



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ASPECTOS GEOTECNICOS EN LA CIMENTACION
DE TANQUES PARA ALMACENAMIENTO DE CRUDO
EN LA TERMINAL MARITIMA DE DOS BOCAS,
TABASCO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA



MEXICO, D. F.

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	Página
Capítulo I.- INTRODUCCION	4
I.1.- Desarrollo integral del Golfo de Campeche.	5
I.2.- Puerto de abastecimiento.	5
I.3.- Puerto Petroquímico-petrolero y monoboyas para exportación.	9
Capítulo II.- ESTUDIO GEOTECNICO DE DOS BOCAS	12
II.1.- Descripción general.	13
II.2.- Exploración geotécnica básica.	14
II.3.- Exploración complementaria mediante sondeos de penetración estática, CPT.	16
II.3.1.- Descripción del equipo empleado.	16
II.3.2.- Presentación e interpretación de resultados.	18
II.4.- Trabajos de laboratorio.	23
II.4.1.- Potencial de licuación del subsuelo de Dos Bocas.	24
II.4.2.- Descripción general de la arena de Dos Bocas.	31
II.4.3.- Pruebas R en muestras inalteradas.	32
II.4.4.- Pruebas CR-R en muestras inalteradas.	32
II.4.5.- Pruebas S y R en muestras reconstituidas...	35
Capítulo III.- ANALISIS DE LOS ESTADOS LIMITES DE SERVICIO Y DE FALLA.	41
III.1.- Acciones de diseño.	41
III.2.- Factores de carga y de resistencia.	43
III.3.- Estados límite de falla.	44
III.3.1.- Cálculo de la capacidad de carga.	46
III.4.- Estados límite de servicio.	47
III.4.1.- Asentamiento instantáneo por compresión..	49
III.4.2.- Asentamiento diferido ó compresión a ... largo plazo.	50
III.4.3.- Asentamiento total de la estructura.	51

	Página
Capítulo IV.- MEJORAMIENTO DE SUELOS	53
IV.1.- Especificaciones para el diseño de las cimentaciones	55
IV.2.- Características del subsuelo antes del tratamiento.	56
IV.3.- Alternativas de tratamiento de la cimentación.	64
IV.4.- Característica de la precarga.	64
IV.5.- Instrumentación.	67
IV.6.- Observaciones durante el tratamiento.	68
IV.7.- Características del subsuelo después del tratamiento.	75
Capítulo V.- CONCLUSIONES	79
BIBLIOGRAFIA	83

CAPITULO I

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

I.- INTRODUCCION

Petróleos Mexicanos para apoyar el desarrollo petrolero de la Sonda de Campeche y la potencialidad productiva de hidrocarburos en el área mesozoica de Chiapas y Tabasco; determinó la necesidad de construir en este último, la Terminal Marítima Dos Bocas la cual está destinada a sustentar las actividades de exploración, perforación y explotación de los yacimientos petrolíferos; así como las asociadas con las operaciones de procesamiento, manejo, almacenamiento y exportación de crudo.

En la primera etapa del proyecto Dos Bocas, se previó la construcción de una monoboya con capacidad de 250 mil toneladas de peso muerto (tpm) para exportación de crudo y un puerto de abastacimientto de materiales para la construcción de las obras marítimas del Golfo de Campeche.

Las estructuras más importantes de la terminal marítima en tierra son 11 tanques de almacenamiento de 500 mil barriles (bbl) de capacidad, cilíndricos, de acero y con cúpula flotante, con diámetro de 85.344 m, los tanques pueden aplicar una presión en el desplante de 15 ton/m², incluyendo un terraplén estructural la sobrecarga neta transmitida al terreno puede ser de 21 ton/m². La terminal marítima también incluye 6 tanques de 200 mil bbl que transmiten sobrecargas similares.

Por el tiempo que requería su construcción, el programa de proyecto elaborado por PEMEX estableció como prioritaria la fabricación de 4 tanques de 500 mil bbl y 4 tanques de 200 mil bbl.

Este trabajo presenta los estudios geotécnicos efectuados en el área, así como los resultados del tratamiento de la cimentación de dos tanques de almacenamiento de 500 mil barriles, el TV-5001 y TV-5005, de acuerdo a los trabajos de mecánica de suelos desarrollados por Proyectos Marinos, S.C. bajo la supervisión del Departamento de Geotecnia de la Gerencia de Proyectos y Construcción de PEMEX.

I.1.- DESARROLLO INTEGRAL DEL GOLFO DE CAMPECHE.

El desarrollo petrolero del Golfo de Campeche, contemplaba la explotación de crudo y gas asociado de yacimientos comprendidos en una superficie de aproximadamente 10,000 km² de la plataforma marítima continental del Golfo de México.

Las operaciones de exploración y producción de los campos marinos, requerían inicialmente de 27 plataformas fijas de perforación y sus respectivas plataformas de producción y enlace asociadas para alcanzar una producción de 3.1 millones de barriles diarios. Sería necesario además, la operación de 8 equipos de perforación exploratoria.

Estas operaciones requerían del suministro de insumos y equipos que garantizaran la perforación y explotación de los campos marinos, dicho suministro se efectuaría desde el puerto de abastecimiento de Dos Bocas, en donde se contaría con todas las instalaciones de carga y descarga de materiales y equipos de perforación, y a su vez serviría de refugio para la flota de abastecedores en operación.

El crudo y gas extraídos, serían enviados a las instalaciones terrestres de Dos Bocas y Nuevo Progreso respectivamente por medio de tuberías individuales de 36" de diámetro para su almacenamiento, manejo y procesamiento final.

I.2.- PUERTO DE ABASTECIMIENTO.

Para la óptima localización del puerto de abastecimiento, fue necesario el análisis exhaustivo de diversos sitios, hasta seleccionar el que reuniera las mejores condiciones; evaluando además, los factores económicos determinantes para su construcción, operación y mantenimiento.

El sitio seleccionado fue el denominado "Dos Bocas", localizado en el estado de Tabasco en la jurisdicción del municipio de Paraíso, teniendo como límites geográficos: al norte el Golfo de México; al sur, el cauce del Río Seco; al oriente, la Laguna de Mecocacán; y al poniente, el poblado "El Limón", como se muestra en el dibujo # 1.

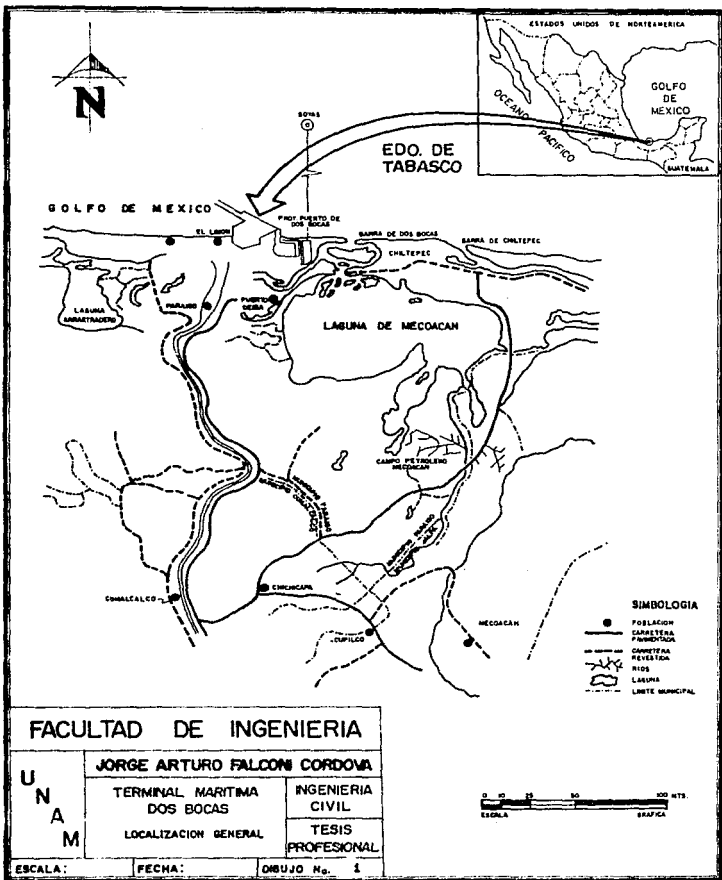
Los principales aspectos que condujeron a seleccionar "Dos Bocas" con relación a otros sitios analizados, fueron los siguientes:

- I.2.a.- Area de influencia de los campos marinos y terrestres.
- I.2.b.- Condiciones batimétricas y características geológicas.
- I.2.c.- Infraestructura actual y potencial de vías de comunicación.
- I.2.d.- Disponibilidad de área suficiente y factibilidad de ampliaciones futuras.
- I.2.e.- Aspectos ecológicos y de asentamientos humanos.

El puerto de abastecimiento está integrado por una dársena artificial de 500 m de ancho y 950 m de longitud, por un canal de acceso de 150 m de ancho de plantilla, ambos con 7 m de profundidad; y por dos escolleras de tipo enrocamiento que sirven fundamentalmente para proteger el acceso contra los azolves y el oleaje incidente al puerto (Dib. # 2).

En su dimensionamiento y arreglo se han utilizado las técnicas más avanzadas para determinar el número óptimo de muelles, capacidad y características de instalaciones portuarias para el movimiento de carga, áreas de almacenamiento, de talleres y de servicios generales para satisfacer los requerimientos de la flota que operará el puerto conforme a lo manifestado por PEMEX.

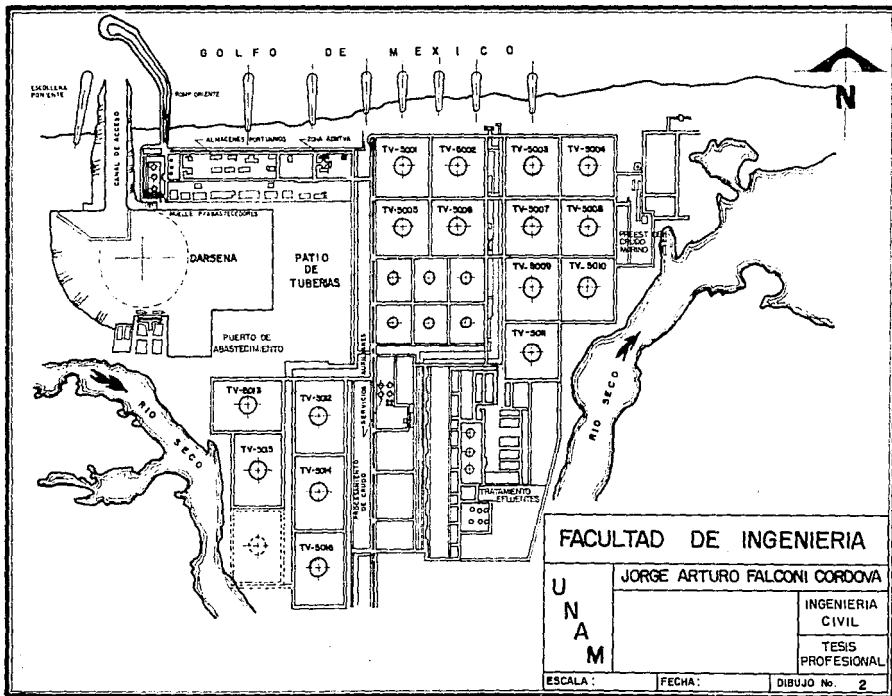
De esta manera se dispondrá de las instalaciones suficientes para el almacenamiento y embarque de materiales de consumo para las operaciones de perforación y explotación en el mar, incluyendo talleres y áreas de pruebas.



FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M	JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA	
	TERMINAL MARITIMA DOS BOCAS	INGENIERIA CIVIL
	LOCALIZACION GENERAL	TESIS PROFESIONAL

ESCALA: FECHA: DIBUJO No. 1



FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

INGENIERIA
CIVIL
TESIS
PROFESIONAL

ESCALA :

FECHA :

DIBUJO No. 2

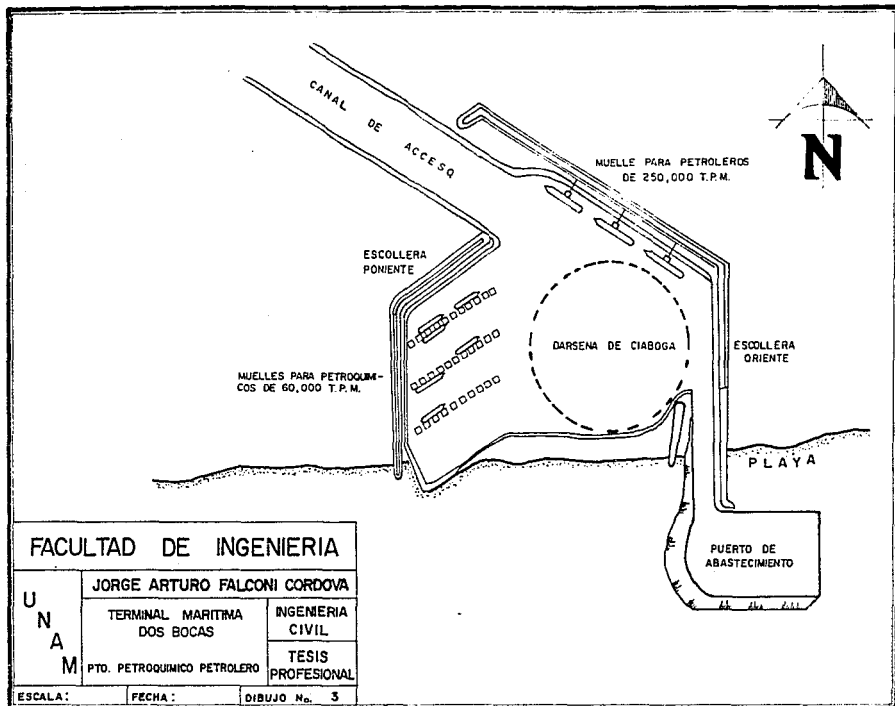
I.3.- PUERTO PETROQUIMICO-PETROLERO Y MONOBOYAS PARA EXPORTACION.

Con el propósito de disponer de las instalaciones adecuadas para el almacenamiento, manejo y exportación de crudo y diversos productos petroquímicos, Petróleos Mexicanos decidió desarrollar en el mismo sitio del puerto de abastecimiento en Dos Bocas, el puerto petroquímico petrolero, complementado con dos monoboyas para exportación de crudo.

Estas monoboyas son del tipo de anclaje de un solo punto (spm) con capacidad para buque-tanques de hasta 250,000 tpm; por lo cual, se localizan aproximadamente a 20 km de la costa a una profundidad de 28 metros. El régimen de carga sería de 60,000 barriles por hora a través de dos mangueras de acoplamiento.

El puerto petroquímico-petrolero estaría constituido en su etapa inicial por una dársena artificial protegida por dos rompeolas, con las dimensiones y características apropiadas para alojar en su interior seis posiciones para el atraque de buques petroquímicos con portes de hasta 60,000 tpm, y una posición para el atraque de crudo en buques-tanques hasta de 100,000 tpm de acuerdo al arreglo general que se presenta en el dibujo # 3.

