

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

ARAGÓN

DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES
INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR EN
EL FRACCIONAMIENTO SAN MARTÍN OBISPO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
GRISSEL HURTADO LÓPEZ
BRIAN JONATHAN FLORES ESQUIVEL

ASESOR: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA

MÉXICO

2005

m346744



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a digitalizar en formato electrónico e imprimir el contenido de mi trabajo recepcional:

NOMBRE: Grissel Hurtado

López

FECHA: 05-Junio-05

FIRMA: [Firma]

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a digitalizar en formato electrónico e imprimir el contenido de mi trabajo recepcional:

NOMBRE: BRIAN JONATHAN

FLORES ESQUIVEL

FECHA: 06/JUNIO/05

FIRMA: [Firma]

AGRADECIMIENTOS.

GRISSEL HURTADO LÓPEZ.

A Dios:

Por darme fuerza en esos momentos inciertos y darme la oportunidad de lograr mis metas.

A mis Padres:

Por que lo han dado todo para que llegara este día, ya que con su comprensión, cariño, confianza y desvelos me han dado la fuerza para seguir adelante. A ellos que siempre han estado cuando los he necesitado les dedico este trabajo y toda mi vida.

A mis hermanos:

Por que siempre me han apoyado incondicionalmente, por que me han comprendido en mis peores momentos y hemos compartido los mejores, por que siempre estamos unidos.

A mis Abuelos:

Por todo el cariño y comprensión que me han dado, por ser un ejemplo de lucha y tenacidad.

A mi Molo:

Por su apoyo, por estar en todo momento, por tu amor que me ha impulsado ha llevar acabo todos los sueños que hemos formulado juntos.

A la UNAM:

Por ser mi segundo hogar, por darme los conocimientos, los amigos y una profesión.

A mis Amigos:

Que me brindaron su amistad y con los cuales hemos compartido muchos momentos juntos.

BRIAN JONATHAN FLORES ESQUIVEL

A Dios:

Por ser para mi lo más importante en la vida.

A mis Padres:

Por la comprensión y cariño que siempre me han dado por nuestras alegrías y enojos, y porque ustedes me dieron las bases para ser una buena persona.

A mis Hermanos:

Por todos esos juegos y peleas que me ayudaron a olvidarme de mis problemas en mis momentos de agobio.

A mi Molo:

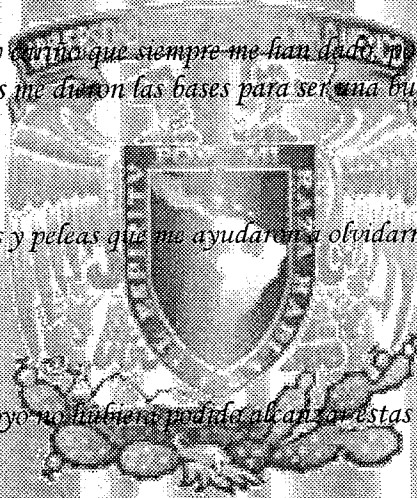
Sin tu amor y tu apoyo no habría podido alcanzar estas metas y sueños que he logrado obtener.

A la UNAM:

Por abrirme sus puertas para formarme profesionalmente y ser como mi segundo hogar.

A mis Amigos:

Por cada momento que compartimos juntos, su amistad y su confianza.



Al Ing. Gabriel Álvarez Bautista:

Por darnos la guía y apoyo en la realización de esta tesis, por esos regaños que nos han servido de mucho, ya que esos días de trabajo y esfuerzo nunca los olvidaremos.

Al Ing. Martín y la Ing. Karla:

Por brindarnos su amistad y por siempre apoyarnos cuando más lo necesitamos.

Al Ing. Pascual y el Ing. Gabriel Ruiz:

Por ser buenos profesores y amigos en esta etapa de nuestra vida.

A todos los Profesores:

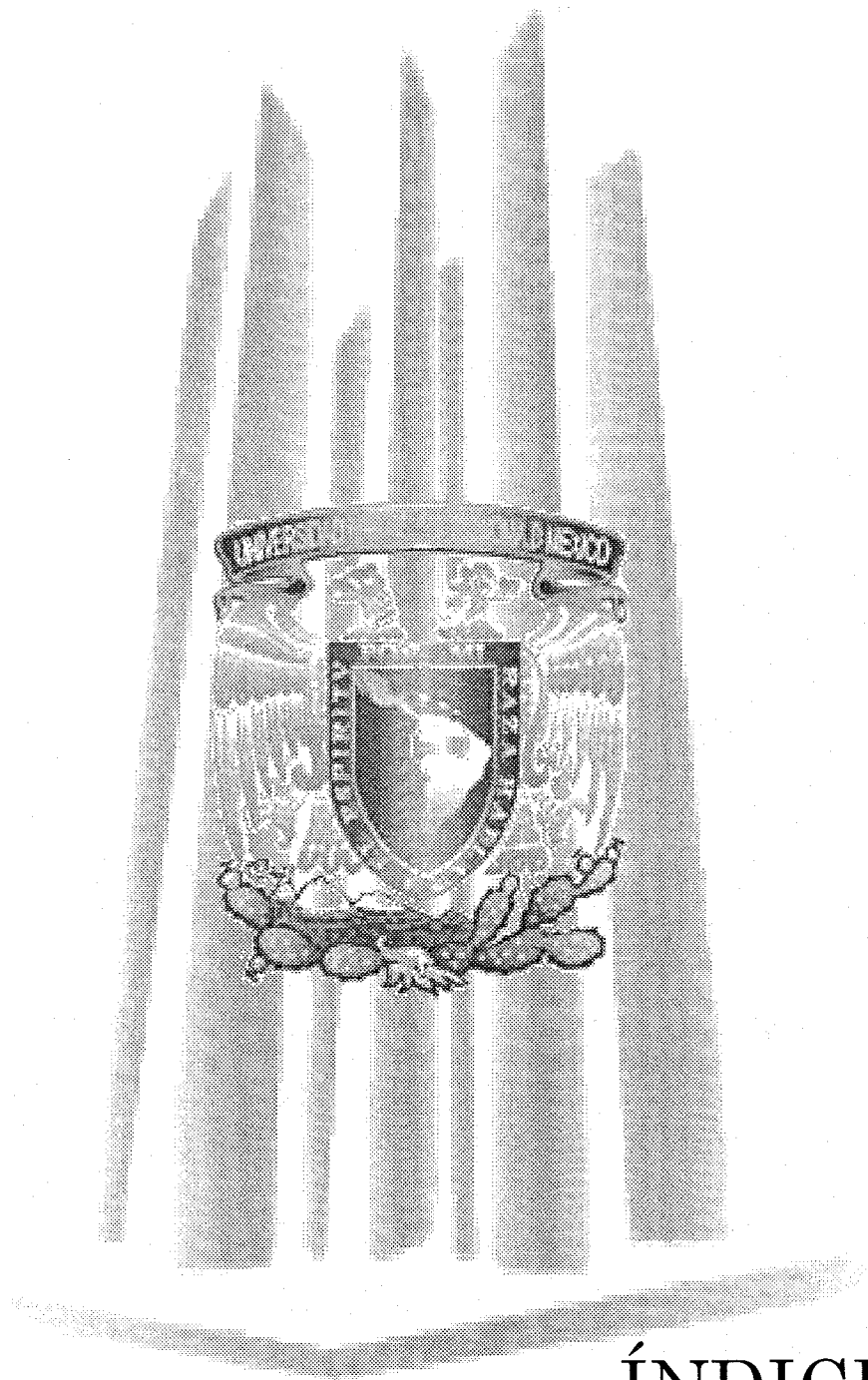
Que intervinieron en nuestra formación, por su esmero en la impartición de sus conocimientos.

A todas las personas:

Que nos faltó agradecerles y siempre estuvieron con nosotros en las buenas y las malas.

GRACIAS.





ÍNDICE.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	3
1...ANTECEDENTES	7
2...RECONOCIMIENTO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	11
2.1. Generalidades.....	11
2.2. Sondeos con equipo mecánico.....	12
2.2.1. Método de penetración estándar.....	14
2.3. Pozos a cielo abierto.....	15
3. ENSAYES DE LABORATORIO	19
3.1. Muestras alteradas.....	19
3.2. Muestras inalteradas.....	19
3.3. Ensayes comunes de mecánica de suelos.....	20
3.3.1. Plasticidad.....	20
3.3.2. Límite Líquido.....	20
3.3.3. Límite plástico.....	22
3.3.4. Pruebas de compactación.....	22
4. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA DEL SUBSUELO	31
4.1. Levantamiento geológico local.....	31
4.2. Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés.....	33
4.3. Investigación aerofotográfica.....	43
4.4. Revisión de la factibilidad de existencia de cavemas.....	50
5. ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN	51
5.1. Primera Alternativa Zapatas	51
5.1.1. Elección de la alternativa de Cimentación.....	51
5.1.2. Determinación de la Capacidad de Carga.....	53
5.1.3. Dimensionamiento de las Zapatas.....	54
5.1.4. Estado Límite de Falla en condiciones Estáticas.....	54
5.1.5. Estado Límite de Falla en condiciones Dinámicas.....	55
5.1.6. Estado Límite de Servicio.....	55
5.2. Segunda Alternativa Pilas	57
5.2.1. Elección de la alternativa de Cimentación.....	57
5.2.2. Pilas de sección constante.....	57
5.2.3. Determinación de la Capacidad de Carga.....	58
5.2.4. Dimensionamiento de las Pilas.....	60
5.2.5. Estado Límite de Falla en condiciones Estáticas.....	60
5.2.6. Estado Límite de Falla en condiciones Dinámicas.....	60
5.2.7. Estado Límite de Servicio.....	61
5.2.8. Procedimiento Constructivo.....	61
5.3. Muro perimetral de retención del terraplén	63
5.3.1. Empuje sobre el muro perimetral de retención.....	63
5.3.2. Capacidad de Carga.....	63
5.3.3. Deslizamiento.....	64
5.3.4. Volteo.....	65



