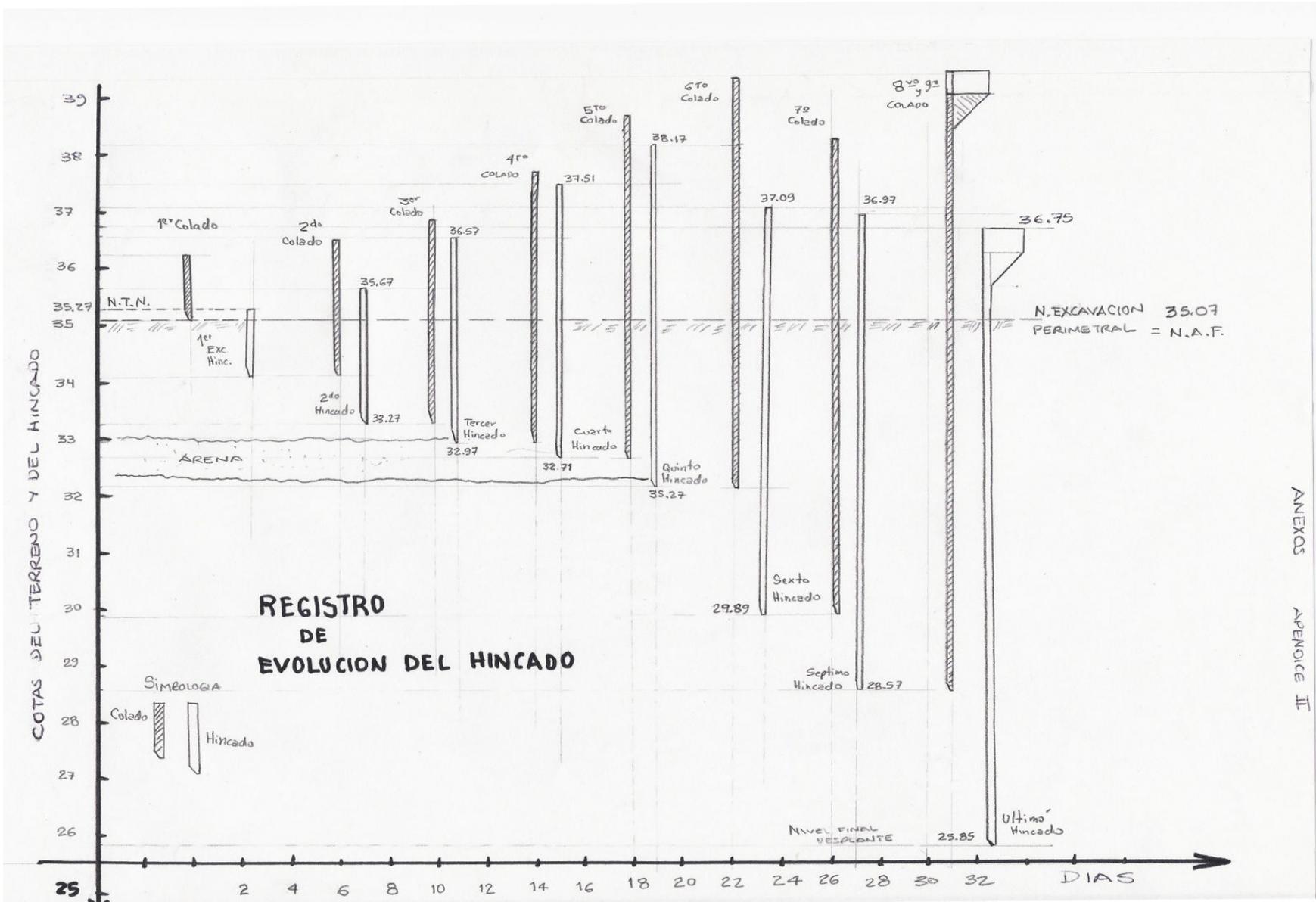
1.-Para que la escritura descienda en el hueco creado por la extracción de los materiales, se requiere que el peso de la parte construida sea mayor a la fricción lateral que ejerce el subsuelo y que es del orden 4 T/m². para facilitar el hincado de los primeros tramos, podrá efectuar una excavación perimetral de alivio, con una profundidad máxima de 80cm.. Emplear lastres para el hincado inicial y humedecer el suelo para reducir su resistencia.

2.-La extracción del producto de excavación podrá hacerse a mano de manera uniforme, para que en cada ciclo el fondo presente un nivel sensiblemente horizontal.

3.- En caso de que se presenten condiciones de inestabilidad de la excavación, se podrán utilizar lodos bentónicos manteniendo el nivel del agua en el interior del carcámo, por arriba del que se tenga exteriormente.



STA. MARIA NATIVAS, CHIMPUHUACAN, EDO. DE MEXICO, PERFIL ESTRATIGRAFICO.







FUENTES BIBLIOGRAFICAS

Mecánica de suelos “Instructivo para ensaye de suelos”
C.N.A. Colección breviarios del agua – Serie educativa
Secretaria de Recursos Hidráulicos, 1967
Instituto Mexicano de Tecnología del agua, 1990.

Mecánica de suelos tomo I “Fundamentos de la mecánica de suelos”
Eulalio Juárez Badillo
Alfonso Rico Rodríguez
Décimo cuarta reimpresión
© 1992, Editorial limusa S.A. de C.V.
Grupo Noriega Editores.

Principios de ingeniería de cimentaciones
Braja M. Das
© Internacional Thomson Editores
México 2001

Obras recientes en el Lago de Texcoco
Mesa redonda 1 y 4 de agosto de 1984, México D.F.
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

La ingeniería de suelos en las vías terrestres
Alfonso Rico Rodríguez
Hermilo del Castillo
© Primera edición 1974, Editorial limusa S.A. de C.V.
Grupo Noriega Editores.

Informe del proceso constructivo de la caja repartidora de los cárcamos de bombeo Nativitas en Chimalhuacan Estado de México.
Gobierno del Estado de México
Comisión Estatal de Agua y Saneamiento
Marzo de 1995.

Proyectos de plantas de bombeo para aguas superficiales con fines de riego (generalidades).
Jefatura de Irrigación y Control de Ríos de la Secretaria de Recursos Hidráulicos