La infraestructura portuaria (rompeolas, canal de acceso y dársena) admitiría la ampliación futura para recibir buques-tanques de hasta 250,000 tpm en dos posiciones de atraque adicionales a la de 100,000 tpm que también sería empleada hasta esta capacidad y otras seis posiciones más para buques petroquímicos.



FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

TERMINAL MARITIMA
DOS BOCAS

INGENIERIA
CIVIL

PTO. PETROQUIMICO PETROLERO

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA:

FECHA:

DIBUJO No. 3

CAPITULO II

ESTUDIO GEOTECNICO DE DOS BOCAS

II.- ESTUDIO GEOTECNICO DE DOS BOCAS.

Los diversos estudios de reconocimiento que se efectuaron para la ingeniería básica del proyecto Dos Bocas, permitieron detectar que el subsuelo de Dos Bocas es bastante similar a otros depósitos deltaicos y estuarinos (de origen aluvial, orgánico, eólico y de playa) relativamente recientes del Golfo de México.

Estos se caracterizan por una secuencia superior de estratos y lentes blandos y/o sueltos, en general normalmente consolidados, hasta una profundidad variable entre 25 y 35 metros. A esta secuencia reciente le subyace una secuencia de suelos duros y/o compactos más antiguos. Los problemas geotécnicos más relevantes, están asociados a la consistencia, sensibilidad y compresibilidad de los suelos arcillosos de la secuencia superior. También la aparente baja compacidad de los suelos arenosos superficiales fue inicialmente motivo de preocupación.

Posteriormente, la exploración geotécnica básica permitió verificar que el subsuelo de Dos Bocas está constituido por:

SECUENCIA SUPERIOR.- Se presentan alternadamente arenas finas, limpias a limosas, uniformes, en estado aparentemente suelto, con intercalaciones de arcillas blandas a muy blandas y en ocasiones con fósiles marinos y ligero contenido orgánico; arcillas blandas a muy blandas de plasticidad alta a media, en ocasiones con conchas; estratos delgados de turba, arenas arcillosas de compacidad media y arcillas arenosas de consistencia media.

SECUENCIA INFERIOR.- Constituida por arenas arcillosas y arcillas arenosas de consistencia media a dura en ocasiones muy dura, aumentando con la profundidad hasta la máxima profundidad explorada de 70 metros.

II.1.- DESCRIPCION GENERAL.

Los estudios de ingeniería geotécnica para el proyecto Dos Bocas, fueron realizándose gradualmente de acuerdo a las prioridades del programa constructivo y especificaciones de PEMEX, y de acuerdo a los medios disponibles para su ejecución.

Inicialmente se investigaron los problemas de cimentación de cuatro tanques de almacenamiento de crudo de 500 mil BBL (TV-5001, TV-5002, TV-5005 y TV-5006), el muelle marginal del puerto de abastecimiento y las características del subsuelo para la excavación, mediante dragado de la dársena del mismo puerto. Simultáneamente se exploraron las condiciones del fondo marino a lo largo del canal de acceso, en el sitio de las monoboyas para el arreglo preliminar de las obras exteriores de defensa del puerto petrolero y petroquímico. Posteriormente se efectuó la exploración del subsuelo de los tanques de 500 mil BBL restantes, de los tanques de almacenamiento de crudo de 200 mil BBL y de diversas estructuras de la terminal marítima; también se efectuaron los estudios de detalle para el muelle marginal y la exploración básica para los rompeolas, escolleras, muelles y canal de acceso del puerto petrolero y petroquímico.

Para los tanques de almacenamiento de crudo y de acuerdo a las normas y especificaciones desarrolladas por PEMEX para este tipo de estructuras así como a las recomendaciones del cuerpo de consultores, se procedió con las siguientes actividades:

- II.1.1.- Elaboración de criterios de diseño para las cimentaciones.
- II.1.2.- Exploración geotécnica básica mediante sondeos con recuperación continua de muestras e identificación petrográfica de estas.
- II.1.3.- Estudios para el tratamiento y construcción de las cimentaciones.
- II.1.4.- Estudio sobre la respuesta del subsuelo a solicitaciones sísmicas.
- II.1.5.- Exploración complementaria mediante penetración estática con cono holandés.

Conviene subrayar que la metodología seguida y los resultados de los estudios descritos fue de gran utilidad para la investigación geotécnica de las demás estructuras del proyecto, ya que permitió afinar los procedimientos de exploración, los ensayos de laboratorio y los métodos de análisis, mediante la correlación de propiedades índice significativas del subsuelo en la zona del proyecto.

II.2.- EXPLORACION GEOTECNICA BASICA.

La exploración geotécnica básica se ejecutó de acuerdo a los lineamientos contenidos en las normas PEMEX 2.214.01 y 2.214.05 para cimentaciones de tanques y exploración de suelos respectivamente. En particular se prestó gran atención a dos aspectos cruciales de la exploración:

II.2.1.- Supervisión permanente de los trabajos a cargo de un ingeniero especialista responsable de la ejecución del sondeo y de la descripción, identificación y clasificación detallada de las muestras recuperadas, así como de su manejo, y además ser responsable de elaborar registros detallados de campo.

II.2.2.- Recuperación continua de muestras inalteradas y alteradas, de acuerdo a los criterios de diseño y al tipo de suelo detectado durante la exploración. En todos los casos se llevó un registro de recuperación para determinar la efectividad de los procedimientos de muestreo de acuerdo a los diferentes suelos encontrados.

Las muestras alteradas se obtuvieron sistemáticamente en tubo partido en pruebas con penetración estándar ejecutadas prácticamente a cada 0.45 m el número de golpes, N, de la prueba de penetración estándar que se reporta de acuerdo a la norma PEMEX 2.214.05, es el correspondiente a los últimos 30 cm de penetración. Para el avance de la herramienta de perforación y para el lavado del sondeo se emplearon brocas tricónicas, modificadas para producir descarga lateral del fluido de perforación para minimizar la alteración prematura del suelo previo a la penetración del muestreador.

Las muestras inalteradas se obtuvieron:

- II.2.2.a.- En arcillas de consistencia media a blanda y arcillas arenosas, mediante tubos de pared delgada tipo shelby de 90 cm de longitud, sin costura y cabezal roscado, de 3" y 4" de diámetro nominal, con relación de claros interiores de 1% a 3% e hincados a presión 80 cm.
- II.2.2.b.- En arenas finas, uniformes limpias a limosas, cuando fue necesario, las muestras se obtuvieron mediante tubo de pared delgada tipo shelby de 90 cm de longitud, sin costura y cabezal con tornillos, de 3" de diámetro nominal (2.875" diámetro interior), tratados con pintura antifricción, con relación de claros interiores de 0.5% a 1.0% e hincados a presión 80 cm empleando un pistón estacionario y técnicas de gran precisión para el control del hincado y la recuperación y manejo de la muestra.

Para la ejecución de los trabajos se emplearon inicialmente dos máquinas perforadoras del tipo rotario.

El procedimiento de muestreo continuo permitió rápidamente identificar y acotar la presencia de estratos que pudieran constituir una fuente potencial de problemas durante la construcción y operación de las instalaciones. De esta manera se detectaron detalles importantes de la estratigrafía como la presencia de lentes y estratos de arcillas blandas, con espesor variable de 1 cm a 1.4 m de profundidad, intercalados en ocasiones con estratos de arenas limpias y finas, uniformes, de compacidad suelta a media, que en el evento de ocurrir un sismo se pensó podrían ser susceptibles de experimentar licuación. El conocimiento estratigráfico detallado permitió además realizar los análisis de compresibilidad con mayor precisión y revisar la estabilidad de las estructuras con mecanismos de falla más pegados a las condiciones del subsuelo.

II.3.- EXPLORACION COMPLEMENTARIA MEDIANTE SONDEOS DE PENETRACION ESTATICA, CPT.

El objetivo principal de los sondeos de penetración estática con cono mecánico tipo holandés fue el siguiente: establecer una correlación local entre los resultados de la prueba de penetración estática y el tipo de suelo detectado en el sitio; y establecer una correlación empírica entre la medición in situ de las propiedades índice de los suelos con el cono holandés y los resultados obtenidos en los sondeos de penetración estándar y el estudio de prospección geosísmica.

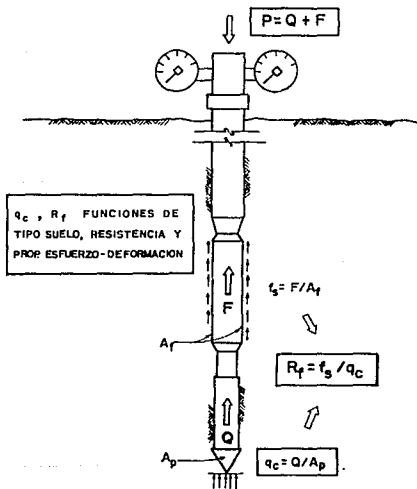
La profundidad de ejecución fue de 7.4 a 10.0 m en los sondeos superficiales y de 28 a 43 m en los sondeos profundos, ejecutándose en total 1,195 m en la investigación.

II.3.1.- DESCRIPCION DEL EQUIPO EMPLEADO.

Los sondeos se efectuaron utilizando un sistema de medición mecánico con el cono de fricción holandés tipo Begemann, montado en un camión de 10 Ton equipado con gatos niveladores accionados hidráulicamente. El sistema de carga, es un mecanismo hidráulico formado por dos cilindros de compresión que aplican la fuerza axial a las barras de penetración; las cargas aplicadas se determinan con dos manómetros conectados a los cilindros de carga.

El penetrómetro utilizado fue un cono holandés de penetración estática tipo Begemann de tubería doble con una funda deslizante para determinar la resistencia total en la punta (q_c) y la fricción (f_s) independientemente. La punta cónica tiene un ángulo de 60° y un diámetro en la base de 35.6 mm, con un área transversal de 10 cm^2 ; la camisa de fricción tiene el mismo diámetro que la base del cono y área perimetral de 147.7 cm^2 , ver dibujo # 4.

Las barras de penetración empleadas son metálicas, con diámetro exterior de 36 mm e interior de 16 mm, acopladas con cuerda cónica y en tramos de 1 metro de longitud, su función es



PRINCIPIO OPERACION Y MEDICION CON CONO HOLANDES

FACULTAD DE INGENIERIA		
U N A M	JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA	
	INGENIERIA CIVIL	
	TESIS PROFESIONAL	
ESCALA :	FECHA :	DIBUJO No. 4

servir como barras de penetración y a la vez como ademe; por el interior de las barras de penetración y deslizando libremente corren las varillas interiores, metálicas y con un diámetro de 15 mm y 1 m de longitud; su función es transmitir la carga directamente a la punta del cono.

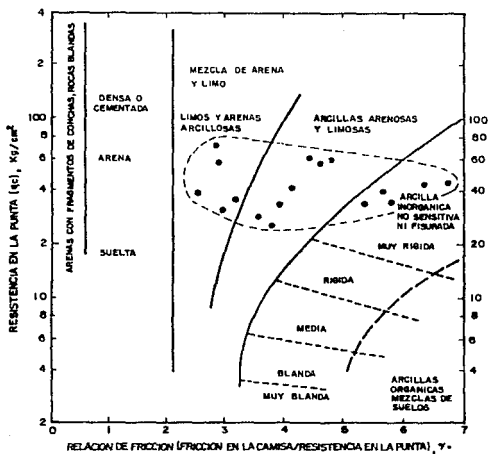
Para reducir los efectos de fricción lateral producidos a lo largo de las barras de penetración se utilizó un reductor de fricción colocado arriba del cono.

II.3.2.- PRESENTACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS.

La ejecución de los sondeos de penetración estática con cono holandés para el proyecto Dos Bocas comprendió la medición y determinación de la resistencia de punta y fricción lateral desarrolladas por la penetración del cono en el suelo. Se determinó también la variación de la relación de la fricción R_f , con la profundidad, calculada como el cociente que resulta de dividir la fricción en la camisa entre la resistencia de punta a una profundidad, expresada en por ciento.

Para la interpretación de la estratigrafía local se utilizó el dibujo # 5 en la que se tiene en las abcisas la relación de fricción R_f y en las ordenadas la resistencia de punta q_c .

En el dibujo # 6, se presentan los resultados definitivos y las correlaciones efectuadas entre los sondeos con perforadora rotaria y penetración estática. De la primera a la tercera columna se encuentran respectivamente: las profundidades exploradas, la estratigrafía y la descripción de los suelos de acuerdo al SUCS, los valores de la prueba de penetración estándar y la recuperación de las muestras obtenidas con máquina perforadora rotaria. En la cuarta columna con línea continua la resistencia de punta (q_c) y en la línea discontinua los valores de fricción en la camisa (f_s); y en la quinta columna los valores de la relación de fricción (R_f) expresada en por ciento.