6. ALTERNATIVAS DE MUROS DE RETENCIÓN PROYECTADO.....	67
6.1. Estabilidad de Taludes.....	67
6.2. Recomendaciones para la Estabilidad de Taludes.....	73
6.3. Suelo Cemento.....	74
6.4. Tierra Armada.....	101
6.5. Muro Lobaton.....	139
6.6. Geomallas.....	161
6.7. Muro Atirantado.....	187
6.8. Anclaje.....	201
7. DISEÑO DE PISOS Y PAVIMENTOS.....	237
7.1. Diseño de pavimentos de tipo flexible.....	237
7.2. Diseño de pavimentos de tipo rígido.....	240
7.2.1. Estructuras de pavimento rígido.....	240
7.2.2. Pisos en las estructuras.....	242
7.2.3. Pisos en vialidad y patio de maniobras.....	243
8. MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	247
8.1. Excavaciones.....	247
8.2. Rellenos.....	247
8.3. Muros de contención.....	251
8.4. Análisis de estabilidad de talud.....	253
8.4.1. Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas.....	254
8.4.2. Revisión de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas.....	255
8.4.3. Procedimiento para el mejoramiento de la estabilidad del talud.....	256
8.4.4. Instalación de las anclas.....	259
8.4.5. Recomendaciones.....	262
9. CONCLUSIONES.....	265
9.1. Procedimiento para el mejoramiento de la estabilidad del talud.....	283
10. ANEXOS.....	287
ANEXO I REPORTE FOTOGRÁFICO.....	287
ANEXO II ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	297
ANEXO III ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS RIGIDOS.....	303
ANEXO IV MURO DE CONTENCIÓN.....	309
ANEXO V ESPECIFICACIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PISOS INDUSTRIALES.....	313
ANEXO VI ESPECIFICACIONES PARA CONCRETO LANZADO.....	395
ANEXO VII ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE ANCLAJE.....	400
ANEXO VIII DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO.....	405
ANEXO IX PRUEBAS DE LABORATORIO.....	420



INTRODUCCIÓN

En la actualidad el desarrollo de la industria tiende a ser fuera de la Ciudad de México debido a la relación que tiene la contaminación ambiental de la ciudad con respecto a las empresas dedicadas a mover grandes cantidades de recursos tanto físicos como humanos, así también por las dificultades para encontrar el espacio necesario para las empresas de acopio, todo esto con lleva a buscar nuevos lugares que sean propicios para la expansión y reubicación de todos estos, lo mas común es que se localicen a las afueras de la ciudad y en los estados cercanos a ella, tales como el Estado de México, Hidalgo y toda la zona centro de la Republica mexicana.

La geología de nuestro país es muy variada y existen depresiones en los terrenos que para la construcción lo que crea un reto al tratar de cambiar las condiciones de los mismos. Esta variedad se presenta de una forma aleatoria aunado a las depresiones de las superficies estas dos características requieren del conocimiento del subsuelo, sus propiedades físicas y mecánicas.

El conocimiento del subsuelo se hace mediante diferentes tipos de exploración, existe los sondeos someros entre los cuales están los pozos a cielo abierto y los sondeos profundos tales como el cono eléctrico, penetración estándar, sondeo mixto, entre otros. De estas exploraciones se pueden obtener muestras tanto alteradas como inalteradas a las cuales se le realizan diferentes tipos de ensayos de laboratorio (pruebas triaxiales, compresión simple, consolidación, etc.), los resultados de estas pruebas proporcionan los parámetros mediante los cuales se conocen las características del suelo.

La localización del predio donde se realizaron los trabajos de esta tesis se ubica en una zona que contiene muchos rellenos sanitarios y suelos aluviales, los cuales no tiene las características propicias para mantener una estabilidad de cualquier tipo de cimentación o muro proyectado, por lo que debido a la falta de estabilidad que presentan tuvieron que ser retirados fuera de la obra y ser restituidos con material de banco. Conociendo las características de los materiales del predio (superficial y profundo), y teniendo los resultados de las pruebas de laboratorio se determino la mejor alternativa de cimentación para las naves industriales y el diseño más adecuado de los muros de retención requeridos para el proyecto.

Existen diferentes procesos de incrementar la resistencia al suelo, aumentando así sus propiedades, de este modo se puede optimizar el uso de todo el terreno que tenemos. En este trabajo se integran algunas de estas formas de diseño geotécnico para dar solución más factible que garantice la seguridad de la estructura proyectada.



Cuando un talud es inestable, se recomienda, con cierta frecuencia, su retención por medio de muros; la solución en general es costosa y debe plantearse un cuadro comparativo para determinar cual es la más rentable pero segura. En general, se debe cuidar que la cimentación del muro quede por debajo de la superficie de falla y se debe prevenir contra el riesgo que se pueda presentar durante la construcción y tomando en cuenta que se pueda presentar problemas de estabilidad, al remover el suelo al pie del talud o cuando se va a cimentar una estructura sobre esta debe dotársele de buen drenaje. Para garantizar su estabilidad debe analizarse en el diseño la seguridad al deslizamiento, al volteo y por falla de capacidad de carga. En términos generales el diseño de una estructura de retención requiere de evaluaciones cuidadosas que deberán supervisarse durante la construcción de la obra.

Entre las estructuras de retención más utilizadas están: muros de gravedad, muros de concreto reforzado, muros de gaviones, muros en tierra armada, pilotes, anclajes y materiales estabilizantes.

La tierra armada es un elemento de características especiales al asociar la tierra con armaduras. La adherencia entre los granos de tierra y las armaduras, juega un papel importante en el comportamiento del muro y su desarrollo se produce por la fricción del material.

En el país esta tecnología se desarrolla principalmente para la construcción de estribos de puentes y muros de contención debido a las características económicas y técnicas que reporta este procedimiento dando ventaja sobre otros procedimientos convencionales que en el pasado se utilizaron.

"El suelo-cemento es un sistema que funciona entre el suelo y el cemento, convenientemente pulverizado, con determinadas porciones de agua y cemento que se compacta y con el tiempo genera mayor resistencia. Cuando el cemento se hidrata la mezcla se transforma en un material duro, durable y rígido. Se le usa principalmente como base en los pavimentos de carreteras, calles y aeropuertos".

Y así como estos existen otras alternativas de muros de retención de las cuales se hará mención más adelante.

Los factores a considerar para el diseño de un muro de contención son: materiales sobre los que se apoyaran y con los que se construirá, tipo de muro, lugar donde se construirá condiciones hidráulicas del lugar, drenaje, apoyo, geometría del talud, especificaciones para incrementar su factor de seguridad.

Cuando se va a seleccionar materiales, se selecciona el tipo que de mejor resultado. Existen muchos tipos de materiales de gran resistencia, diseñados para su uso, incluyendo roca laminada, postes tratados hechos de concreto para pavimentos reciclado, postes verticales, unidades modulares de concreto prefabricadas, concreto industrial listo para colar, y carátulas de ladrillo.

La mayoría de las paredes de retención fallan debido a la presión que la pared tiene que resistir, causadas por el agua o por el incremento de humedad en la tierra



detrás de la pared. Todas las paredes deben de poder permitir la circulación de agua en dirección contraria a la pared. Esto se logra rellenando la parte posterior de la pared con grava, o con cubiertas para drenar prefabricadas y conductos para drenaje. Las paredes estructurales requieren "escurrideros" para permitir que el agua se drene de atrás de la pared.

Un muro solo es tan bueno como sus cimientos y, por esto, los muros de retención deben ser construidos sobre sólidos cimientos hechos de materiales altamente compactos. Rellenos de tierra y grava emparejados y compactados son aceptables. El material del cimiento deberá extenderse al menos un pie más allá de los lados frontal y posterior de la base de la pared. Cuando se construyan muros de piedras sobrepuestas, se colocan las más grandes, y más estables, en la base del muro y se debe tener en cuenta que el ancho de la base tal vez necesitará ser tan grande como la altura del muro.

Como medidas para evitar la intemperización de los taludes se encuentran las siguientes:

Empradización y revestimiento del talud:

Con el fin de evitar daños por la acción de las aguas lluvias, los vientos y el efecto de intemperismo en el cuerpo del talud, se recomienda, empradizar o arborizar estas superficies con especies adecuadas. La vegetación cumple una función importante en el control erosivo de un talud: le da consistencia por el entramado mecánico de sus raíces. Son recomendables las especies nativas y se ha comprobado que es más efectivo para defender los taludes, la plantación continua de pastos y plantas herbáceas.