GUIA PARA ESTIMAR EL TIPO DE SUELO A PARTIR DE LA RELACION DE FRICCION DEL CONO HOLANDES (CONO MECANICO DE BEGEMAN SEGUN SCHMERTMANN, 1969)

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

ESCALA :

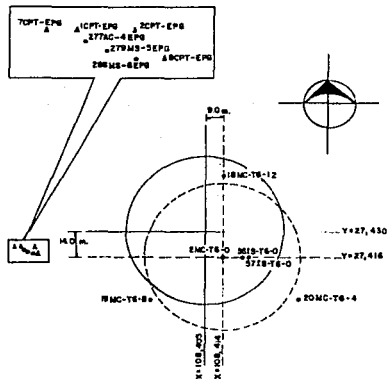
FECHA :

DIBUJO No. 3

DESCRIPCION Y CLASIFICACION SUCS	○ PENETRACION STANDARD N 10 20 30 40 Δ RECUPERACION, % 20 40 60 80	Qc, PRESION EN LA PUNTA Kg/cm ² 20 60 100 140 180 fs, FRICCION EN CANISA Kg/cm ² 1 2 3 4	RELACION DE FRICCION % 2 4 6	CONTENIDO DE AGUA, % LP wi LL □ POR CIENTO DE FINOS 20 40 60 80	PRUEBAS MECANICAS	RESULTADOS A PARTIR DE OBSERVACIONES DE CAMPO	VELOCIDAD DE DE CORTA m / seg 200
A MEDIA CAPE LIMOSA SUBREDONDEADA (SM) Y MEDIA GRIS POCO LI- SA SUBREDONDEADA A SUE- LO UNIFORME TAMAÑO MM. SP=U1						$C_c = 0.133$ A $0.193 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $H = 1500 \text{ cm}$ $\Delta H = 29 \text{ cm}$ $\frac{\Delta H}{H} = 0.019$	
CONSISTENCIA INICIAL BLAN- CO Y NOLA T.P. MEDIA (CH) GRIS POCO LIMOSA SUB- REDONDEADA UNIF- ORME TAMAÑO 0.4 mm. (SP=U MINA DE ARCILLA (CH)						$C_c = 0.623$ A $0.940 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $C_u = 12$ A $27 \frac{\text{mm}^2}{\text{min}}$ $H = 530$ $\Delta H = 40.0$ $\frac{\Delta H}{H} = -0.075$	
CONSISTENCIA INICIAL MEDIA A ALTA PRES GRIS ARCILLOSA SUB- REDONDEADA (SC)						$C_c = 0.076$ A $0.269 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $C_u = 67$ A 14.9 $H = 1400 \text{ cm}$ $\Delta H = 11 \text{ cm}$ $\frac{\Delta H}{H} = -0.0078$	
GRIS POCO ARCILLOSA SUBREDONDEADA UNIF- ORME TAMAÑO 0.4 mm. (SP=U1)						$C_c = 0.076$ A $0.269 \text{ cm}^2/\text{kg}$ $C_u = 67$ A 14.9 $H = 1400 \text{ cm}$ $\Delta H = 11 \text{ cm}$ $\frac{\Delta H}{H} = -0.0078$	
277AC-4EPG		7CPT-4EPG		277AC-4EPG	① 2MC-TV-5006	② 56IS-TV-5006	AREA TV-5006

Como puede observarse en el dibujo, se presenta una sensible correspondencia entre la variación de N y q_c con la profundidad de acuerdo a las características de los suelos encontrados. Para los sondeos que se ilustran en el dibujo, la relación q_c/N se encuentra en el intervalo de 2.0 a 4.2, correspondiendo los valores más bajos a los suelos blandos predominantemente arcillosos y los valores altos a los suelos arenosos de compacidad media. La localización de los sondeos de penetración estática con cono holandés relacionados con el tanque TV-5006, se puede observar en el dibujo # 7. Los resultados obtenidos permiten la formulación de las siguientes consideraciones:

- II.3.2.a.- La exploración mediante el cono holandés mecánico probó ser una alternativa viable para estudiar las características del subsuelo de Dos Bocas. El programa de exploración y verificación permitió establecer una correlación local entre los resultados de la prueba y el tipo de suelo detectado en el sitio.
- II.3.2.b.- El programa de sondeos de penetración estática también permitió establecer una correlación empírica con los resultados de sondeos de penetración estándar. Ambos procedimientos pueden ser de utilidad comparable para la determinación de la estratigrafía de sitios similares a Dos Bocas, dependiendo que la precisión y el número de determinaciones sean comparables también; es decir, pruebas de penetración estándar a cada 0.45 m y determinación de la resistencia de punta a cada 0.20 metros.
- II.3.2.c.- El sondeo con cono holandés es más rápido y menos costoso que un sondeo mediante penetración estándar, lo que permitió reducir sustancialmente el costo y tiempo de ejecución del programa de exploración. Sin embargo no debe perderse de vista que el uso confiable del cono, requiere en su fase inicial de la ejecución simultánea de sondeos con recuperación continua de muestras, tanto alteradas como inalteradas, para poder establecer las bases de utilización y la confiabilidad del sondeo con cono de acuerdo a las características de los suelos de cada sitio.



ESTUDIO	SONDEO	X	Y	Z
EXPLORACION BASICA	EMC-T6-0	108,414	27,418	1.03
	EMC-T6-4	108,453	27,393	1.00
	EMC-T6-8	108,373	27,393	1.03
POTENCIAL DE LICUACION	EMC-T6-12	108,414	27,461	1.31
	5613-T6-0	108,424	27,418	1.30
PROSPERACION SEISMICA	3718-T6-0	108,427	27,418	1.30
	27TAC-4-EPG	108,318	27,420	4.14
PENETRACION ESTRATA, DOND HOLLANDER	27TMS-2-EPG	108,315	27,419	4.18
	28MX-6-EPG	108,318	27,418	4.14
PENETRACION ESTRATA, DOND HOLLANDER	1OPT-EPG	108,312	27,421	
	2OPT-EPG	108,318	27,421	
	4OPT-EPG	108,300	27,421	

LOCALIZACION DE SONDEOS Y ESTUDIOS
ESPECIALES ALREDEDOR DEL TANQUE TV-5006

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA:

FECHA:

DIBUJO No. 7

II.4.- TRABAJOS DE LABORATORIO.

Como complemento a los procedimientos de exploración geotécnica de detalle llevados a cabo para el proyecto Dos Bocas, se ejecutaron una serie de programas de ensayos de laboratorio. El propósito de estos ensayos fue inicialmente identificar y agrupar los diferentes tipos de suelos recuperados con el fin de tener un conocimiento detallado de la estratigrafía del sitio. Por esta razón se llevaron a cabo una gran cantidad de ensayos índice.

A partir de los resultados obtenidos se seleccionaron muestras de buena calidad representativas de cada tipo de suelo encontrado y se programaron ensayos mecánicos normales y especializados con el fin de resolver problemas específicos planteados previamente en base al tipo de estructuras que se construirían.

Los ensayos índices que se ejecutaron fueron: contenido de agua, límites de consistencia, determinación de contenido de finos, granulometría y compresión simple. Los procedimientos empleados para la ejecución de los ensayos fueron los tradicionales. Se montó un laboratorio en el sitio del proyecto para llevar a cabo estos trabajos.

Una vez identificados los diferentes tipos de suelos existentes y visualizados los problemas potenciales de cimentación se ejecutaron un número reducido de pruebas mecánicas, estas fueron pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas Q, triaxiales consolidadas no drenadas R, y consolidaciones en las arcillas, tanto de los lentes y estratos superficiales como profundos. Por otro lado se llevaron a cabo pruebas mecánicas especializadas en las arenas, estas fueron: triaxiales consolidadas no drenadas con medición de presión de poro, con carga monotónica \bar{R} y una carga cíclica CR, en muestras inalteradas recuperadas con pistón estacionario, así como pruebas consolidadas drenadas S, pruebas \bar{R} y consolidaciones en muestras reconstituidas con diferentes compacidades relativas. En los dibujos # 13 al # 17 se muestran los resultados de estas pruebas.

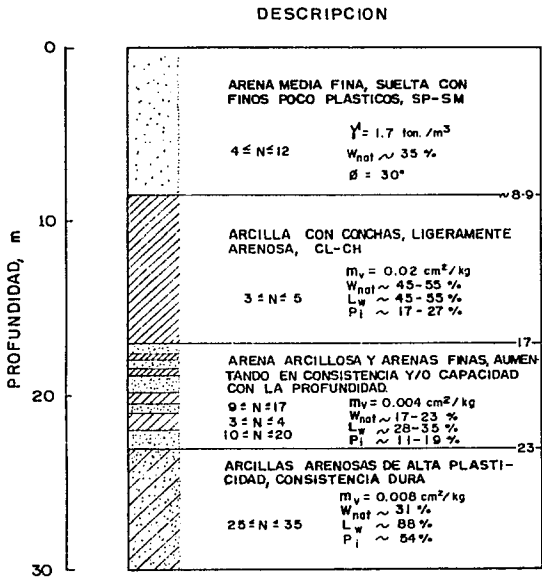
II.4.1.- POTENCIAL DE LICUACION DEL SUBSUELO DE DOS BOCAS.

La investigación geotécnica preliminar de la zona de almacenamiento acusó la presencia de las arenas finas entre 3 y 9 m de profundidad (nivel de aguas freáticas entre 1.3 y 2.2 m de profundidad), que exhibían resistencia a la penetración estándar N, entre 4 y 12 (ver dibujo # 8). Como el bajo número de golpes podría estar asociado a un estado de compacidad suelta de la secuencia de arenas finas y como el proyecto de Dos Bocas se encuentra localizado prácticamente en la zona de mayor actividad sísmica del país (ver dibujo # 9), justificadamente se razonó que en el evento de ocurrir un sismo la secuencia de arenas podría licuarse y en consecuencia, ocasionar la falla catastrófica de la cimentación de las estructuras.

Un factor adicional de preocupación lo constituía el hecho de que la arena podría ser un depósito de meandro y se sabe que el mayor número de casos de licuación ha ocurrido en depósitos aluviales relativamente recientes de arenas finas saturadas, limpias y uniformes.

Para conocer con mayor precisión las características de la secuencia de arenas, la exploración geotécnica de detalle se efectuó tomando muestras continuamente a partir de pruebas de penetración estándar realizadas prácticamente a cada 0.45 m. Con este procedimiento de exploración se determinó que en la mayor parte de los casos el bajo número de golpes estaba asociado a la presencia de lentes y estratos de arcillas blandas interestratificadas con las arenas. Sin embargo, en esta fase de la investigación también fue posible determinar que en algunas zonas, en particular en la cimentación del tanque TV-5006, efectivamente se encontraban arenas finas y uniformes para las que la combinación de esfuerzos efectivos in situ, bajo número de golpes N, baja recuperación en el muestreo y/o porcentaje de finos podría indicar cierta susceptibilidad a la licuación, como se ilustra en el perfil estratigráfico del dibujo # 10.

Analizando los resultados de penetración estándar con el auxilio de correlaciones empíricas de N, de profundidad o esfuerzo efectivo de confinamiento y compacidad relativa D_r , se estimó que la zona de mayor preocupación era efectivamente la cimentación del tanque TV-5006, ya que las arenas entre 3 y 6 m de profundidad tenía baja D_r , porcentaje de finos inferior a 5 y



ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO DE DOS BOCAS A PARTIR DE LA EXPLORACION GEOTECNICA PRELIMINAR

FACULTAD DE INGENIERIA

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

U
N
A
M

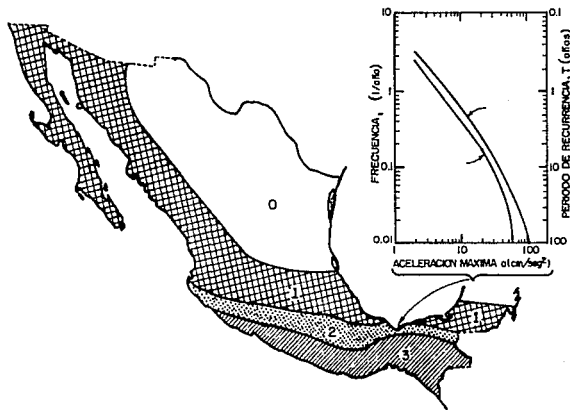
INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA :

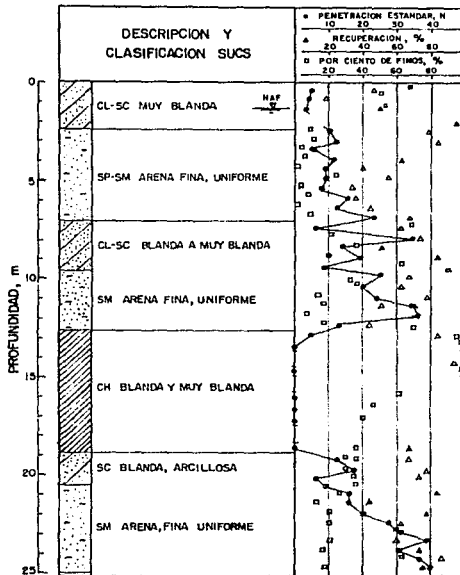
FECHA :

DIBUJO No. 8



CARACTERISTICAS DE SISMICIDAD DE LA ZONA DEL PROYECTO DOS Bocas, TAB.

FACULTAD DE INGENIERIA		
U N A M	JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA	
	INGENIERIA CIVIL	
	TESIS PROFESIONAL	
ESCALA :		FECHA:
		DIBUJO No. 9



PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO 2MC-T6-0

FACULTAD DE INGENIERIA		
U N A M	JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA	
	INGENIERIA CIVIL	
	TESIS PROFESIONAL	
ESCALA :	FECHA :	DIBUJO No. 10

habían acusado baja recuperación (ver dibujo # 11). Es decir que las arenas podían considerarse como "sueeltas" y potencialmente licuables.

Previamente al reconocimiento del problema de licuación, los resultados de la investigación geotécnica de detalle habían indicado la conveniencia de precargar la cimentación de cada tanque para eliminar o minimizar los asentamientos totales y diferenciales durante la operación de las estructuras. Para no dañar el terraplén estructural, el tratamiento o densificación de las arenas tendría que efectuarse antes de construir la precarga. De acuerdo al programa de proyecto esto no era conveniente dado el tiempo que retrasaría a la precarga.

Antes de tomar una decisión sobre si tratar o no la secuencia de arenas finas, se acordó iniciar un estudio de potencial de licuación de la cimentación del tanque TV-5006. Siendo esta cimentación la de condiciones mas desfavorables respecto a la licuación, se razonó que si los resultados del estudio no la encontraban susceptibles a licuarse, el resto de las cimentaciones tendrían una menor posibilidad de hacerlo. En esas condiciones no se requeriría densificación y se podría proseguir directamente con las precargas con el consiguiente ahorro de tiempo y recursos.

El estudio del potencial de licuación comprendía las siguientes actividades principales:

- II.4.1.1.- Obtención de las muestras inalteradas de las arenas con menor número de golpes.
- II.4.1.2.- Ejecución de un programa de pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada, con medición de poro, R, en las muestras recuperadas.

Para la obtención de las muestras, se empleó un muestreador de pistón estacionario. Cinco muestras fueron obtenidas por Proyectos Marinos S. C. (PMSC) con el asesoramiento de Geotechnical Engineers Inc. (GEI). Posteriormente, cuatro de ellas fueron transportadas con cuidados especiales al laboratorio de GEI en donde fueron sometidas al siguiente programa de pruebas diseñado por PMSC:

II.4.1.1.a.- Una serie de pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada con medición de presión de poro, \bar{R} , consolidadas anisotrópicamente con una relación de esfuerzos principales de 2, saturadas con contrapresión bajo esfuerzos efectivos iniciales de confinamiento de 1, 2 y 4 kg/cm² y con aplicación monotónica de esfuerzo desviador.

II.4.1.1.b.- Una serie de pruebas como las anteriores pero con aplicación cíclica de un esfuerzo desviador, CR. La relación del esfuerzo desviador cíclico al esfuerzo efectivo inicial de confinamiento se fijó en 0.20; esta relación equivale a un sismo con una aceleración de 0.1g.

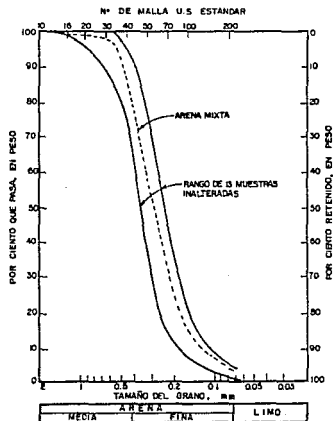
NOTA: Las condiciones de prueba se eligieron para cubrir el intervalo de esfuerzos producidos por el tanque y además para propiciar el desarrollo de una respuesta francamente contráctil de las muestras ensayadas, en el caso de que esta fuera su respuesta característica.

II.4.1.1.c.- Una serie de pruebas índice complementarias.

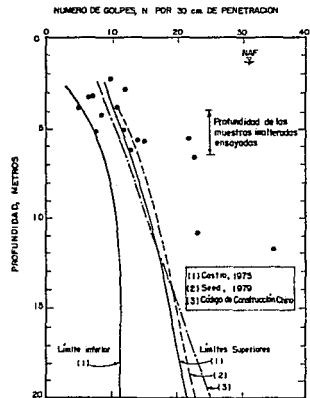
Posteriormente, de acuerdo al número de muestras obtenidas susceptibles de ensayar, así como los resultados iniciales del programa de laboratorio, se modificó el alcance del programa para incluir una serie de pruebas \bar{R} y otra de pruebas de compresión triaxial consolidada-drenada, S, en muestras reconstituidas, para complementar el marco de referencia de la respuesta mecánica de la arena

Más adelante se propuso realizar pruebas \bar{R} en los especímenes previamente sometidos a prueba CR que exhibieran una respuesta dilatante. También se agregó una serie de pruebas de compresión unidimensional en muestras reconstituidas para estimar la compresibilidad de los depósitos in situ.

El análisis para evaluar, de acuerdo a criterios empíricos, la susceptibilidad a licuación del área de Dos Bocas, confirmó las condiciones desfavorables de la cimentación del tanque TV-5006, que fue la estudiada. Los resultados más relevantes se ilustran en el dibujo # 12.



Dib. 11.- CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS DE LA ARENA DE DOS BOCAS



Dib. 12.- CRITERIOS EMPÍRICOS DE POTENCIAL DE LICUACION PARA EL SUBSUELO DEL TANQUE TV-5006 PROYECTO DOS BOCAS, TAB

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA:

FECHA:

DIBUJO No. 11 Y 12

A continuación se presentan los resultados más relevantes del programa de laboratorio. Con base en estos resultados se decidió no tratar las cimentaciones, ya que la arena de Dos Bocas tiene un potencial de licuación nulo.

II.4.2.- DESCRIPCION GENERAL DE LA ARENA DE DOS BOCAS.

Las arenas ensayadas son limpias y uniformes con un rango de porcentaje de finos de 0.4% a 3.2% y de D_{50} de 0.23 mm a 0.36 mm obtenidos de un total de 13 granulometrías. El rango de curvas granulométricas se presenta en el dibujo # 11. Aun cuando la granulometría promedio es similar para todas las muestras y la arena es de granulometría uniforme, se puede distinguir una estratificación bien definida en prácticamente todas las muestras. Los granos de la arena son angulares a sub-angulares y son principalmente cuarzo con algunos feldespatos y 5% a 15% de minerales oscuros. La gravedad específica determinada en dos muestras resultó ser 2.70 y 2.72. Las relaciones de vacíos promedio de las secciones de muestras inalteradas variaron entre 0.75 y 0.86.

Cuatro de las secciones de las muestras inalteradas fueron combinadas formando una arena designada como arena mixta. La arena mixta tiene una relación de vacíos máxima y mínima de 1.00 y 0.64 respectivamente. Debido a la estratificación, los valores de relación de vacíos de las cuatro secciones no son directamente comparables a las relaciones de vacíos límite de la mezcla para cálculos de compacidad relativa.

Tres ensayos de consolidación unidimensional fueron hechos en la arena mixta preparada con tres diferentes compacidades relativas. Las curvas de compresibilidad se muestran en el dibujo # 17.

Una serie de cuatro ensayos triaxiales drenados, S, se hicieron usando la arena mixta para determinar el ángulo de fricción interna de la arena para dos valores de presión de confinamiento. Los resultados de estos ensayos se presentan en el dibujo # 15 por medio de gráficas de esfuerzo desviador y deformación volumétrica contra deformación axial. También en el

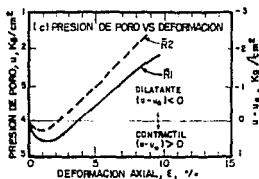
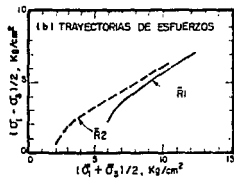
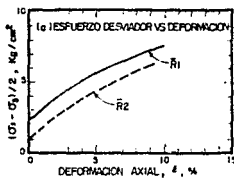
mismo dibujo se presentan las envolventes de Mohr indicando una línea recta discontinua con ángulo de fricción de 30° para la arena suelta y una curva envolvente para la arena densa con ángulos de fricción de 42° para $\sigma_{3c} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ y de 37° para $\sigma_{3c} = 4.0 \text{ kg/cm}^2$.

II.4.3.- PRUEBAS \bar{R} EN MUESTRAS INALTERADAS.

Los resultados típicos y más relevantes se ilustran en el dibujo # 13. El diagrama superior, a la izquierda, presenta las curvas esfuerzo-deformación axial. Complementariamente, a la derecha se presentan sus trayectorias de esfuerzos y en el diagrama inferior de la izquierda se muestran los cambios de presión de poro versus deformación axial. Como puede observarse en la figura, las curvas esfuerzo-deformación indican un incremento de resistencia con la deformación hasta que se llegó al límite del equipo de prueba. Esta gran resistencia corresponde a incrementos de esfuerzos efectivos asociados a decrementos de presión de poro, a su vez causados por la tendencia de la dilatación de los especímenes. La respuesta dilatante observada corresponde a arenas que no se pueden licuar.

II.4.4.- PRUEBAS $\overline{CR-R}$ EN MUESTRAS INALTERADAS.

Durante la carga cíclica ninguna probeta acusó incrementos importantes de presión de poro y sus deformaciones acumuladas fueron inferiores a 0.12%, indicando una gran rigidez y dilatación. Posteriormente y sin modificar la presión de poro inducida por la carga cíclica, al aplicar la carga monotónica se observó una respuesta dilatante similar a la obtenida en pruebas \bar{R} , como se ilustra en el dibujo # 14. Los resultados de las series de pruebas anteriores indicaron potencial de licuación nulo para la arena de Dos Bocas, aun en el evento de ocurrir un sismo de 0.1g.



Prueba	AL INICIAR PRUEBA			
	e_s	σ'_s	σ'_1/σ'_s	u_s
R1	0.780	4.0	2.0	4.0
R2	0.800	1.5	2.0	4.0

PROF. MUESTRA: 3.20 m
NUMERO DE GOLPES: 8

PRUEBAS \bar{R} EN MUESTRAS INALTERADAS DE ARENA DE DOS BOCAS

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

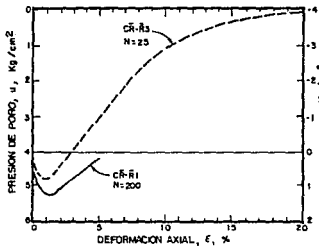
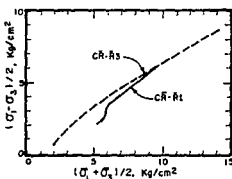
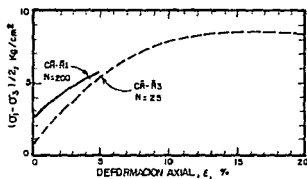
INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA:

FECHA:

DIBUJO No. 13



FASE CICLICA			
Prueba	$\% \epsilon_c$	σ_3^c Kg/cm ²	$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ Kg/cm ²
CR-R1	0.777	4.0	0.8
CR-R3	0.776	1.5	0.3

FASE MONOTONICA			
Prueba	$\sigma_1 - \sigma_3$	ϵ	Δu
		%	Kg/cm ²
CR-R1	11.7	3.0	0.2
CR-R3	17.0	16.2	-4.3

PRUEBAS CR-R EN MUESTRAS INALTERADAS DE ARENA DE DOS BOCAS

FACULTAD DE INGENIERIA	
U N A M	JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA
	INGENIERIA CIVIL
	TESIS PROFESIONAL
ESCALA :	FECHA: DIBUJO No. 14

II.4.5.- PRUEBAS S Y \bar{R} EN MUESTRAS RECONSTITUIDAS.

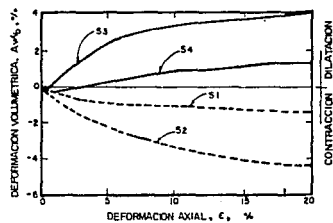
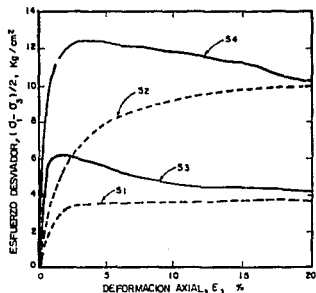
Los resultados de 4 pruebas S se presentan en el dibujo # 15. Dos especímenes fueron preparados en estado "suelto" con D_r en el rango de 23 a 29% y dos en estado compacto con D_r en el rango de 70 a 72%. Las muestras se ensayaron bajo esfuerzos efectivos de confinamiento de 1.5 y 4.0 kg/cm² para obtener todo el rango de respuestas. Como es de esperarse la resistencia máxima de los especímenes compactos es mayor a la de los sueltos, aunque de acuerdo al postulado de relación de vacíos crítica de Casagrande la resistencia residual tiende a ser la misma para grandes deformaciones. La tendencia a alcanzar la relación de vacíos crítica puede apreciarse en los diagramas de la izquierda. En el diagrama superior la resistencia tiende a alcanzar el mismo valor, mientras en el diagrama puede observarse que al mismo tiempo se aproxima a una condición de volumen constante. Puede también apreciarse que el espécimen mas contráctil es aquel con menor compacidad sometido al máximo esfuerzo de confinamiento; como lo ilustra la curva $\Delta v/v$ versus e correspondiente a la prueba S2. Este tipo de especímenes sería el único susceptible de experimentar licuación si se impide el drenaje y el cambio volumétrico.

En el dibujo # 16 se presentan los resultados que ilustran el rango de respuestas en pruebas \bar{R} para especímenes altamente contráctiles de baja compacidad relativa o en estado "suelto" que se licuaron (prueba \bar{R} 10) y para especímenes dilatantes o compactos, que no se licuaron (prueba \bar{R} 7). En particular debe observarse que las trayectorias de esfuerzo de pruebas \bar{R} y CR-R en muestras inalteradas en los dibujos 13 y 14, son similares a la observada para la prueba \bar{R} 7 en el dibujo # 16 en la que la respuesta fue francamente dilatante.

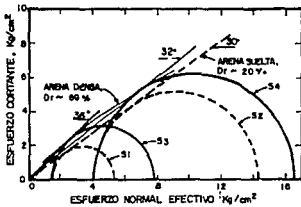
Una forma de visualizar el nulo potencial de licuación de la arena de Dos Bocas se presenta en el dibujo # 17 en la que se han dibujado los resultados obtenidos en la investigación en un diagrama de estado, e ó D_r versus σ_3 . Los elementos más relevantes del dibujo son:

II.4.5.a.- La línea e_f marca prácticamente la frontera entre los suelos que pueden experimentar licuación, arriba y/o a la derecha de la línea, y aquellos cuya susceptibilidad es nula localizados abajo y/o a la izquierda de la misma línea.

- II.4.5.b.- Los puntos correspondientes a las pruebas \bar{R} en muestras reconstituidas que exhibieron dilatancia, se encuentran todos debajo de la línea e_f . Por medio de las flechas se trata de representar que el espécimen seguía dilatándose en el momento de alcanzar el límite del equipo.
- II.4.5.c.- Los puntos correspondientes a las pruebas \bar{R} y $\bar{C}\bar{R}$ también se localizan en la zona no licuable, por debajo de la línea e_f . En particular, la región que representa las combinaciones e y $\bar{\sigma}_3$ correspondientes al tanque en operación, también caen por debajo de la línea e_f .
- II.4.5.d.- Aunque el criterio de compacidad relativa no es aplicable al caso de suelos estratificados, en el caso de aplicarlo para las arenas de Dos Bocas con base en resultados obtenidos en muestras reconstituidas, se encontraría que para D_r mayor que 40% no ocurriría licuación.



PRUEBAS S EN MUESTRAS
RECONSTITUIDAS DE ARENA
DE DOS BOCAS



PRUEBA	σ_c	σ_{1c}	$\sigma_3 c$ Kg/cm ²	$1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$ Kg/cm ²	ϵ_p %	ϵ_v %
S-1	0.920	23	1.5	3.7	10.0	-1.3
S-2	0.890	20	4.0	10.2	19.8	-4.4
S-3	0.748	70	1.5	6.1	1.6	0.6
S-4	0.742	72	4.0	12.4	4.0	0.1

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDONA

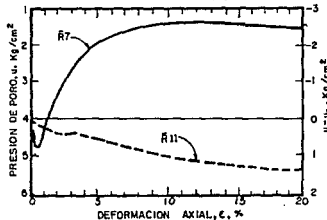
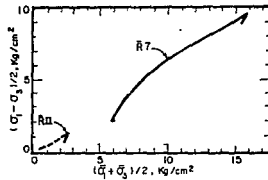
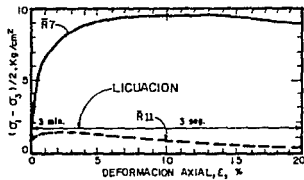
INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA:

FECHA:

DIBUJO No. 15



Prueba	AL INICIAR PRUEBA			
	e_c	\bar{e}_c	$\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_c$	u_c
R7	0.743	4.0	2.0	4.0
R11	0.913	1.5	2.0	4.0

PRUEBAS R EN MUESTRAS RECONSTITUIDAS DE ARENA DE DOS BOCAS

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

ESCALA:

FECHA:

DIBUJO No. 16

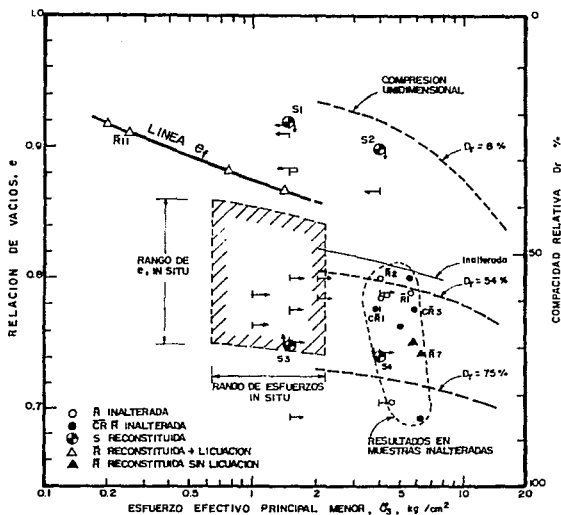


DIAGRAMA DE ESTADO PARA LA ARENA DE DOS BOCAS

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA:

FECHA:

DIBUJO No. 17

CAPITULO III

ANALISIS DE LOS ESTADOS LIMITES DE SERVICIO Y DE FALLA

III.- ANALISIS DE LOS ESTADOS LIMITES DE SERVICIO Y DE FALLA.

En las Normas Técnicas Complementarias del D.D.F. para diseño y construcciones solicita que se verifiquen la seguridad de las cimentaciones ante estados límite de falla que consiste en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño.