Recubrimiento con concreto o riego asfáltico:

El recubrimiento del talud con concreto lanzado, con losas esbeltas de concreto o riegos asfálticos, facilita el escurrimiento superficial sin arrastre de partículas; en taludes rocosos altamente fracturados, protegen las vías de continuos desprendimientos; en general estos recubrimientos son medidas costosas y difíciles de aplicar a taludes grandes. Para zonas con exceso de aguas subterráneas, se hace necesario el drenaje, generalmente por medio de drenes horizontales.

Se introduce el concepto de muro vegetalizado, cuales con sus ventajas principales y cuales son los diferentes tipos de sistemas de encofrado que se utilizan para este tipo de estructuras. Se analiza el principio teórico del suelo reforzado y los posibles modos de fallo de este tipo de estructuras. Se mencionan las propiedades de estos geosintéticos de refuerzo desde un punto de vista de diseño de estructuras y se analizan los coeficientes de seguridad para aminorar la resistencia de estos materiales.





OBJETIVO GENERAL.

Este trabajo tiene el objetivo de determinar el tipo de cimentación más adecuada para la estructura proyectada, así como el diseño de la sección estructural de sus pisos y pavimentos, el estudio de mecánica de suelos consistente en exploración y muestreo del subsuelo, la ejecución de pruebas de laboratorio y análisis de resultados, con los cuales podremos determinar las alternativas que tenemos para obtener el mejor diseño, en este caso de muros de retención por los desniveles que se presentaron entre cada plataforma los cuales nos permiten el mayor aprovechamiento del terreno.

El trabajo se basa en dar a conocer diferentes opciones para mejorar las características del suelo debido a que este no es homogéneo y por lo cual es necesario aplicar diferentes tipos de diseño, dadas las necesidades y problemas que se presentan en un predio.

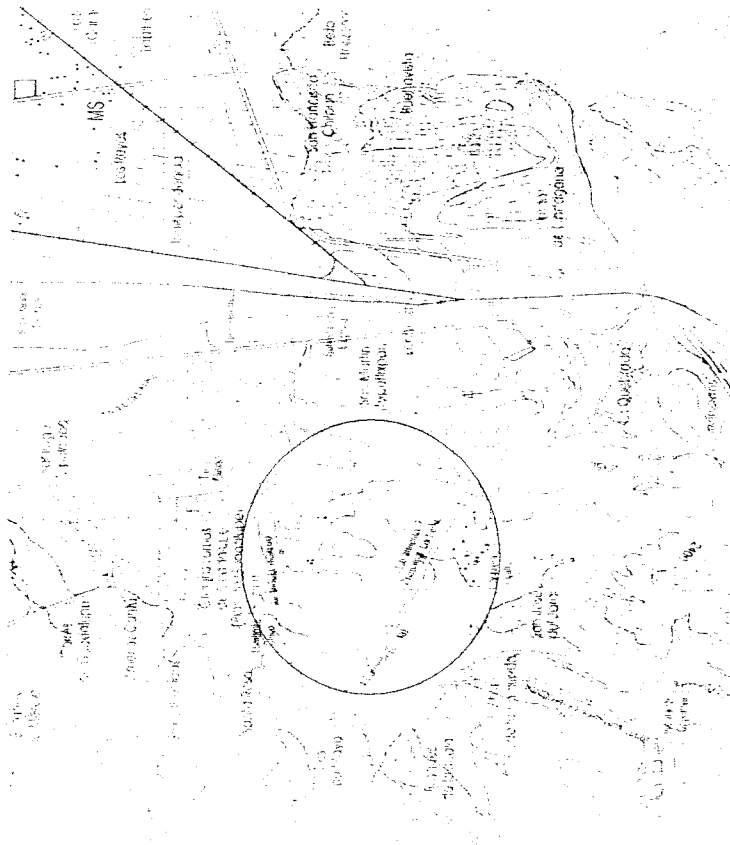


ANTECEDENTES.



1. ANTECEDENTES

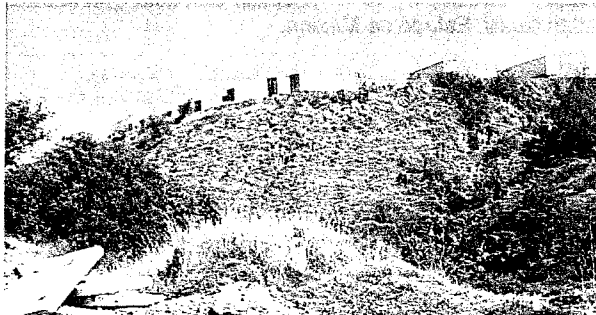
Se hizo un Estudio de Mecánica de Suelos para tres lotes con un área por construir de 108,512.20 m² aproximadamente, para el Centro de Distribución denominado "San Martín Obispo", se proyectan construir tres plataformas donde se construirán Naves de tipo Industrial, y en el área restante se tendrá una vialidad interior, un patio de maniobras y un estacionamiento superficial que dará servicio a la nave y a las oficinas de cada una de las plataformas proyectadas. El lugar se encuentra a 2.5 kilómetros al Sur de la Presa de Guadalupe y de la Autopista de cuota Chamapa-La Venta en el municipio de Cuautitlan Izcalli, Estado de México.



CARTA TOPOGRÁFICA DEL SITIO DE INTERES



Superficialmente hacia las zonas cercanas a la vialidad de acceso al sitio de interés y en la colindancia con la Autopista, los materiales del lugar son de tipo tobáceo, de alta resistencia y baja deformabilidad típicos de la zona de Lomas, sin embargo en algunas áreas ubicadas aleatoriamente y en forma desordenada que en general se encuentran cercanas al cuerpo del talud y en las zona central de los lotes donde se desarrolla un cauce, se tienen materiales de relleno colocados a volteo que han tratado de cubrir algunas zonas que han sido explotadas a cielo abierto en años anteriores para dejar superficies horizontales, tal es el caso de la plataforma del lote superior donde actualmente se tienen estacionadas cajas de trailer.



LOTE DONDE SE ESTACIONAN LAS CAJAS DE TRAILER

El desnivel máximo dentro del terreno es de 40 metros entre los tres lotes, se puede observar que la superficie actual del terreno en el lote oriente donde actualmente se tiene construida una plataforma que sirve de estacionamiento para cajas de trailer, es el más alto con respecto a los dos primeros que se encuentran en el centro y al poniente del área estudiada.

Con el objeto de verificar la calidad de los materiales existentes y determinar la factibilidad del uso de estos materiales fueron realizados cuarenta y tres pozos a cielo abierto y dieciséis sondeos profundos, para lo cual se muestrearon los materiales superficiales, mediante los sondeos profundos conocer los espesores de rellenos existentes, y si estos merecen algún tratamiento en particular o pueden utilizarse como materiales para terracerías o en su caso retirarlos fuera de la obra por que no son aptos.



POZO A CIELO ABIERTO

Existe en la parte central del terreno en estudio una zona deprimida, en particular en el lote poniente denominado plataforma 4, en la fecha de la exploración se tenía acumulación de agua, como producto del escurrimiento de la parte más alta. En la zona poniente se presenta una capa de residuos de fragmentos de roca andesítica producto de la explotación y criba de estos materiales en el lugar, y actualmente permanecen en el lugar con un promedio de un metro de espesor.



**VISTA DE LA BARRANCA, EN DONDE SE OBSERVA LA CAPA ROCOSA, QUE FUE
COLOCADA A VOLTEO, PRODUCTO DE LA CRIBA.**

La Nave de Bodega será una estructura tipo Industrial, con columnas de acero y techo de armaduras de acero recubiertas con lámina Pintro engargolada, y colchoneta de fibra de vidrio. El piso de la bodega quedará sobreelevado 1.2 metros sobre el nivel de sus pavimentos alrededor con el objeto de dejar un andén. El nivel de piso terminado de la nave estará a 1.2 metros del nivel de rodamiento, los cuales estarán en las cotas 2325, 2339 y 2353 para las plataformas 4, 5 y 6 respectivamente.

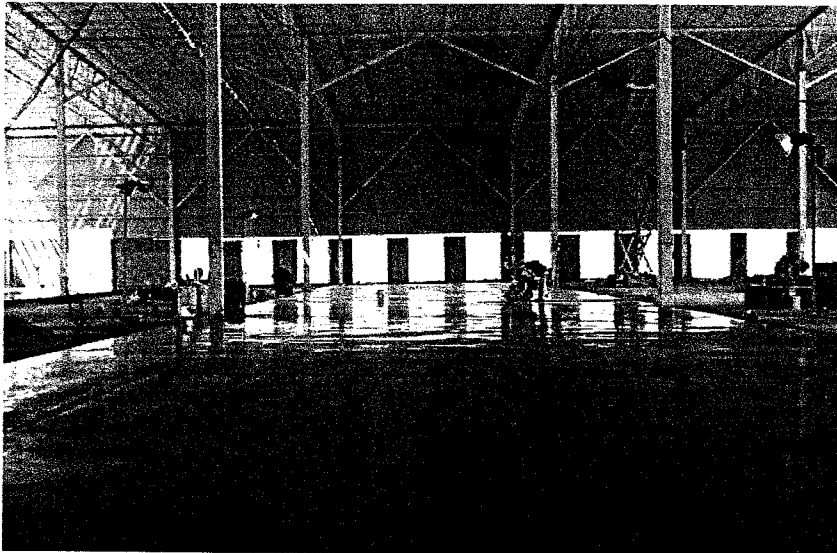


Las cargas estimadas para este proyecto, fueron: lámina del techo 5 Kg. /m², estructura metálica 35 Kg. /m², e instalaciones 10 Kg. /m². A carga viva recomendada por el Reglamento del DF. Es de 40 Kg. /m². La carga por columna central estimada resulta por lo tanto de 33.5 toneladas sin factorizar, suponiendo la carga viva aplicada en toda el área tributaria, lo cual es muy remoto que ocurra. La carga muerta por columna, es de aproximadamente 18 toneladas. No se cuenta con datos de momentos flexionantes en la base de columnas.