Asimismo, es necesario la revisión de la cimentación ante estados límite de servicio lo cual se revisan las deformaciones que sufrirá la estructura contra los límites de diseño a los indicados en la Tabla II de las mismas normas (ver Tabla III.A de este trabajo).

III.1.- ACCIONES DE DISEÑO.

De acuerdo con el Artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones refiriéndose al primer tipo de combinación, son las acciones permanentes más las acciones variables (Art. 186) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

TABLA III.A

**LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES
ORIGINADOS EN LA CIMENTACION***

a).- Movimientos verticales (hundimiento o asensión)

Concepto	Limite
Valor medio en el predio	Construcciones aisladas 30 cm**
	Asentamiento Construcciones colindantes 15 cm
Velocidad del componente diferido	Emisión Construcciones colindantes 10 cm**
	1 cm/sem

b).- Inclinación media

Tipo de daño	Limite	Observaciones
Inclinación visible	100/1000h) por ciento	altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de gruas viajeras	0.3 por ciento	

c).- Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinos

Tipo de estructura	Variable que se limita	Limite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001
Paneles aislados o muros con acabados poco sensibles, como escayotería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son solo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.

** En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

III.2.- FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA.

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el Artículo 194, Cap. III, Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

III.2.a.- $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III, y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

III.2.b.- $F_R = 0.70(1-s/2)$, en donde "s" es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.

III.2.c.- $F_R = 0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

III.3.- ESTADOS LIMITE DE FALLA.

Para cimentaciones superficiales desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las combinaciones posibles de acciones verticales. Para el suelo de apoyo de la cimentación de los tanques se considerará puramente friccionante:

$$\Sigma QF_C/A < [\bar{P}_V(N_q-1) + \gamma BN\gamma/2]F_R + P_V \quad (I)$$

donde:

ΣQF_C .- Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A.- Area del cimiento en m^2 .

P_V .- Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo en t/m^2 .

\bar{P}_V .- Presión vertical efectiva a la misma profundidad en t/m^2 .

γ .- Peso volumétrico del suelo en t/m^3 .

B.- Ancho de la cimentación en m.

N_q .- Coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp(\pi \tan\phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (II)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se definirá posteriormente.
El coeficiente N_q se multiplicará por $[1 + (B/L)\tan\phi]$ para cimientos rectangulares y por $(1 + \tan\phi)$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_f .- Coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_f = 2(N_q + 1)\tan\phi \quad (\text{III})$$

El coeficiente N_f se multiplicará por $[1 - 0.4(B/L)]$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados

F_R .- Factor de resistencia especificado en el inciso III.2 de este trabajo.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

III.3.a.- El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan(\alpha \tan\phi^*) \quad (\text{IV})$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70%, el coeficiente α será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

III.3.b.- En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia "e" del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

III.3.1.- CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

Se calculará la capacidad de carga considerando que el N.A.F. está por debajo del nivel de desplante del anillo de cimentación utilizando la expresión (I). De acuerdo a los siguientes datos se tiene que:

$$\begin{aligned} \Sigma QF_c/A &= 21 \text{ ton/m}^2 & \alpha &= 0.67 \text{ como } D_r < 70\% \\ \phi &= 30^\circ & B &= 1 \text{ m} \\ \bar{P}_v &= P_v = 1.7 \text{ ton/m}^2 & F_R &= 0.70 \end{aligned}$$

Sustituyendo valores en (IV):

$$\phi = \text{Ang tan } (0.67 \tan 30^\circ)$$

$$\phi = 21.15^\circ$$

De la expresión (II) se obtiene N_q :

$$N_q = \exp(\pi \tan 21.15^\circ) \tan^2(45^\circ + 21.15^\circ/2)$$

$$N_q = 7.18$$

como es zapata circular este valor se multiplicará por el término $(1 + \tan\phi)$, el cual se hace referencia anteriormente; por lo tanto:

$$N_q = 7.18 (1 + \tan 21.15^\circ)$$

$$N_q = 9.96$$

Para la obtención de N_p se utiliza la expresión (III) y de acuerdo con el Reglamento para cimientos circulares se afectará este valor por 0.6, por lo que:

$$N_p = 0.6 [2(9.96 + 1)\tan 21.15^\circ]$$

$$N_p = 5.09$$

Sustituyendo los valores calculados en la expresión (I):

$$\Sigma Q_C/A < [1.70(9.96 - 1) + 1.70(1)(5.09)/2](0.7) + 1.70$$

$$21 \text{ ton/m}^2 > 15.39 \text{ ton/m}^2$$

por lo tanto, como el primer miembro de la desigualdad es mayor que el segundo, la cimentación propuesta no pasa por capacidad de carga, en otras palabras la cimentación no es aceptada por la primera condición del estado límite de falla.

III.4.- ESTADOS LIMITE DE SERVICIO.

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] H_0 \quad 6$$

$$\Delta H = m_V \sigma_z H_0 \quad (V)$$

donde:

ΔH .- Asentamiento de un estrato de espesor H.

e_0 .- Relación de vacíos inicial.

Δe .- Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical σ_z inducido a la profundidad "z" por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

H_0 .- Espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical σ_z inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura. Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

III.4.1.- ASENTAMIENTO INSTANTANEO POR COMPRESION

Debido a los incrementos de carga de 15 Ton/m² y utilizando los módulos de deformación determinados a partir de las pruebas de laboratorio y de campo, se calculó con el uso de la teoría de la elasticidad el asentamiento instantáneo aplicando la expresión:

$$\delta = [\pi(1 - \nu^2)R \cdot q]/2E \quad (VI)$$

Utilizando el dibujo #6 y sustituyendo datos para calcular E con la expresión :

$$E = 2G(1 - \nu)$$

$$E = 2(3,125)(1 - 0.25)$$

$$E = 4,687.50 \text{ ton/m}^2$$

sustituyendo este valor en la expresión (VI):

$$\delta = [\pi(1 - 0.25^2)(1)(15)]/2(4,687.50)$$

por lo que el asentamiento instantáneo es de:

$$\delta = 0.47 \text{ cm}$$

III.4.2.- ASENTAMIENTO DIFERIDO O COMPRESION A LARGO PLAZO.

Se calculó el asentamiento diferido para el tanque TV-5006, considerando los resultados de la prueba de consolidación para un incremento neto de carga de 15 Ton/m² (w), obteniéndose un hundimiento a largo plazo calculado aplicando la Teoría de Boussinesq:

$$\sigma_z = w \cdot w_0$$

donde w_0 se obtuvo del ANEXO II-e del tomo II del libro de Mecánica de Suelos de Juárez Badillo. EL radio del tanque es de 42.672 m por lo que para:

z(m)	r/z	w ₀	σ _z (kg/cm ²)	Ho(cm)	m _v	ΔH(cm)
13	3.28	0.9752	1.463	800	0.02	23.40
20	2.13	0.9232	1.385	600	0.004	3.32
26.50	1.61	0.8531	1.279	700	0.008	7.17
					SUMA	33.89

obteniéndose un hundimiento a largo plazo de:

$$\Sigma \Delta H = 33.89 \text{ cm}$$

III.4.3.- ASENTAMIENTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

El asentamiento total de la estructura será la suma de los asentamientos por compresión instantánea y por compresión a largo plazo es decir:

$$\delta_t = \delta + \Sigma \Delta H$$

sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, se tiene que:

$$\delta_t = 0.47 + 33.89$$

$$\delta_t = 34.36 \text{ cm}$$

el cual resulta mayor que el hundimiento permisible de 30 cm para cimentaciones circulares.

Se puede concluir que debido a la falta de capacidad del suelo para resistir el peso del tanque cuando éste se encuentre en operación y que los hundimientos calculados rebazan a los permisibles, se optó por mejorar el subsuelo.

CAPITULO IV

MEJORAMIENTO DE SUELOS

IV.- MEJORAMIENTO DE SUELOS.

El mejoramiento masivo de suelos puede lograrse con varios procedimientos, uno de los más usuales es la precarga. Se designa como "precarga" al sistema de aplicar carga a los suelos de cimentación, previas a las cargas normales de operación de las estructuras en proyecto, teniendo como objetivo incrementar la resistencia de los suelos blandos o sueltos y disminuir su compresibilidad cuando las estructuras definitivas se encuentren en operación.

Las precargas usuales en la práctica del mejoramiento de suelos son: con tierra a base de terraplenes o plataformas; usar la estructura y su carga de operación en aplicación controlada; la prueba hidrostática de recipientes y el abatimiento del nivel de aguas freáticas en el sitio de proyecto, para incrementar los esfuerzos efectivos, al reducir la presión de poro.

La experiencia más frecuente manifestada en la aplicación de precarga en México, es la tierra, por su facilidad de ejecución, el menor de riesgo de fallas de estabilidad, las pocas consecuencias de los asentamientos producidos, el uso del material en las obras programadas y la omisión de una etapa de nivelado para desplante de grandes tanques de almacenamiento en la industria del petróleo. Las desventajas de este procedimiento son las de requerir una mayor área de trabajo en algunos casos en los que no se usa el material con el que se formó la precarga, un mayor costo.

Las precargas con tierra son un proceso constructivo desarrollado a base de terraplenes o plataformas en las áreas en donde se pretende mejorar los suelos de cimentación. En la planeación de los mismos debe elegirse un banco de la región que cuantitativamente proporcione el volumen requerido y sus materiales sean de la calidad establecida por las normas de terracerías. La geometría de la plataforma o terraplén es una función de la proyección en planta de la estructura por cimentar; de la homogeneidad en cuanto a secuencia, espesor y propiedades mecánicas de los suelos y de las limitaciones de asentamientos diferencial de la estructura en proyecto. Su altura dependerá de

los pesos específicos previstos para el material que constituye el terraplén o plataforma, de manera de proporcionar una precarga como la establecida en las predicciones de estabilidad y de normas por cumplir.

En la mayoría de las experiencias de precargas en México, éstas se proyectan en dos etapas, la primera, la constituye un terraplén estructural construido con las especificaciones propias a su fin previendo que al mismo incrementa el factor de seguridad a la falla general o locales de la estructura en proyecto; la siguiente etapa es propiamente la precarga que por facilidad y economía se forman con los suelos colocados al volteo y bandeados hasta la elevación máxima prevista (ver Dib. # 21).

En la explotación de bancos para obtener los materiales con que formar el terraplén, se utilizan los equipos apropiados para el corte, carga y acarreo; los bancos utilizados han sido preferentemente de suelos granulares limpios, por lo que en la explotación el equipo usual es el traxcavo en el corte y carga de los vehículos de transporte, camiones de volteo o "iucles" para bancos arenosos arriba del nivel de aguas freáticas. Para bancos abajo del nivel de aguas freáticas se usa la draga de arrastre hasta profundidades limitadas a -3.00 m y la de succión después de esta profundidad, estibando el material de tal forma que permita su drenaje y su posterior colocación en los terraplenes de precarga, el acarreo ha sido por los mismos medios expresados en el procedimiento anterior.

La formación de los terraplenes de precarga se inicia con el saneamiento del área de desplante de los mismos hasta profundidades variables de 0.50 m a 3.00 m, con objeto de eliminar los suelos superficiales contaminados en materia orgánica, procedimiento que se desarrolla a base de bulldozer o draga de arrastre.

Una vez definido el nivel de desplante se inicia el tendido en capas del material para formar el terraplén estructural, compactándose en atención a las normas o especificaciones generadas para el mismo con duopactor o rodillos neumáticos vibratorios, hasta llegar a la elevación requerida, considerando una sobre elevación que cubra los asentamientos

esperados en la precarga, a partir de ésta se realiza propiamente la precarga con material colocado a volteo, bandeado con tractor. Se ha intentado formar rellenos hidráulicos depositando directamente el producto de excavación de la draga de succión, sin embargo se ha eliminado el procedimiento por inapropiado, dada su estructura y su gran contenido de agua

IV.1.- ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

Las especificaciones para el diseño de la cimentación de los tanques de almacenamiento se resumen en la Tabla IV.1. Como puede observarse en la tabla, el diseño de la cimentación requiere del análisis y/o revisión de los siguientes mecanismos potenciales de falla: (1) asentamientos totales y diferenciales, (2) estabilidad general y local durante la construcción, prueba hidrostática y operación, (3) capacidad de carga, (4) flujo plástico radial y (5) punzonamiento. El mayor número de estos análisis están contenidos en la norma PEMEX 2.214.01. Como puede observarse la restricción más importante se refiere al asentamiento diferencial máximo permisible en el perímetro del tanque, que debe ser inferior a 0.001 cm/cm o 0.1% de la distorsión entre dos puntos del perímetro. Un asentamiento diferencial superior a este valor puede impedir el funcionamiento de la cubierta flotante al modificar la forma cilíndrica de la pared del tanque. El segundo mecanismo en la importancia es la estabilidad de la cimentación durante la construcción y el primer llenado. Esto es particularmente significativo cuando la cimentación está constituida por suelos blandos de alta sensibilidad y cuyas características de resistencia en condiciones no drenadas requieren especial atención para evitar una falla por rotación o deslizamiento durante la operación y/o tratamiento previo.

IV.2.- CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO ANTES DEL TRATAMIENTO

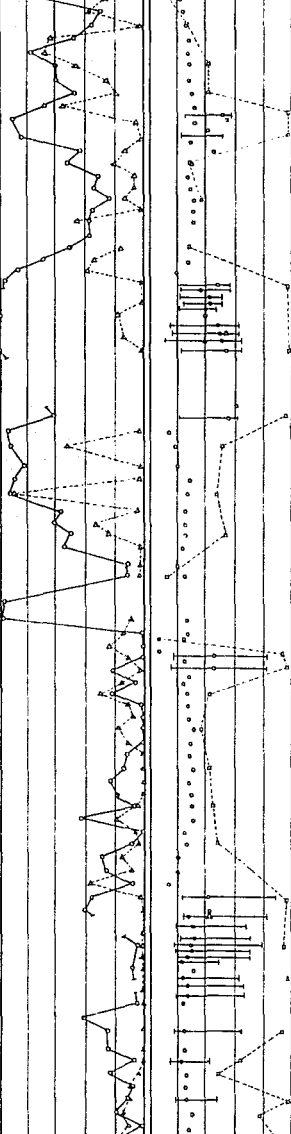
Para determinar las condiciones del subsuelo se efectuaron 7 sondeos del tipo mixto continuo (MC) en cada tanque. El primero se ejecutó en el centro hasta 50 m de profundidad y posteriormente 6 en el perímetro hasta una profundidad de 35 m.

En el dibujo # 18 se presenta el perfil estratigráfico correspondiente al sondeo 4MC-T1-0, efectuado en el centro del tanque TV-5001. Como puede observarse en el perfil se obtuvieron muestras alteradas con tubo partido a cada 0.50 m, haciéndose la determinación de la resistencia a la penetración estándar con la misma frecuencia. Las muestras fueron identificadas visual y manualmente clasificándose de acuerdo al SUCS; posteriormente fueron protegidas y enviadas al laboratorio. Las muestras inalteradas de arcillas y estratos relativamente cohesivos se obtuvieron mediante tubo de pared delgada tipo Shelby de 3 a 4 pulgadas de diámetro, hincado a presión. Para muestrear arenas finas prácticamente limpias hasta 10 m de profundidad se emplearon tubos de pared delgada, tratados y rectificadas hasta una relación de claros interiores de 0.5 y 1.0% de 3 pulgadas de diámetro, accionados por un cabezal de pistón estacionario.

Este procedimiento continuo de penetración y muestreo permitió detectar detalles de la estratigrafía, tales como la presencia de lentes y estratos de arcillas blandas intercaladas con los depósitos arenosos superficiales localizados entre 5 y 11 m de profundidad, de gran importancia para la selección de los posibles mecanismos de falla en los análisis límite de estabilidad. También permitió acotar los estratos de arenas limpias que dado el número de golpes en la prueba de penetración estándar podrían ser susceptibles a experimentar licuación. Otra ventaja fue minimizar el volumen de muestreo inalterado, ya que éste representó menos del 10% del total de la perforación realizada en esta etapa.

El programa de pruebas de laboratorio permitió identificar los elementos más importantes de la respuesta mecánica del subsuelo como a continuación se describen:

5	M-6, TP	SM	ARENA FINA, GRIS LIMOSOS, CON FRAGMENTOS DE CONCHAS AISLADAS (SM)
	M-7, TP		
	M-8, TP		
	M-9, TP		
	M-10, TP		
	M-11, TP	SM	ARCILLA ARENOSA, BLANDA, (5.64 5.70m) (CL)
	M-12, TP		
	M-13, TP	SM	ARENA FINA, GRIS, LIMOSA, (SM)
	M-14, TP	CL	ARCILLA GRIS CONSISTENCIA INICIAL MEDIA, BLANDA DESPUES DEL REMOLDEO, PALLA FRAGIL, DESMORFABLE, RA RÁPIDA, TLP MEDIA, RES MEDIA (CL) (RES MEDIO DE ARENA FINA DE 1.80 S 7.70 S)
	M-15, TP		
	M-16, TP		
	M-17, TP		
	M-18, TP	SM	ARENA FINA GRIS LIMOSA CON FRAGMENTOS DE CONCHAS AISLADAS (SM)
	M-19, TP		
	M-20, TP		
	M-21, TP		
	M-22, TP		
	S/R		ARENA FINA A MEDIA GRIS, LIMOSA, CON NUMEROSAS CONCHILLAS EN LA PARTE INFERIOR (SM)
	M-23, TP	SM	
	M-24, TP		
	M-25, TP		ARENA FINA A MEDIA GRIS, LIMOSA (SM) LENTE DE CONCHAS DE 13.33 A 13.43 P.
	M-26, TP		
	M-27, TSP		
	M-28, TP	CL	ARCILLA GRIS CONSISTENCIA INICIAL Y DESPUES DEL REMOLDEO BLANDA A MEDIA, CON CONCHAS RA TULIA A LEVITA, TLP ALTA, RES MEDIA A ALTA (CH)
	M-29, TSP		
	M-30, TP		
	S/R		NO SE RECUPERO MUESTRA
	M-31, TP		
	M-32, TP	CH	TURBA FIBROSA (PT)
	M-33, TP		
	M-34, TP		
	M-35, TP	SC	ARENA FINA ARCILLOSA, GRIS RA RAPIDO, TLP BAJA, RES BAJA (SC)
	M-36, TP		
	M-37, TP		
	M-38, TP		
	M-39, TP	SM	ARENA FINA, GRIS, LIMOSA, (SM)
	M-40, TP		
	M-41, TP		
	M-42, TP		
	M-43, TP		
	S/R		
	M-44, TP	SP	ARENA FINA Y MEDIA, GRIS, POCO LIMOSA (SP-SM)
	M-45, TP	SM	GRES LAMINAR DE 15 Y 20 CM DE ANCHO, GRIS, ESTRATIFICADA CONSISTENCIA INICIAL DURA (CH)
	M-46, TP		
	M-47, TP		
	M-48, TP		
	M-49, TP	SM	ARENA MUY FINA, GRIS, LIMOSA, CON LAMINILLAS BLANCAS, CONCHAS AISLADAS (SM)
	M-50, TP		
	M-51, TP		
	M-52, TP		
	M-53, TP		
	M-54, TP		
	M-55, TP	SM	ARENA FINA, GRIS, LIMOSA, CON ABUNDANTES CONCHAS, (SM)
	M-56, TP		
	M-57, TP		
	M-58, TP		
	M-59, TP		
	M-60, TP	SM	ARENA FINA, GRIS, LIMOSA, CON FRAGMENTOS DE CONCHAS AISLADAS Y LAMINILLAS AMARILLENTAS (SM)
	M-61, TP		
	M-62, TP		
	M-63, TP	SM	ARENA FINA A MEDIA, GRIS, LIMOSA, CON GRAVILLAS Y CONCHAS AISLADAS (SM)
	M-64, TP		
	M-65, TP		
	M-66, TP		
	M-67, TP		
	M-68, TSP		
	M-69, TP	CH	ARCILLA GRIS, CON MANCHAS CAFE CLARO, CONSISTENCIA INICIAL MEDIA A DURA, BLANDA A MEDIA DESPUES DEL REMOLDEO, TLP ALTA RES ALTA A MUY ALTA (CH)
	M-70, TSP		
	M-71, TP		
	M-72, TSP		
	M-73, TP		
	S/R		
	M-74, TP		
	M-75, TP		
	M-76, TP		
	M-77, TP		
	M-78, TP		
	M-79, TP	CL	ARCILLA GRIS CONSISTENCIA INICIAL DURA, MEDIA DESPUES DEL REMOLDEO, PALLA FRAGIL, DESMORFABLE, RA RÁPIDA, TLP MEDIA (CL)
	M-80, TP		
	M-81, TP	CL	ARCILLA GRIS, CONCENTRACIONES MUY PEQUEÑAS DE ARENA FINA CONSISTENCIA INICIAL MEDIA, BLANDA DESPUES DEL REMOLDEO, RA MEDIA, TLP MEDIA (CL)



NOTACIONES EMPLEADAS EN LA DESCRIPCION E IDENTIFICACION
 RA = REACCION AL AGUADO
 TLP = TENACIDAD EN EL LÍQUIDO PLÁSTICO
 RES = RESISTENCIA EN ESTADO RECIO

LA ESCALA DE POR CIENTO DE FINOS SE PRESENTAN EN LA PARTE INFERIOR DE LA COLUMNA ANTERIOR

Wi-124

POSIBLES CAÍDOS

IV.2.1.- Las arcillas de la secuencia superior están ligeramente preconsolidadas, exhiben índices de compresión C_c en el rango de 0.7 a 0.9 y coeficientes de consolidación c_v entre el rango de 7 a 15 mm/min. En el dibujo # 19 se presentan curvas de compresibilidad representativas de los suelos de la secuencia superior.

IV.2.2.- La resistencia a la compresión sin confinar para las mismas arcillas varía de 0.25 a 1.3 kg/cm², con el mayor número de valores en el rango de 0.6 a 0.9 kg/cm². Las deformaciones a la falla varían de 4 a 2%.

IV.2.3.- Las envolventes de resistencia consolidada-no-drenada, de acuerdo a los resultados típicos mostrados en el dibujo # 20, presentan ángulos de fricción en términos de esfuerzos totales en el rango de 8.5 a 12 grados y cohesión aparente en el rango de 0.35 a 0.45 kg/cm²; las deformaciones a la resistencia máxima se observan en el rango de 2 a 5%.

IV.2.4.- El análisis de estos resultados en términos de esfuerzos efectivos, permiten estimar la posición de las curvas vectoriales y las características de generación de presión de poro para especificar los incrementos de presión de poro que podrán tolerarse en la cimentación, ya sea durante la prueba hidrostática y puesta en operación del tanque o bien durante el tratamiento previo.

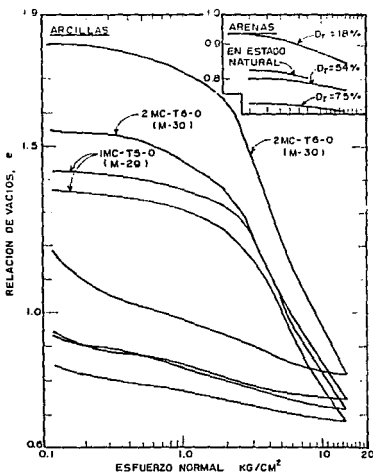
Los resultados del análisis de asentamientos que determinaron la conveniencia de precargar la cimentación del tanque TV-5001 se presentan en la Tabla IV.2. Los asentamientos que ocurrirían en el caso de no tratar la cimentación serían del orden de 60 cm en el centro, 30 cm en el perímetro y 0.006 cm/cm a lo largo del diámetro del tanque; todos estos, superiores a los permisibles. Para reducirlos a valores tolerables, simultáneamente con el diseño de la precarga se inició el análisis de otras alternativas de tratamiento en previsión de que la precarga resultara inaplicable o inefectiva. Cabe señalar que los cálculos de asentamientos presentados en el capítulo III son para el tanque TV-5006.

Dado el tiempo disponible para tomar e implementar decisiones respecto al tratamiento, se formularon hipótesis de trabajo respecto a la estratigrafía, propiedades mecánicas y respuesta del subsuelo, como a continuación se resumen brevemente:

IV.2.a.- La mayor contribución a los asentamientos provendría de la compresión de los suelos arcillosos de la secuencia superior. Los estratos arenosos contribuirían en menor grado.

IV.2.b.- El período de tratamiento estaría condicionado a la velocidad de consolidación del estrato arcillosos de mayor potencia, dependiente de espesor y sus condiciones de drenaje en la frontera. De acuerdo a los perfiles estratigráficos de cada tanque y utilizando un C_v de 10 mm/min se estimó que el 90% de consolidación se lograría en períodos de 56 y 400 días para los tanques TV-5001 y TV-5005, respectivamente. Los resultados obtenidos para el TV-5005 confirmaron la necesidad de analizar otras alternativas para, de requerirse, acelerar el tratamiento.

IV.2.c.- La rapidez de construcción de la precarga dependería de las condiciones de estabilidad de la cimentación. Los análisis realizados consideraron la estratigrafía detallada y las características de generación de presión de poro bajo esfuerzos cortantes de los suelos sensitivos de la secuencia superior. Esto se materializó en la selección de los mecanismos y superficies potenciales de falla así como en la selección del rango de las propiedades mecánicas para el análisis. Al analizar superficies potenciales de falla circulares y cuñas de deslizamiento se encontraron factores de seguridad en el rango de 1.06 a 4.16 y 1.04 a 1.75, respectivamente (ver Tabla IV.3). Las superficies de falla circulares se analizaron utilizando los métodos de Fellenius y Bishop simplificado, y las cuñas de deslizamiento mediante el método propuesto por Duncan, finalmente se consideró que la verificación del desarrollo de proceso de consolidación así como la evaluación de las condiciones de estabilidad durante el tratamiento requerirían la ejecución de un programa de instrumentación. El análisis de las observaciones también permitiría, en el caso de requerirse, aplicar medidas correctivas oportunas.



CURVAS DE COMPRESIBILIDAD-PRUEBAS
DE COMPRESION UNIDIMENSIONAL
PROYECTO DOS BOCAS

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

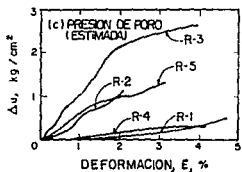
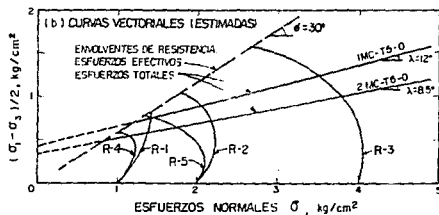
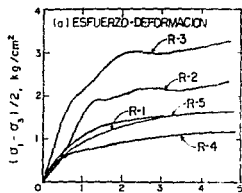
INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA :

FECHA :

DIBUJO No. 19



SONDEO	MITRA	PROF. m	L _w %	P _f %	W ₁ %	W _f %	PRUEBA	σ _c kg/cm ²	σ ₁ -σ ₃ kg/cm ²	E _f %	Δu ₁ kg/cm ²	Δ _f
1MC-T5-0	29-1	15.05-15.35	805	14.51	197	482	R-1	1.0	1.6	4.0	0.35	0.2
1MC-T5-0	29-2	15.35-15.65	618	46.8	51.0	47.5	R-2	2.0	2.2	2.1	1.10	0.5
1MC-T5-0	29-3	15.65-15.95	-	-	53.4	45.4	R-3	4.0	3.2	3.0	2.60	0.8
1MC-T5-0	30-1	14.90-15.20	-	-	48.1	45.7	R-4	1.0	1.2	4.3	0.50	0.4
2MGTS-0	30-2	15.20-15.45	736	51.0	50.1	49.6	R-5	2.0	1.6	3.0	1.35	0.8

DIAGRAMA INTEGRADO DE RESPUESTA CONSOLIDADA-NO DRENADA
DE LA ARCILLA (CH) GRIS BLANDA DEL SUBSUELO DE DOS BOCAS.

FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA :

FECHA :

DIBUJO No. 20

ANALISIS	ESPECIFICACION	OBSERVACIONES
ASENTAMIENTOS	ASENTAMIENTO TOTAL MAXIMO EN EL PERIMETRO ≤ 50 cm	NORMA PEMEX No. 2.214.01 "CIMENTACIONES DE TANQUES" (REFERENCIA 5)
	ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MAXIMO EN EL FONDO (DIAMETRAL) ≤ 5 cm en 10 m	
ESTABILIDAD	ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MAXIMO EN EL PERIMETRO ≤ 1 cm en 10 m	RECOMENDACION DEL CUERPO CONSULTORES
	FACTOR DE SEGURIDAD MINIMO CONTRA DESLIZAMIENTO EN UNA SUPERFICIE POTENCIAL DE FALLA	
	- DURANTE LA CONSTRUCCION Y/O TRATAMIENTO ≥ 1.2 - DURANTE EL PRIMER LLENADO ≥ 1.5 - DURANTE LA VIDA UTIL DEL TANQUE ≥ 1.5	
CAPACIDAD DE CARGA	FACTOR DE SEGURIDAD ≥ 3.0	ADOPTADO POR PROYECTOS MARINOS S.C.
FLUJO PLASTICO RADIAL	REVISAR QUE NO SE PRODUZCA	NORMA PEMEX No. 2.214.01 (REFERENCIA 5)
PUNZONAMIENTO	REVISAR QUE NO SE PRODUZCA	NORMA PEMEX No. 2.214.01 (REFERENCIA 5)

TABLA IV. 1 _NORMAS PARA LA CIMENTACION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO PARA EL PROYECTO DOS BOCAS .