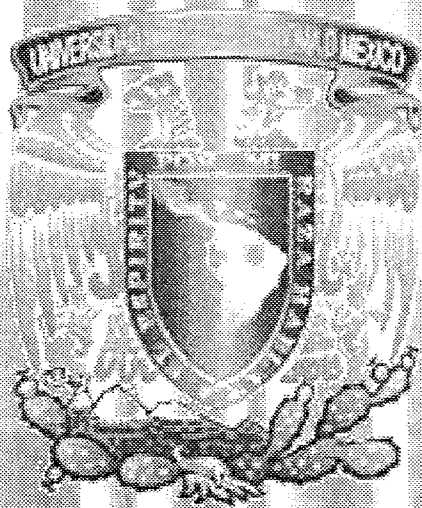
La carga uniforme considerada sobre el piso será de 3 ton/m² y en racks con patas a un metro de distancia y placas cuadradas de 14 centímetros de lado, aplicando 4.6 toneladas. Los montacargas aplicarán 2 toneladas por rueda, a una distancia de 1.20 metros. El patio de maniobras de la nave tendrá un pavimento de tipo rígido conformado por concreto hidráulico y se darán las especificaciones necesarias para la construcción de un pavimento flexible constituido por carpeta asfáltica.

Se estimo que los muros perimetrales de la nave serán de block de concreto tipo cara cortada con altura de 3.0 metros, con refuerzo horizontal de escalerilla a 40 centímetros, con dalas y castillos de concreto. Sobre el muro se colocara lámina Pintro para completar su altura.

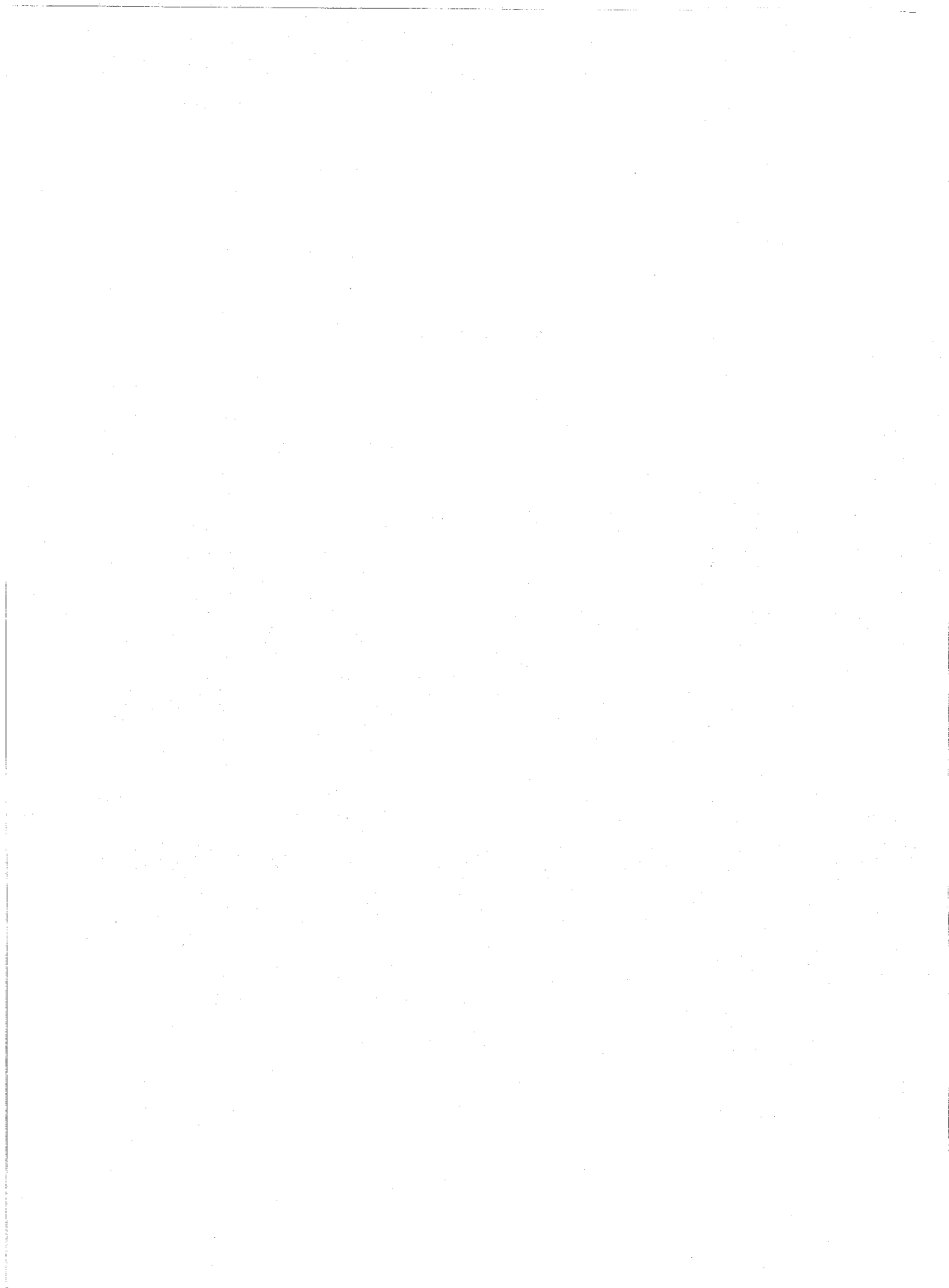
Se considero que habrá estructuras de un nivel hasta con doble altura para servicios y talleres con muros de block con techo de lámina. También habrá casetas de control y varios edificios de un piso con carga ligera.



NAVE INDUSTRIAL TIPO, VISTA INTERIOR



RECONOCIMIENTO
Y EXPLORACIÓN
DEL SUBSUELO.





2. RECONOCIMIENTO Y EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se realizaron en el sitio de interés un total de dieciséis sondeos profundos de tipo de exploratorio con profundidades variables entre 8 y 28 m, y cuarenta y tres pozos a cielo abierto; con el fin de conocer la estratigrafía y espesores de los estratos del subsuelo, las características físicas (índice) y mecánicas (resistencia y deformabilidad) correspondientes.

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo se han ideado pruebas de campo y laboratorio que permiten obtener en forma aproximada valores y propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que podrá dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

La exploración del suelo en campo puede realizarse de dos maneras:

La primera es con la *Exploración Directa*, donde se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas de las cuales se llevarán al laboratorio para su ensaye, mientras que en la segunda de *Exploración Indirecta* se obtienen las propiedades físicas del suelo a través de la propagación de ondas sísmicas, conducción de corriente eléctrica, propagación de ondas sónicas.

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables (más de 15 m. de profundidad), en este caso únicamente en la plataforma del lote 6 se efectuaron sondeos hasta 28 m de profundidad por la existencia de rellenos de mala calidad existentes y se realizaron hasta el contacto con los materiales resistentes de depósito natural.

En el caso de que un terreno se cimenté en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, puede ser conveniente utilizar los métodos de Exploración Indirecta, ya que estos nos permitirían conocer una porción más amplia del terreno.

El criterio con el que se toman las muestras, estas se dividen en muestras de inspección y muestras para el laboratorio. De las muestras de inspección solo se requiere que sean representativas. En cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos con respecto al tamaño, método de obtención, embarque, etc.



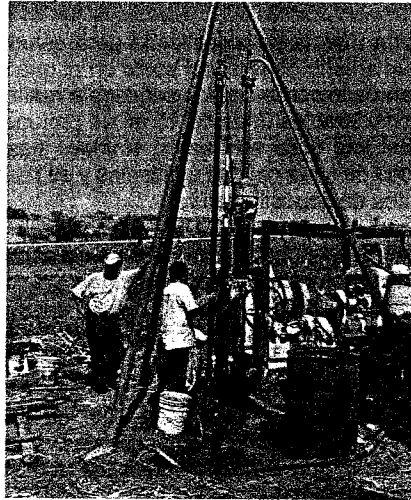
Todas las muestras de inspección así como las de laboratorio pueden ser *inalteradas*, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno de donde procede y *alteradas* cuando se modifica básicamente su estructura sin cambios químicos. Las muestras de suelo alteradas pueden ser:

- a) Representativas: cuando han modificado su estructura, conservando sus componentes.
- b) No representativas: cuando además de haber modificado su estructura, han perdido alguno de sus componentes.

Para este proyecto la Exploración Directa con cualquiera de los métodos expuestos es recomendable, por la rapidez en la obtención de las muestras y que requiere de equipo menos sofisticado, lo cual implica que sea más económico el estudio y se obtienen buenos resultados. Cabe aclarar que cuando el suelo de cimentación sea conflictivo, en el caso de minas u oquedades por ejemplo, no se restringirá el uso de uno o más de los métodos de Exploración Indirectos.

2.2 Sondeos con equipo mecánico

Los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió hacer 16 sondeos profundos de tipo exploratorio con maquinaria rotatoria, los cuales fueron realizados entre 8 y 28 m de profundidad.

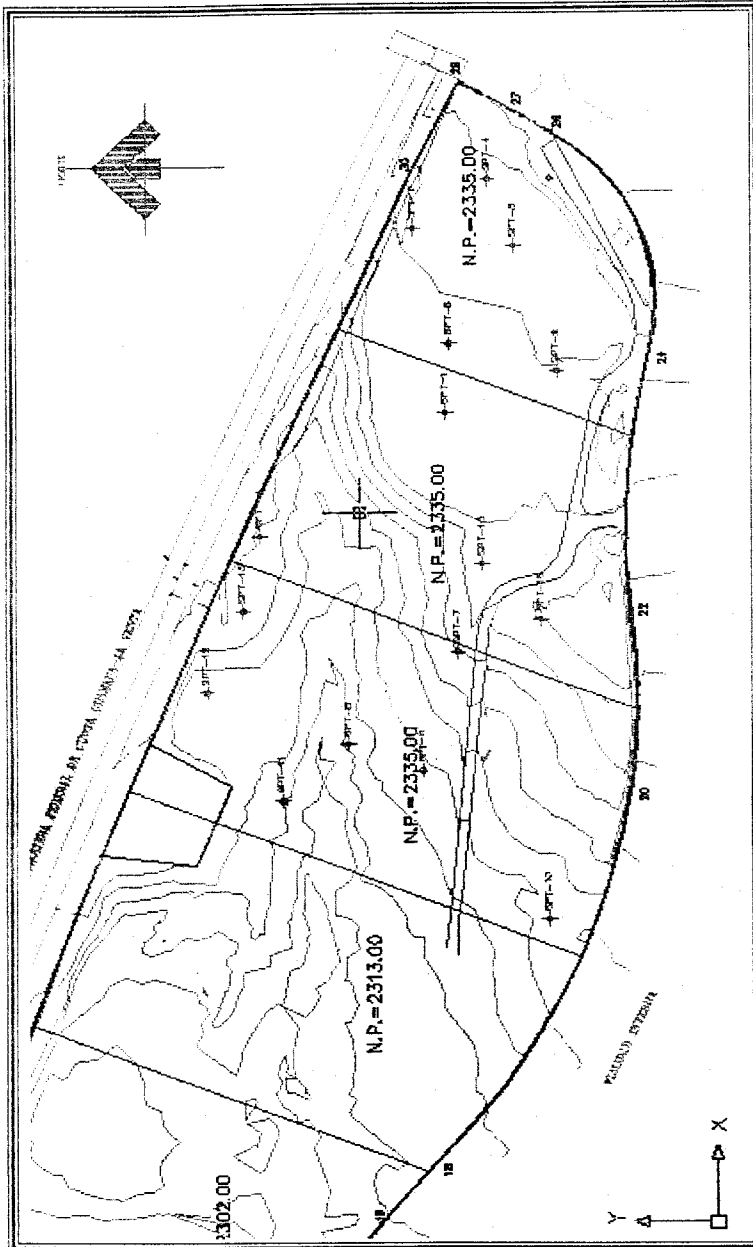


SONDEO PROFUNDO, MAQUINA ROTATORIA



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS:





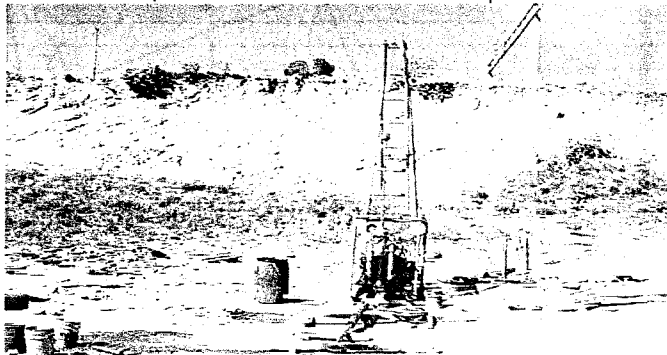
13

A continuación se presenta en que consisten este tipo de sondeos:

2.2.1 Método de penetración estándar

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. Sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm., se considera la resistencia a la penetración.



EQUIPO PARA PERFORACIÓN ESTANDAR

Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm., de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm., constituyen el valor de N .



TIPO DE MUESTRA OBTENIDA



En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito. A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck.

TABLA A y B, Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar.

ARENAS (BASTANTE SEGURAS)	
No. DE GOLPES POR 30 CM N	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM N	CONSISTENCIA
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra.

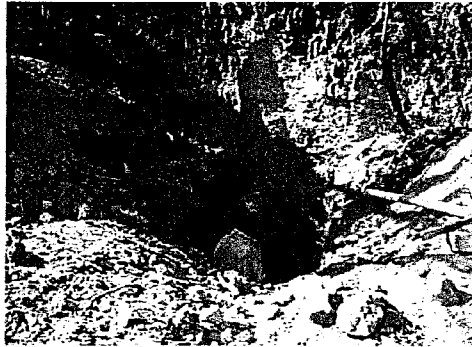
2.3 Pozos a cielo abierto

Los pozos a cielo abierto son los sondeos comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del suelo superficial, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo. Esta condición nos llevara a encarecer el costo de la cimentación y deberá tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.

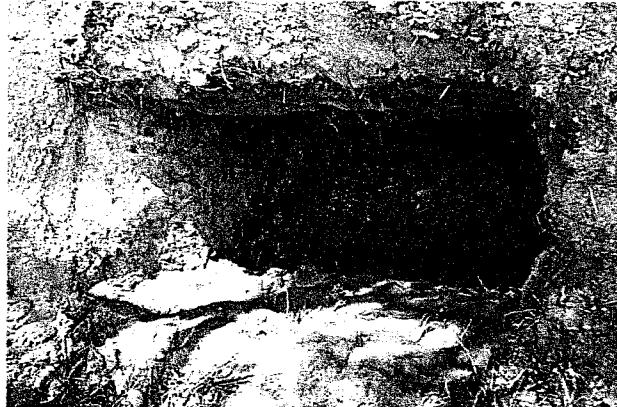
El proceso consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de aproximadamente 0.8 m. x 1.50 m, y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso se detecto a una profundidad de 1.50 m del brocal del pozo que se encuentra en la vertiente de la zona central de las laderas que se interceptan en la parte central del predio de interés y en la zona de la plataforma 4, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m, de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.





ELABORACIÓN DE POZO A CIELO ABIERTO

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 20 cm. de lado por 20 cm. de profundidad, este trozo de suelo se empaca debidamente y se envía al laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.



MUESTRA DE ESTRATOS EN SUELO EN UN POZO A CIELO ABIERTO

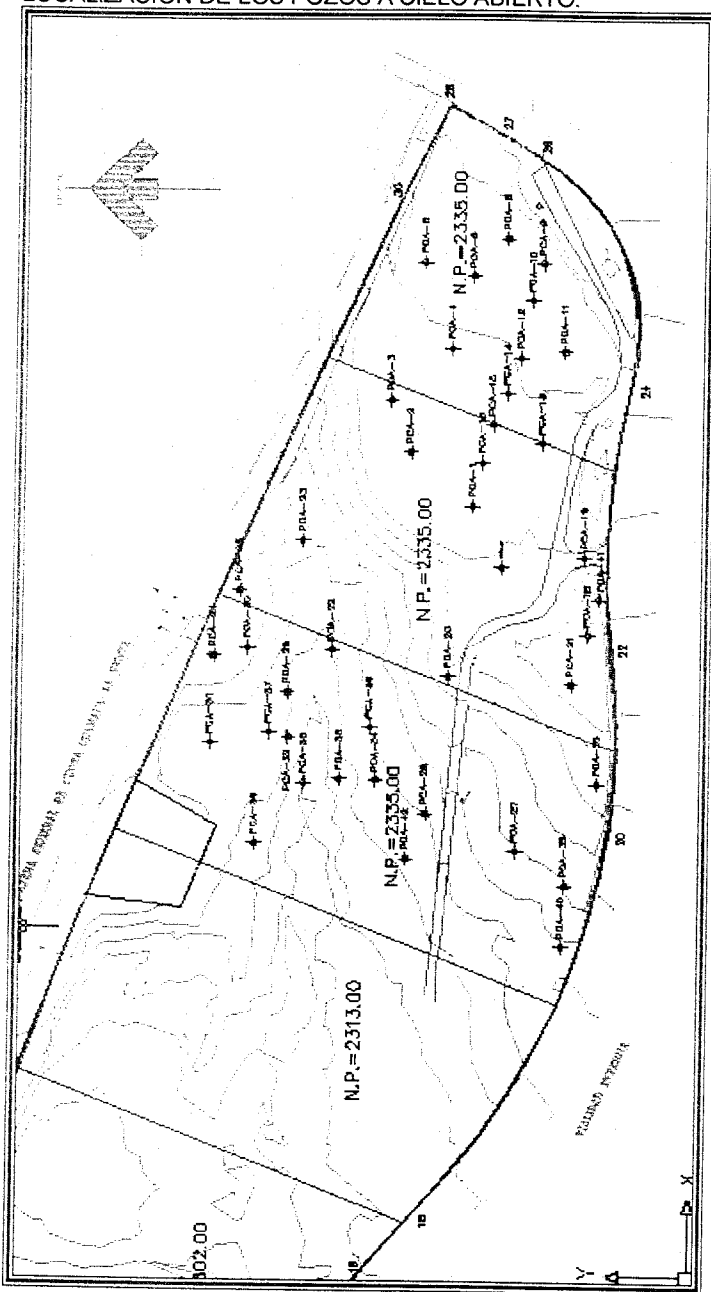
La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño que ocupa el predio, el área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias y con esto se determino de la forma que permitía obtener la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas.