ASENTAMIENTOS	PERMISIBLES NORMA	CALCULADOS SIN TRATAMIENTO +	CONCLUSION
TOTAL MAXIMO, CM	≤ 50	57.4 (74.0) [▲]	PRODUCIR DESARROLLO PREVIO CONSTRUCCION TANQUE PARA REDUCIR MAGNITUD DURANTE VIDA UTIL
MAXIMO PERIMETRO, CM.	≤ 30	29.2	REDUCIR MAGNITUD ACELERAR DESARROLLO
DIFERENCIAL MAXIMO DIAMETRAL FONDO, CM/CM	≤ 0.005	0.006	REDUCIR
DIFERENCIAL MAXIMO PERIMETRO, CM/CM	≤ 0.001	VARIABLE	EVITAR

+ TIEMPO ESTIMADO DESARROLLO 50 DIAS DESPUES DE TERMINADA LA CONSTRUCCION DE LA PRECARGA

▲ CALCULADOS CON ESTRATIGRAFIA DETALLADA

TABLA IV. 2 _ASENTAMIENTOS PERMISIBLES Y CALCULADOS SIN TRATAMIENTO PARA EL TANQUE TV-500 I

CONDICION	SUPERFICIE POTENCIAL DE FALLA	FACTOR DE SEGURIDAD		NUMERO DE ANALISIS	TIPO DE ANALISIS
		MINIMO	RANGO		
SIN TRATAMIENTO	CIRCULAR	1.11	1.11-1.65	3 2	FELLENIUS BISHOP
AL FINAL CONSTRUCCION TERRAPLEN DE PRECARGA	CIRCULAR CIRCULAR CUÑA	1.08	1.08-2.58	3.8	FELLENIUS
		1.10	1.10-4.18	3.8	BISHOP
		1.04	1.04-1.78	7	DUNCAN
DESPUES DE TRATAMIENTO TANQUE LLENO	CIRCULAR	1.88	1.88-2.81	3	BISHOP

TABLA IV. 3 ... RESULTADOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD ANTES Y DESPUES DEL TRATAMIENTO.

ALTERNATIVA	PROPOSITO	TIEMPO MESES	COSTO MILLONES	OBSERVACIONES
PRECARGA	PRODUCIR ASENTAMIENTOS ANTES DE CONSTRUIR ESTRUCTURA.	TV-5001: 1-2	TV-5001: 6.0	ALTURA TERRAPLEN TV-5001: 8 m
PRECARGA + DRENES DE GRAVA		TV-5005: 3-6	TV-5005: 9.6	TV 5005: 11 m
				ALTURA PUEDE MODIFICARSE POR:
	MEJORAR RESISTENCIA Y ESTABILIDAD		TV-5001: 8.2	(a) VELOCIDAD GENERACION Y DISTRIBUCION PRESION DE FONDO
PRECOMPRESION MEDIANTE BOMBEO		2.0-4.0	TV-5005: 11.8	(b) REQUERIMIENTOS PROTECTO
			9.0- 11.0	VERIFICACION FACTIBILIDAD REQUERE PRUEBA DE CAMPO: COSTO 0.5 MILLONES TIEMPO: 1.0 MESES

TABLA IV. 4 ... CARACTERISTICAS DE LAS ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION.

IV.3.- ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION.

Las principales características de las alternativas de tratamiento se resumen en la Tabla IV.4, estas fueron:

IV.3.a.- Precarga mediante un terraplén.

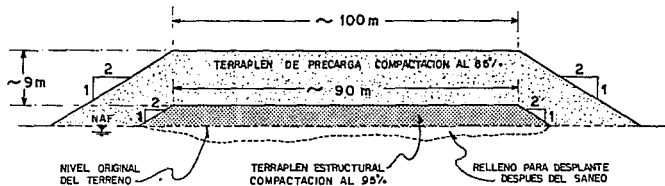
IV.3.b.- Precarga mediante terraplén más drenes de grava para acelerar la consolidación de los estratos arcillosos.

IV.3.c.- Precompresión por abatimiento del NAF, mediante bombeo, en el caso de que se requiera aumentar la seguridad de la cimentación contra una falla por deslizamiento durante el tratamiento.

Finalmente, la alternativa donde no se encontraron condiciones desfavorables resultó ser la precarga mediante terraplén

IV.4.- CARACTERISTICA DE LA PRECARGA

Las características relevantes de los terraplenes estructural y de precarga se ilustran en el dibujo # 21 y se resumen en la Tabla IV.5. Como puede observarse en el dibujo los terraplenes se construyeron en forma de cono truncado, con una corona circular de 100 m de diámetro y taludes 2:1. El material empleado en su construcción fue arena proveniente de la excavación de la dársena mediante draga de arrastre, entre la superficie del terreno y la elevación -3 m. La arena es fina y uniforme, con granos de forma subangular a subredonda y con un porcentaje de finos en el rango de 3 a 20%. Su densidad de sólidos varía entre 2.70 y 2.72. Previo a su excavación el material presenta pesos volumétricos secos cercanos a 1,400 kg/m³ y contenidos de agua en el rango de 8 a 25%. Durante la excavación el material se mezcla y aumenta su contenido a valores superiores a 30%. Después de excavado y apilado, previo a su transporte a la zona de tanques, el material experimenta un drenado substancial que nuevamente reduce su contenido de agua al rango de 8 a 11%. El peso volumétrico máximo obtenido en pruebas



CARACTERISTICAS DE LOS TERRAPLENES ESTRUCTURAL Y DE PRECARGA DEL TANQUE TV-5001

1. Saneo del suelo contaminado con materia orgánica, raíces y bulbos de palmera en un espesor de 1,50 m.
2. Terraplén estructural formado por arena producto de excavación de la órdena compactada en capas de 20 cms. al 95% de su peso volumétrico seco proctor modificada
3. Terraplén de precarga a voltee

FACULTAD DE INGENIERIA

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

U
N
A
M

INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

ESCALA:

FECHA:

DIBUJO No. 21

CONCEPTO	ESTRUCTURAL	PRECARGA	RAMPA	TOTALES
ELEVACION CORONA, M	5.10	14.60	14.60	
ELEVACION DE DESPLANTE, M	1.00	6.10	1.00	
ESPESOR APARENTE, M	4.30	8.50	12.00	
ASENTAMIENTO OBSERVADO, M	0.13	0.70		
ESPESOR CONSTRUIDO, M	4.43	9.20	13.50	
VOLUMEN COMPACTADO, M ³				
95% PROCTOR MODIFICADA	34,300			
85% PROCTOR MODIFICADA		120,300	43,000	197,600
TIEMPO DE EJECUCION				
DIAS	38.5	49.5		88.0
SEMANAS	7.0	9.0		16.0
VELOCIDAD DE CONSTRUCCION				
CM / DIA	11.5	18.6		
CM / SEMANA	63.3	102.2		
M ³ / DIA	890	2,430	870	
M ³ / SEMANA	4,897	13,370	4,780	
COSTO APROXIMADO, MILES	995	2,890	1,030	4,915

TABLA IV.5 CARACTERISTICAS DE LOS TERRAPLENES ESTRUCTURAL Y DE PRECARGA DEL TANQUE TV- 5001

de compactación tipo Próctor Modificada resulta en el rango de 1720 a 1740 kg/m³. Después de compactar el terraplén estructural a un grado de 95%, el terraplén de precarga se construyó compactando con el paso de los camiones el material depositado a volteo y ocasionalmente auxiliándose de un rodillo vibratorio de 9.2 Tons. de peso estático. De esta manera en el terraplén deprecarga se lograron pesos volumétricos equivalentes al 85% do grado de compactación.

La máxima velocidad de construcción de la precarga se especificó en 40 cm/día, lo que corresponde a un incremento de esfuerzo de 0.066 kg/cm². El criterio aplicado fue distribuir la precarga en 20 incrementos similares, teniendo en mente que en las pruebas de laboratorio se llevaron los especímenes a la falla en aproximadamente 10 a 12 incrementos de esfuerzo desviador. Bajo este ritmo de construcción se especificó un máximo incremento de presión de poro, Δu , que podría tolerarse sin que se viera afectada la estabilidad de la cimentación. Como puede observarse en la Tabla IV.5 la velocidad promedio de construcción fue inferior a 20 cm/día; los incrementos de presión de poro durante la construcción fueron despreciables.

En la misma tabla puede observarse que no obstante el volumen utilizado en la rampa, el costo de la precarga fue inferior a 5 millones de pesos. Incluyendo los trabajos de instrumentación, el costo del tratamiento resultó ligeramente superior a la cifra prevista de 6 millones de pesos, señalada en la Tabla IV.4.

IV.5.- INSTRUMENTACION.

El propósito de la instrumentación es observar la respuesta de la cimentación bajo el programa de precarga, construcción, prueba y puesta en funcionamiento del tanque. Las mediciones obtenidas tienen la finalidad de verificar el comportamiento del subsuelo y evitar el desarrollo de un comportamiento indeseable que pudiera poner en peligro la seguridad o la operación de la estructura. Los resultados del análisis de la información obtenida con la instrumentación

también permiten, en el caso de ser necesario adoptar medidas correctivas oportunas. La instrumentación instalada en los tanques TV-5001 y TV-5005 (ver Dib. # 22), consta de los siguientes elementos: piezómetros neumáticos (PN), piezómetros abiertos (PA), placas testigo superficial (TS), testigos profundos (TP), inclinómetros (I) y perfilómetros (Z).

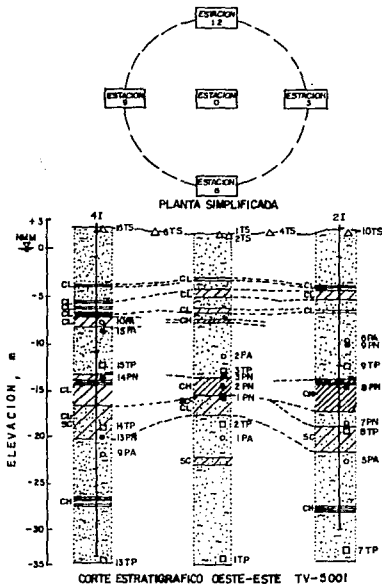
En cada estación inicialmente se colocó el testigo más profundo para verificar la estratigrafía y colocar correctamente los demás aparatos.

La observación de los piezómetros neumáticos, piezómetros abiertos y testigos superficiales se efectuó diariamente al principio del tratamiento. Posteriormente los períodos entre observaciones aumentaron gradualmente a medida que se ganaba confianza con la respuesta del subsuelo.

IV.6.- OBSERVACIONES DURANTE EL TRATAMIENTO.

Los asentamientos observados durante el tratamiento se resumen en la Tabla IV.6. Los resultados más relevantes se presentan en los Dibs. # 23 al 27.

Como puede observarse en la Tabla IV.6, para el tanque TV-5001 el asentamiento promedio hasta antes de remover la precarga era de 77 cm (89, 75 y 62 cm al centro, máximo y mínimo en el perímetro respectivamente), de los cuales 9 cm (11%) se produjeron durante la construcción del terraplén estructural y 12 cm (15%) se produjeron durante la etapa de reposo de la precarga, correspondiendo 56 cm (74%) a la fase de construcción de la precarga. La recuperación del terreno fue prácticamente nula durante la descarga. El hecho de que los valores sean ligeramente mayores a aquellos determinados antes de la remoción puede explicarse si se considera que la descarga requirió de 3 a 4 semanas y la cimentación permaneció cargada parcialmente durante ese período. Los asentamientos observados en la cimentación del tanque TV-5005 son, en general similares a los correspondientes al tanque TV-5001. En efecto, el asentamiento promedio observado



LOCALIZACION DE LA INSTRUMENTACION EN LA CIMENTACION DE TRINQUES TV-5001 Y TV-5005 PROYECTO DOS BOCAS, TAB.

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

INGENIERIA
CIVIL
TESIS
PROFESIONAL

ESCALA:

FECHA:

DIBUJO No. 22

fue de 73 cm (99, 85, y 51 cm al centro, máximo y mínimo en el perímetro respectivamente), de los cuales 22 cm (30%) se produjeron durante la construcción del terraplén estructural, 42 cm (58%) durante la construcción de la precarga y 9 cm (12%) se han producido durante el reposo de la precarga.

La evolución de los asentamientos en el centro de cada tanque se presenta en el Dib.# 23. La figura también incluye la evolución de la construcción de los terraplenes estructural y de precarga. Como puede apreciarse en la figura, la respuesta del subsuelo al tratamiento es inmediata; durante la construcción se observan velocidades de asentamiento de 1.0 y 1.4 cm/día respectivamente para los tanques TV-5001 y TV-5005. Posteriormente, durante el reposo de la precarga la velocidad de asentamiento disminuye a valores inferiores, estimándose menores a 0.1 cm/día para el TV-5001 hacia el final de la fase de reposo. Es interesante observar que la relación entre altura del terraplén h, y los asentamientos para el centro del tanque ΔH , responden a la expresión empírica:

$$\Delta H \text{ (cm)} = 7.6 h \text{ (m)}$$

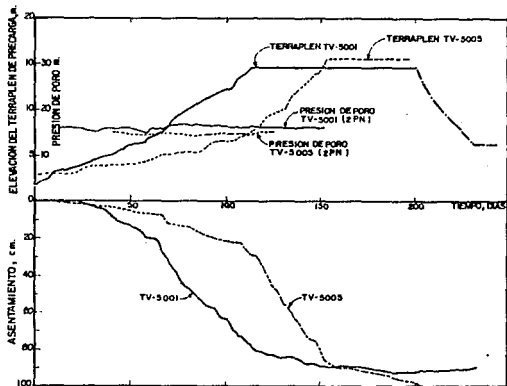
La distribución de los máximos asentamientos registrados en los testigos superficiales se presentan en el Dib.# 24. Como puede apreciarse, los asentamientos máximos se produjeron en el sector Sur del TV-5001 y en el SE del TV-5005. Es también pertinente observar que los asentamientos perimetrales son comparables (80 a 100%) a los producidos en el centro del tanque.

Como dato adicional vale la pena señalar que de acuerdo a los registros de los testigos profundos los estratos arenos-arcillosos superficiales hasta 15 m de profundidad contribuyen con 40% de los asentamientos. Una contribución similar ligeramente mayor se observa de los estratos arcillosos potentes entre 15 y 20 m de profundidad. Finalmente, menos del 15% del asentamiento es causado por la compresión de los estratos entre 20 y 35 m de profundidad.

La evolución y distribución de las presiones de poro generadas por el tratamiento se ilustran en las Dibs. # 23 y 25. En el Dib. # 23 se presenta la variación de presión de poro registrada en los piezómetros centrales (estación 0) localizados en el estrato arcilloso de mayor potencia. Como puede observarse en la figura, los incrementos de presión de poro durante la construcción del terraplén fueron despreciables. Esto indica que la consolidación del subsuelo se desarrolló rápidamente, prácticamente durante la construcción de la precarga. Esta condición favorable y benéfica, no prevista en el análisis que condujo a la decisión de tratar las cimentaciones, indica que las condiciones de drenaje de los estratos compresibles de mayor potencia fueron mejores que las supuestas para el análisis.