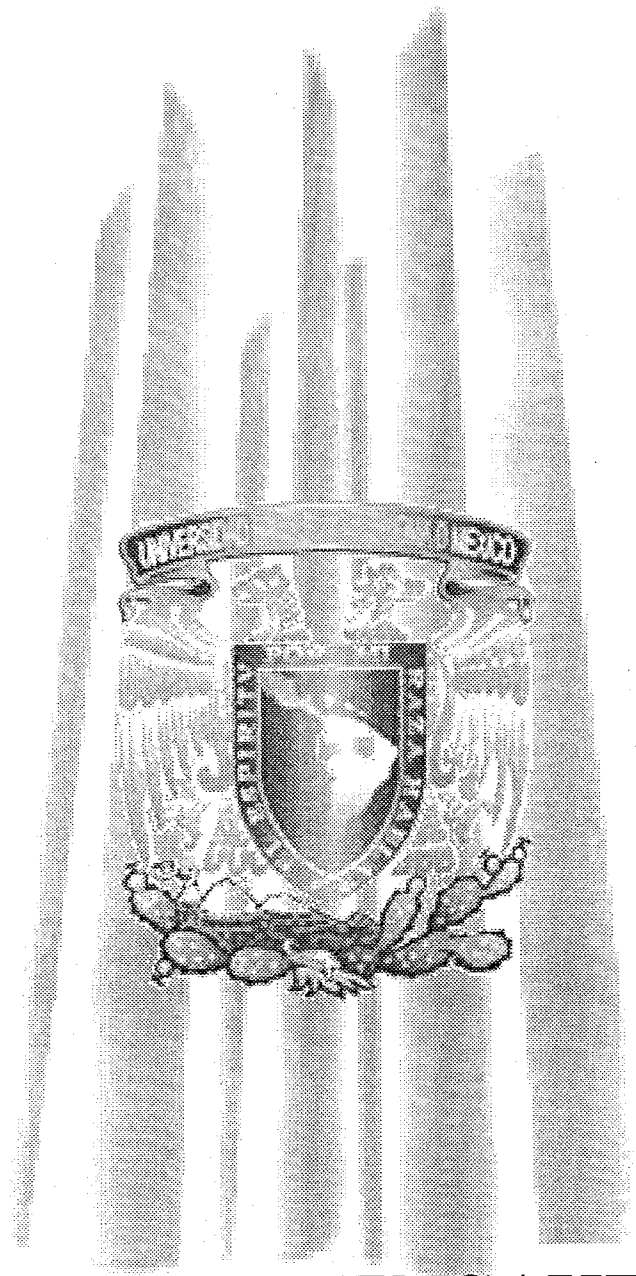
Los pozos también deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes y de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en el caso de que existan.



53

LOCALIZACIÓN DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO:





ENSAYES DE
LABORATORIO.



3. ENSAYES DE LABORATORIO

3.1 Muestras alteradas

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

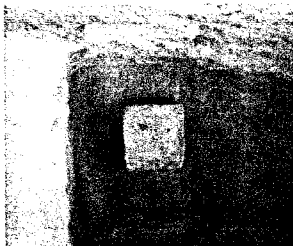


3.2 Muestras inalteradas

A las muestras cúbicas inalteradas se les realizaron las siguientes pruebas:

- Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos



MUESTRA CUBICA EN SITIO



MUESTRA CUBICA EMPACADA



3.3 Ensayes comunes de Mecánica de Suelos

Es fundamental conocer algunas propiedades de los suelos que nos permiten conocer sus características generales y sus comportamientos, algunas de estas propiedades se obtienen mediante las pruebas que se describen a continuación:

3.3.1 Plasticidad

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace el uso de los límites de Atterberg.

Estos límites son: límite líquido (LL), límite plástico (LP) y límite de contracción (LC). Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelo que pasa por la malla No. 40. La diferencia entre los valores del límite líquido y del límite plástico da como resultado el índice plástico (IP) del suelo.

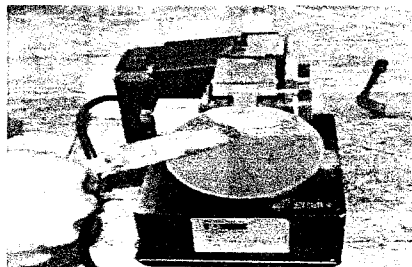
3.3.2 Límite Líquido

Es el contenido de humedad expresado en porciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De esta forma, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte y según Atterberg es de 25 g/cm². Para determinar el límite líquido de un suelo se hace el siguiente procedimiento.

- a) Se toman unos 100 g de material que pasa la malla No. 40, se colocan en una cápsula de porcelana y con una espátula se hace una mezcla pastosa, homogénea y de consistencia suave agregándole una pequeña cantidad de agua durante el mezclado.



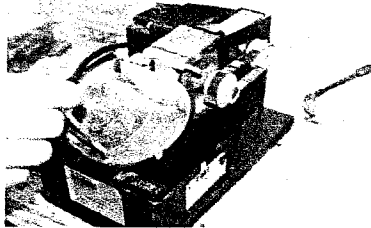
- b) Se coloca una poca de esta mezcla en la copa de Casagrande, formando una masa alisada de un espesor de 1 cm. en la parte de máxima profundidad.



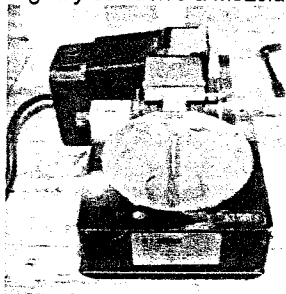


53

- c) El suelo colocado en la copa de Casagrande se divide en la parte media en dos porciones, utilizando un ranurador.



- d) Se acciona la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que la parte inferior del talud de la ranura hecha se cierre precisamente a 1.27 cm. (1/2"). Si no se cierra entre los 6 y 35 golpes, se recoge el material y se le añade agua y se vuelve a mezclar.



- e) Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes, comprendido entre 6 y 35 golpes, se toman 10 g aproximadamente de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada y se determina el contenido de agua de inmediato. Se repite el ensaye y si se obtiene el mismo número de golpes que el primero o que no haya diferencia en más de un golpe, se repite el ensaye hasta que tres ensayes consecutivos den una conveniente serie de números.
- f) Se repiten los pasos del 2 al 5, teniendo el suelo otros contenidos de humedad. De este modo se deben tener, por lo menos, dos grupos de dos a tres contenidos de humedad, uno entre los 25 y 35 golpes y otro entre los 6 y los 10 golpes con el fin de que la curva de fluidez no se salga del intervalo en que puede considerarse recta, según lo indica Casagrande.
- g) Se unen los tres puntos marcados por el intervalo de 6 a 20 golpes con una línea recta y se señala el punto medio. Se repite para los dos o tres puntos dentro del intervalo de 25 a 35 golpes.
- h) Se conectan los puntos medios con una línea recta que se llama curva de fluidez. El contenido de humedad indicado por la intersección de esta línea a 25 golpes es el límite líquido del suelo.



3.3.3. Límite plástico

Es el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. El límite plástico se determina con el material sobrante del límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado hasta obtener una mezcla plástica que sea moldeable. Se forma una pequeña bola que deberá rodillarse enseguida aplicando la suficiente presión a efecto de formar filamentos.



Cuando el diámetro del filamento resultante sea de 3.17 mm. (1/8") sin romperse, se debe de continuar hasta que cuando al rodillar la bola de suelo se rompa el filamento al diámetro de 1/8" se toman los pedacitos, se pesan, se secan al horno en un vidrio, vuelven a pesarse ya secos y se determina la humedad correspondiente al límite plástico.

$$LP = \left[\frac{(Ph - Ps)}{Ps} \right] \times 100$$

L.P. = Humedad correspondiente al límite plástico en %.

Ph = Peso de los filamentos húmedos en gramos.

Ps = Peso de los filamentos secos en gramos.

3.3.4. Pruebas de compactación.

❖ Prueba Proctor

Es la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por el procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad.

Su objetivo es:

- I. Determinar el peso volumétrico seco máximo $\gamma_{m\acute{a}x}$. que puede alcanzar un material, así como la humedad óptima w_o a la que deberá hacerse la compactación.