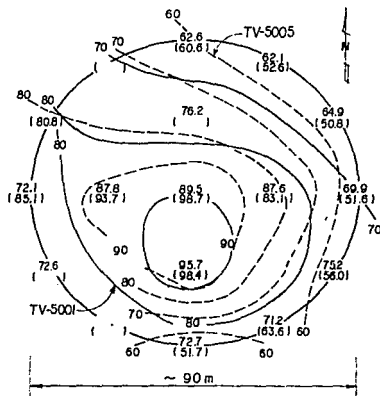
Un análisis de la variación de presión de poro con la profundidad, basado en los resultados como los ilustrados para el tanque TV-5001 en el Dib. # 25, permite concluir que el proceso fue prácticamente uniforme con la profundidad.

Los desplazamientos horizontales observados durante el tratamiento se produjeron gradualmente durante la construcción. La evolución de los desplazamientos horizontales con la profundidad para los inclinómetros 4I y 2I del tanque TV-5001 se presentan en el Dib. # 26. La variación respecto a la profundidad indica que los máximos desplazamientos se presentaron a las elevaciones en donde se localizan los estratos arcillosos blandos y compresibles, encontrándose que en la zona correspondiente al estrato profundo de arcilla se registraron desplazamientos equivalentes a distorsiones angulares inferiores al 2%. Considerando que el flujo radial del material contribuye significativamente en los desplazamientos, los resultados obtenidos indican que las deformaciones al cortante son despreciables y que en todo momento se conservaron condiciones satisfactorias de estabilidad en el subsuelo.



CURVAS DE PRECARGA, PRESION DE PORO Y ASENTAMIENTOS
PARA TANQUES TV-5001 Y TV-5003

FACULTAD DE INGENIERIA		
U N A M	JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA	
	INGENIERIA CIVIL	
TESIS PROFESIONAL		
ESCALA:	FECHA:	DIBUJO No. 23



DISTRIBUCION DE ASENTAMIENTOS OBSERVADOS
 EN LA CIMENTACION DE TANQUES TV-5001
 (Y TV-5005 EN PARENTESIS)

FACULTAD DE INGENIERIA

U
N
A
M

JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA

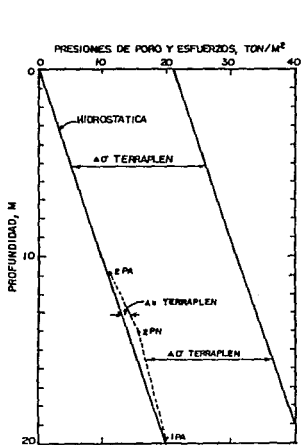
INGENIERIA
CIVIL

TESIS
PROFESIONAL

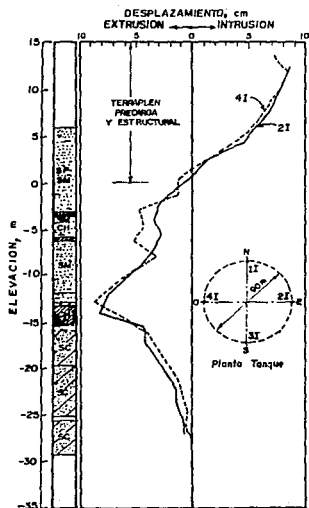
ESCALA :

FECHA :

DIBUJO No. 24



Dib. 25.— DISTRIBUCION DE PRESIONES DE PORO Y ESFUERZOS VERTICALES EN LA CIMENTACION DEL TANQUE TV-5001 INDUCIDOS POR LA PRECARGA



Dib. 26.— DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DURANTE TRATAMIENTO CIMENTACION TANQUE TV-5001

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M	JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA	
	INGENIERIA CIVIL	
	TESIS PROFESIONAL	
ESCALA :	FECHA :	DIBUJO No.25 Y 26

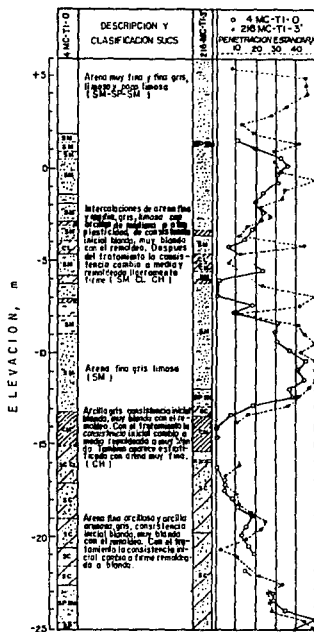
IV.7.- CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO DESPUES DEL TRATAMIENTO.

En el dibujo # 27 se presenta una comparación de los perfiles estratigráficos de los sondeos 4MC-T1-0 y 216MC-T1-3', efectuados en el tanque TV-5001 antes y después del tratamiento. La distancia entre sondeos es 18 m. Salvo por la variación de los estratos blandos intercalados entre las arenas de la secuencia superior entre las elevaciones -3.00 a -7.00 m, los perfiles guardan similitud.

En particular, se puede observar que no obstante haber sido precomprimido a 22.9 ton/m², la resistencia a la penetración estándar no acusa diferencias notables antes y después del tratamiento, a excepción del estrato potente de arcilla que se inicia en la elevación -13.20 m. Para éste, antes del tratamiento la herramienta penetró por peso propio; después del tratamiento acusó una resistencia N de 10 golpes y su consistencia se reportó de media a ligeramente firme.

Por lo que respecta a las arenas de la secuencia superior existe una ligera tendencia a obtener valores mayores después del tratamiento. Esto podría atribuirse al efecto confinante del terraplén estructural (hasta la elevación +5.4 m) y en menor grado a una "memoria" de precarga que efectuaría la estructura de los estratos, ya que los cambios en compacidad causados por la precompresión son prácticamente insignificantes. En otros dos sondeos de verificación cercanos se obtuvieron resultados similares.

Tomando en consideración las diferencias de compresibilidad y resistencia que deben esperarse en el subsuelo de acuerdo a los resultados de la observación de la respuesta durante el tratamiento, podría concluirse que para el subsuelo de Dos Bocas la prueba de penetración estándar no es la herramienta más adecuada para medir in situ los efectos del tratamiento que sería conveniente utilizar algún otro procedimiento para verificar el mejoramiento en las propiedades. En este respecto es saludable recordar que la información más útil acerca de las propiedades del subsuelo después del tratamiento está contenida en los registros piezométricos y de desplazamientos verticales superficiales (asentamientos) y profundos obtenidos durante la aplicación, reposo y remoción de la precarga.



PERFILES ESTRATIGRAFICOS ANTES Y DESPUES DEL TRATAMIENTO PARA EL TANQUE TV-5001

FACULTAD DE INGENIERIA		
U N A M	JORGE ARTURO FALCONI CORDOVA	
	INGENIERIA CIVIL	
	TESIS PROFESIONAL	
ESCALA:	FECHA:	DIBUJO No. 27

ETAPA DE CONSTRUCCION	ASENTAMIENTOS				
	PROMEDIO cm.	CENTRO cm.	MAXIMO PERIMETRO cm.	MINIMO PERIMETRO cm.	MAXIMO DIFEREN- CIAL PERIMETRO cm /cm %
AL INICIAR CONSTRUCCION PRECARGA	9 (22.1)**	14 (28)			
DURANTE CONSTRUCCION PRECARGA	56 (142)	64 (159)			
AL CONCLUIR CONSTRUCCION PRECARGA	65 (164)	78 (187)	67 (179)	55 (147)	0.0029 * (0.0065)†
DURANTE REPOSO PRECARGA	12 (9.1)**	11 (11.2)**			
AL CONCLUIR REPOSO PRECARGA	77 (73)**	80 (99)**	75 (85)**	62 (51)**	0.0025 * (0.0068)†
DESPUES REMOCION PRECARGA	79	90	75	62	

* ENTRE ESTACIONES 3 Y 4

■ OBSERVADOS HASTA EL 2 DE NOVIEMBRE 1979

+ ENTRE ESTACIONES 5 Y 6

TABLA IV.6 ASENTAMIENTOS OBSERVADOS DURANTE EL TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION TANQUES TV-5001 Y TV-5005

(NOTA: Valores del TV-5005 en parentesis)

ASENTAMIENTO	PERMISIBLE SEGUN NORMA	CALCULADOS SIN TRATAMIENTO	OBSERVADOS TRATAMIENTO	PROSABLES DESPUES TRATAMIENTO
TOTAL MAXIMO CM	± 50	57.4 (74.0)†	96	± 10
MAXIMO PERIMETRO, CM	130	20.4	75 (62 MM)	± 8
DIFERENCIAL MAXIMO PERIMETRO CM / CM	± 0.001	—	0.0025	± 0.001
DIFERENCIAL MAXIMO DIAMETRO, CM / CM	± 0.005	0.0062	0.001	± 0.005

† CALCULADOS CON ESTRATIGRAFIA DETALLADA

TABLA IV.7 ASENTAMIENTOS PERMISIBLES, OBSERVADOS Y PROBABLES EN LA CIMENTACION DEL TANQUE TV-5001

CAPITULO IV

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

V.- CONCLUSIONES.

Los resultados de las pruebas de laboratorio en muestras inalteradas y reconstituidas de las arenas de Dos Bocas indicaron que el potencial de licuación es prácticamente nulo. Todas las muestras inalteradas exhibieron una respuesta dilatante, lo opuesto a licuación. En particular, los resultados de pruebas CR-R indicaron que un sismo con una aceleración de 0.1g no produciría licuación de las arenas y que los asentamientos debidos al sismo serán insignificantes.

Puesto que la investigación se realizó en muestras recuperadas de la cimentación del tanque TV-5006 que acusó en la fase de exploración de detalle las arenas con menor número de golpes y en apariencia más susceptibles a licuación, se puede concluir que la zona estudiada del subsuelo de Dos Bocas no es susceptible de experimentar licuación y por lo tanto no requirió tratamiento de densificación.

El objetivo del tratamiento de la cimentación que consiste en precomprimir el subsuelo para eliminar asentamientos perjudiciales durante la operación de la estructura se cumplió en su fase inicial.

En la Tabla IV.7 se resumen los asentamientos permisibles, calculados y observados durante la precarga. También se incluyen los asentamientos probables después del tratamiento. En la tabla puede observarse que los asentamientos producidos por el tratamiento son superiores a los calculados. El asentamiento diferencial máximo en el perímetro es 3 a 6 veces mayor al especificado como permisible. En ambos casos, los asentamientos totales máximos en cualquier punto de la cimentación (96 y 99 cm respectivamente para los tanques TV-5001 y TV-5005) y en el perímetro (75 y 84 cm respectivamente para los tanques TV-5001 y TV-5005) son mayores a los permitidos de acuerdo a la norma PEMEX 2.214.01, de 50 y 30 cm respectivamente. Lo anterior indica que de no haberse efectuado el tratamiento el tanque habría experimentado asentamientos que impedirían su operación satisfactoria.

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

Aún a pesar de las diferencias estratigráficas en el suelo de cimentación de los tanques TV-5001 y TV-5005, en particular del espesor de los estratos arcillosos de la secuencia superior, no se observaron diferencias significativas en magnitud y desarrollo de los asentamientos experimentados bajo el tratamiento. Este resultado podría indicar que la variación estratigráfica en el depósito deltaico y estuarino de Dos Bocas no afecta significativamente a la magnitud de la compresión y al proceso de consolidación. Las mediciones efectuadas durante la precarga de otras cimentaciones tienden a corroborar esta respuesta uniforme del subsuelo.

Un resultado relevante del tratamiento es el corto tiempo que requirió la consolidación bajo la precarga, ya que ésta se desarrolló prácticamente durante la construcción. Este resultado indica que las condiciones de drenaje en las fronteras de los estratos arcillosos permitieron la disipación rápida de la presión de poro generada por la precarga, correspondiendo estas velocidades de disipación a coeficientes de consolidación de mayor magnitud que los determinados en pruebas de consolidación unidimensional.

La consolidación acelerada del subsuelo bajo el tratamiento tuvo un efecto benéfico adicional: mejorar la estabilidad de la cimentación. Este resultado fue introducido en los análisis de estabilidad adoptando para los estratos superficiales valores de resistencia cercanos a la condición drenada, y manteniendo para los estratos profundos de la secuencia superficial los valores obtenidos en pruebas consolidadas no drenadas. Esta hipótesis de variación en la resistencia se hizo por considerar que los estratos superficiales presentaban los factores de seguridad mínimos dentro del análisis. Los resultados de análisis de estabilidad del terraplén de precarga al final del tratamiento y durante el primer llenado del tanque se presentan en la Tabla IV.3. Como puede observarse, el valor mínimo encontrado (1.86) es mayor al obtenido sin tratamiento y al final de la construcción de la precarga.

En general, durante la operación de los tanques, el subsuelo de la cimentación ha experimentado ligeros movimientos debido a la acción repetida de llenado y vaciado. Estos movimientos corresponden al comportamiento elástico de los

estratos superficiales de arenas-arenas limosas que constituyen el desplante superficial de los tanques, que al recibir una carga rápida la asimilan y al descargarse la disipan. Cabe aclarar que los asentamientos y recuperaciones que se han generado han sido uniformes y nunca han alcanzado los 5 cm de asentamiento diferencial permisible entre los puntos de observación.

Por lo anteriormente descrito se puede concluir que la alternativa seleccionada para tratar la cimentación de los tanques mediante precarga en la Terminal Marítima de Dos Bocas, fue la adecuada en virtud de los resultados obtenidos.

B I B L I O G R A F I A

BIBLIOGRAFIA

- 1.- MEMORIA DESCRIPTIVA DE LA TERMINAL MARITIMA DE DOS BOCAS. Superintendencia de Proyectos y Construcción de Obras, 1981.
- 2.- INTRODUCCION AL COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES. Ings. Agustín Demeneghi Colina, Roberto Magaña del Toro, Héctor Sanginés García, México, 1986.
- 3.- MECANICA DE SUELOS, TOMO II. E. J. Badillo, Limusa, 1979.
- 4.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES, R.C.D.F., México, Noviembre, 1987.
- 5.- CIMENTACIONES DE TANQUES. Norma PEMEX 2.214.01, 1974.
- 6.- EXPLORACION Y MUESTREOS DE SUELOS PARA PROYECTO DE CIMENTACIONES. Norma PEMEX 2.214.05, México, 1976.
- 7.- EL SUBSUELO DEL PUERTO DE DOS BOCAS, TAB. Franklin Rendón, Rafael Alpuche, Etc., Geomarina-PEMEX.
- 8.- EL POTENCIAL DE LICUACION DEL SUBSUELO DE DOS BOCAS. Ing. Franklin Rendón González, Proyectos Marinos, S. C., 1979.
- 9.- TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION DEL TANQUE TV-5001: Observaciones durante la precarga. Proyecto Dos Bocas, Tab., Mayo 1979.
- 10.- METODOS DE MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELOS-PRECARGA. Soto, Rendón, Hanell, Reunión técnica sobre el mejoramiento masivo de suelos, SMMS, Noviembre, 1979.
- 11.- NOTA INFORMATIVA. Ing. Miguel A. Rguez., S.P.C.O. Dos Bocas.