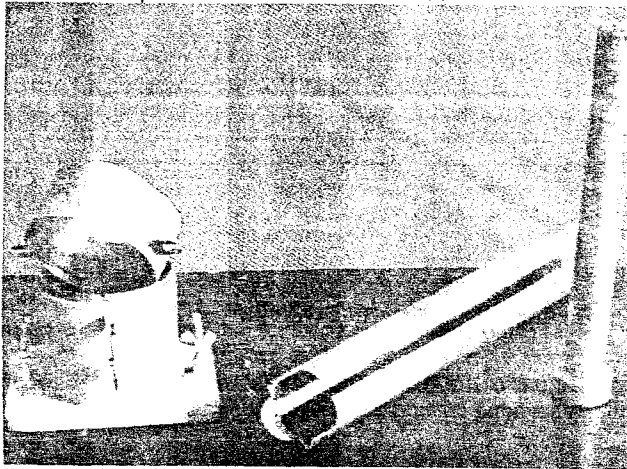




53

- II. Determinar el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o cuando ya se encuentran construidos los caminos, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo Próctor.

La prueba Próctor está limitada a los suelos que pasen totalmente la malla No. 4, o que cuando mucho tengan un retenido de 10 % en esta malla, pero que pase dicho retenido totalmente por la malla 3/8". Cuando el material tenga retenido en la malla 3/8" debe determinarse la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo con la prueba de Porter Estándar. También debe efectuarse la prueba Porter Estándar en arenas de río, arenas de minas, arenas producto de trituración, tezontles arenosos y en general en todos aquellos materiales que carezcan de cementación.



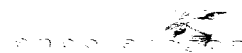
Material para la prueba Proctor

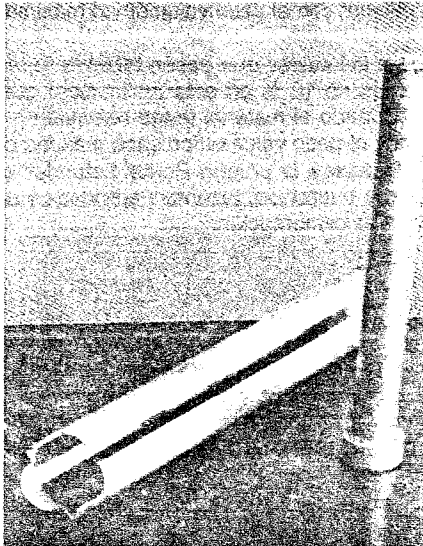
Procedimiento:

Se obtienen 3 Kg. de material previamente secado al sol. Se tamiza por la malla No. 10, y los grumos que se hayan retenido se disgregan perfectamente y se vuelve a tamizar por la misma malla, continuándose este proceso hasta que las partículas que se retengan en la malla no se puedan disgregar. Terminada esta operación, se mezcla perfectamente todo el material, y se agrega la cantidad de agua necesaria para iniciar la prueba. La cantidad de agua que se adiciona deberá ser la necesaria para que una vez repartida uniformemente presente el material una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano no deje partículas adheridas a ella ni la humedezca, y que a la vez el material comprimido pueda tomarse con dos dedos sin que se desmorone.

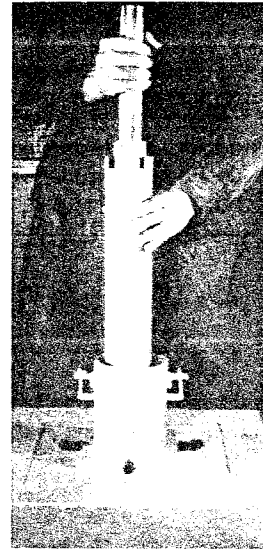
El material que contiene ya la humedad necesaria para iniciar la prueba se tamiza por la malla No. 4, se mezcla para homogeneizarlo y se compacta en el molde cilíndrico en tres capas aproximadamente iguales.

El pisón metálico de 2.5 Kg. se deja caer desde una altura de 30 cm. Deberán darse 30 golpes repartidos uniformemente para apisonar cada capa. Una vez apisonada la última capa se remueve la extensión y se elimina el excedente de material del molde cilíndrico y se pesa éste con todo y su contenido.



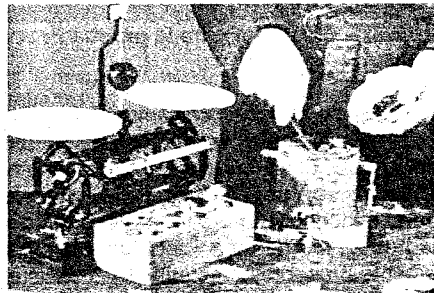


PISTON METALICO



APISONAMIENTO DEL MATERIAL

A continuación se extrae la muestra compactada del cilindro y se pone a secar una pequeña cantidad del corazón de la muestra para determinar su humedad.



La muestra que ha sido removida del molde cilíndrico se desmenuza hasta que pasa la malla No. 4, se añaden 60 cc (2% en peso de agua) y se repite el procedimiento descrito. Esta serie de determinaciones continúan hasta que la muestra esté muy húmeda y se presente una disminución apreciable en el peso del suelo compactado.

El peso volumétrico húmedo para cada contenido de humedad se calcula con la siguiente fórmula:

$$\gamma_h = \frac{Ph}{V_t}$$



- γ_h = Peso volumétrico húmedo en g/cm^3 .
- Ph = Peso del material húmedo compactado en el molde, en gramos.
- Vt = Volumen del molde en cm^3 .

El contenido de humedad se calcula con la siguiente fórmula:

$$W = \left[\frac{(Ph - Ps)}{Ps} \right] \times 100$$

El peso volumétrico seco para cada peso volumétrico húmedo y su correspondiente humedad se calculan por la siguiente fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{\left[1 + \left(\frac{W}{100} \right) \right]}$$

Donde:

- W = Contenido de la humedad en porcentaje.
- Pw = Peso de la muestra húmeda, en gramos.
- Ps = Peso de la muestra seca, en gramos
- γ_s = Peso volumétrico seco en g/cm^3
- γ_h = Peso volumétrico húmedo, en g/cm^3 .

Los pesos volumétricos secos y las humedades correspondientes se utilizan para trazar la curva peso volumétrico seco-humedad, marcando en el eje de las abscisas los contenidos de humedad. La humedad que genera mayor peso volumétrico es la que permite la mayor compactación del material y se le conoce como humedad óptima de compactación.

En la misma gráfica se dibuja la curva de saturación teórica. Esta curva representa la humedad para cualquier peso volumétrico, que sería necesaria para que todos los vacíos que dejan entre sí las partículas sólidas estuvieran llenos de agua.

El peso volumétrico seco correspondiente a la curva de saturación teórica para la humedad dada se calcula con la fórmula:

$$\gamma_{scs} = \left[\frac{(100Da)}{(100 + wDr)} \right] \times 100 (\text{Kg.} / \text{m}^3)$$

Donde:

- γ_{scs} = Peso volumétrico seco de la curva de saturación ($\text{Kg.} / \text{m}^3$).
- Da = Densidad absoluta del material que pasa la malla No. 400 en g/cm^3 .
- Dr = Densidad relativa del material que pasa por la malla No. 40.

La curva de saturación teórica tiene por objeto comprobar si la prueba Proctor fue correctamente efectuada, ya que la curva de saturación y la curva Proctor nunca deben



cortarse dado que es imposible en la práctica llenar totalmente con agua los huecos que dejan las partículas del suelo compactado.

La curva de saturación teórica sirve para determinar si un suelo, en el estado en que se encuentra en el lugar, es susceptible de adquirir mayor humedad o mayor peso volumétrico fácilmente.

Así, una vez hecha la determinación del peso volumétrico y humedad en el lugar, se calcula el por ciento de huecos llenos de aire con la siguiente fórmula:

$$VA = \left[\frac{(\gamma_{scs} - \gamma_s)}{\gamma_s} \right] \times 100$$

Donde:

Va = Volumen de huecos llenos de aire %.

γ_{scs} = Peso volumétrico seco de suelo compactado correspondiente a la humedad w.

γ_s = Peso volumétrico de la curva de saturación teórica correspondiente a la humedad w.

Si este valor es mayor de 6.5%, el suelo se encuentra en condiciones de adquirir un peso volumétrico mayor con la humedad que contiene, o bien, sin variar su peso volumétrico seco, incrementar su humedad.

❖ Prueba Porter Estándar

Esta prueba tiene como finalidad determinar el peso volumétrico seco máximo de compactación Porter y la humedad óptima en los suelos con material mayor de 3/8" y los cuales no se les pueden hacer la prueba Proctor. Sirve también para determinar la calidad de los suelos en cuanto a valor de soporte se refiere, midiendo la resistencia a la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado periodo de saturación. Esta prueba se lleva a cabo de la siguiente forma:

- La humedad óptima de Porter es la humedad mínima requerida por el suelo para alcanzar su peso volumétrico seco máximo cuando es compactado con una carga unitaria de 140.6 Kg. /cm². Para obtener la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo se obtiene una muestra de 4 Kg. de material secado, disgregado y cuarteado. Cuando se ha logrado la disgregación de los grumos se tamiza la muestra por la malla 3/4". Se le incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota, y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad se coloca en tres capas dentro del molde de prueba, y cada una de ellas se les da 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando cargas uniformes y lentamente procurando alcanzar la presión de 140.6 Kg. /cm² en un tiempo de 5 minutos, la que debe mantenerse durante 1 minuto, e inmediatamente hacer la descarga en otro minuto.



- Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad de la muestra es inferior a la óptima. A otra porción de 4 Kg. de material se le adiciona una cantidad de agua igual a la anterior más 80 cc y se repite el proceso. Si al aplicar la carga máxima se observa que se humedece la base del molde, el material muestra una humedad ligeramente mayor que la óptima de Porter. Para fines prácticos es conveniente considerar que el espécimen se encuentra con su humedad óptima cuando se inicia el humedecimiento de la base del molde, siendo esta la más adecuada para su compactación.
- Se determina la altura del espécimen restando la altura entre la cara superior de éste y el borde del molde de la altura total del molde, y con este dato se calcula el volumen del espécimen. Se pesa el espécimen con el molde de compactación, se le resta el peso del molde y se calcula el peso volumétrico.

$$\gamma_h = \frac{Ph}{Vt}$$

Donde:

- γ_h = Peso volumétrico húmedo en g. /cm³. o Kg. /m³.
- Ph = Peso del material húmedo compactado dentro del cilindro Porter, en gr. o Kg.
- Vt = Volumen del espécimen en cm³ o m³.

- Se extrae el material del molde y se pone a secar a una temperatura constante de 100 a 110 °C hasta peso constante. Se deja enfriar el material, se pesa y se calcula la humedad y el peso volumétrico seco máximo.

$$W = \left[\frac{(Ph - P_s)}{P_s} \right] \times 100$$

$$\gamma_s = \gamma_h \left[1 + \left(\frac{w}{100} \right) \right]$$

✓ Valor relativo de soporte

Es un índice de resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad, y se expresa como el tanto por ciento de la carga necesaria para introducir un pistón de sección circular en una muestra de suelo, respecto a la profundidad de penetración del pistón en una piedra tipo triturada. Por lo tanto, Si P_1 es la carga en Kg. necesaria para hacer penetrar el pistón en el suelo en estudio, y $P_2 = 1360$ Kg., la precisa para penetrar la misma cantidad en la muestra tipo de piedra triturada, el valor Relativo de Soporte del suelo es de:



$$VRS = \left(\frac{P2}{1360} \right) * 100$$

✓ **Módulo de reacción (k)**

Es una característica de resistencia que se considera constante, lo que implica elasticidad del suelo. Su valor numérico depende de la textura, compacidad, humedad y otros factores que afectan la resistencia del suelo. La determinación de k se hace mediante una placa circular de 30" de diámetro bajo una presión tal que produzca una deformación del suelo de 0.127 cm. (0.05"). En general se puede decir que el módulo de reacción k es igual al coeficiente del esfuerzo aplicado por la placa entre la deformación correspondiente producida por este esfuerzo. Más adelante se hace referencia a esta propiedad tan importante para el diseño de pavimentos.

✓ **Propiedades Mecánicas**

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
 - a) Compresión Simple
 - b) Compresión Triaxial Rápida UU
- 2.- Compresibilidad (Consolidación Unidimensional)

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.



En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).





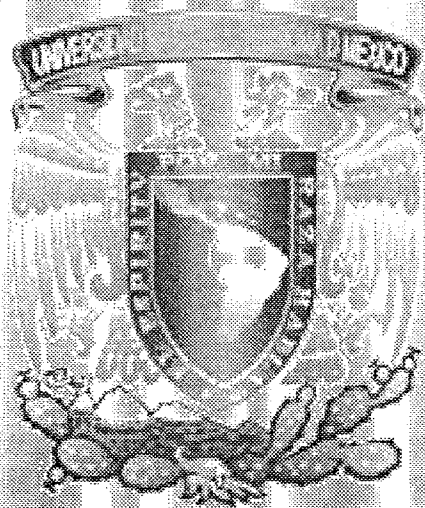
La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada-no drenada (UU), así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU.

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de las estructuras se obtuvo efectuando en muestras inalteradas la prueba de consolidación unidimensional. Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar.

En las muestras inalteradas de la subrasante se hicieron las siguientes pruebas:

- Contenido natural de agua
- Límites de consistencia
- Contracción lineal
- Valor relativo de soporte (CBR)





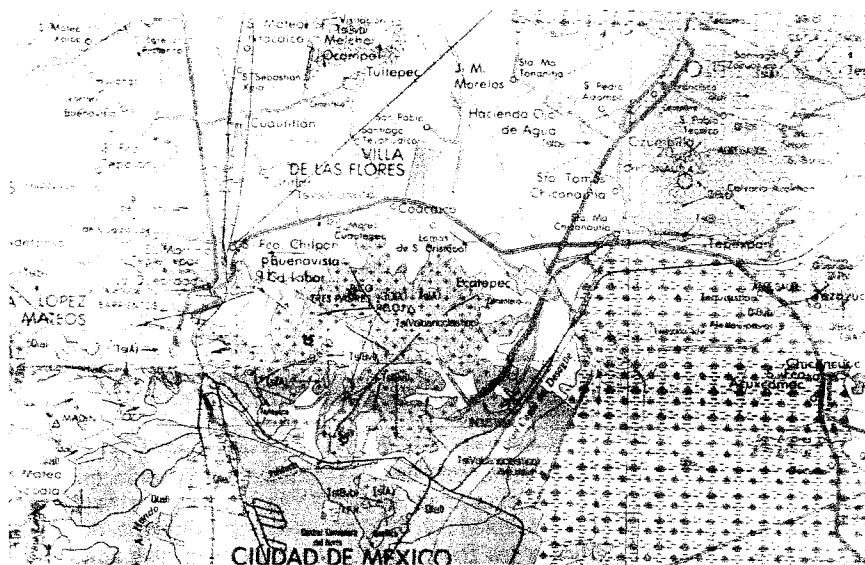
DESCRIPCIÓN
ESTRATIGRAFICA
DEL SUBSUELO.



4.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO.

4.1 Levantamiento geológico local

Las formaciones geológicas de los suelos que se localizan en esta zona son de origen aluvial y volcánico. En términos generales los suelos superficiales contiene restos de materia vegetal de poco espesor (50 cm. promedio), excepto en la zona NE donde el espesor de los materiales de relleno se incrementan, posteriormente se encuentran suelos correspondientes a las series clásticas fluvial y aluvial que están constituidos por materiales granulares aluviales y por depósitos superficiales de formación arcillosa, principalmente con intercalaciones de pómez, arena negra y vidrio volcánico; los depósitos de las formaciones de la Sierra de las Cruces que son básicamente de las formaciones Tarango y Becerra constituidas principalmente por brecha andesítica con intercalaciones de pómez, arena y limo; así como las de las Sierras de Tepotzotlán y de Guadalupe constituidos por numerosos horizontes de toba, ceniza y capas de pómez.



CARTA GEOLÓGICA DEL SITIO DE INTERÉS

El Valle de México es la unidad geográfica limitada al norte por las Sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco, y al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

El lugar se encuentra a cerca de un kilómetro del extremo Noroeste de la Sierra de Guadalupe, conocida como Zona de Lomas, de acuerdo con la zonificación de los materiales del subsuelo, y denominada geotécnicamente Formación Tarango.





En general los depósitos que constituyen esta formación presentan una estratificación regular en algunas zonas, en otras irregular y lenticular, y se encuentran constituidos por los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones en grandes volcanes andesíticos estratificados.

Dentro del predio se encuentran suelos producto de numerosas erupciones volcánicas del Pleistoceno, algunas quizás provenientes del Nevado de Toluca. Algunos de estos depósitos piroclásticos son arenas de pómez gruesas limosas que se encontraron en el lado norte y oriente, de manera superficial, con espesores variables entre 0.5 y 2.0 metros. Mas abajo existen polvos finos pumíticos cementados y a veces encauchados.

Subyaciendo al estrato de materiales pumíticos se encontró un limo arenoso, café, que abunda principalmente en el lado norte y sur del predio y en forma superficial, y más abajo la formación Tarango que son los depósitos color café (claro) a veces amarillento, quemados por erupciones posteriores adquiriendo coloraciones rojizas y grisáceas.

La Formación Tarango que subyace a todo el predio ha sido erosionada en las zonas donde aflora, la formación tobacea se encuentra a profundidades variables entre 1 y 3 m con respecto al nivel de terreno actual en la zona central del terreno en general, siendo la condición más crítica la zona oriente donde existen materiales de relleno de mala calidad colocados a volteo y constituidos por basura empacados en una matriz arcillosa de color café oscuro y negruzco, con un espesor variable entre 3 y 18 m de profundidad.

Los depósitos en la superficie en la zona sur de las plataformas 4 y 5 existen limos de color café en ocasiones de tonos oscuros, que cubren casi toda la superficie del terreno en la zona central de las plataformas 4 y 5.

Intercaladas entre los distintos suelos, bajo todo el predio, se encontraron depósitos aluviales y fluviales que son arenas con gravas y boleos, que ocurren con una distribución errática tanto en las partes altas como bajas en el predio.

Por la exploración descrita anteriormente se deduce, que la posibilidad de existencia de cavidades subterráneas es nula, tomando en cuenta que en el estudio aerofotográfico que se presenta mas adelante, se observa la explotación de los materiales del lugar a cielo abierto y que estos fueron cubiertos posteriormente en diferentes años, en particular las zonas colindantes a la autopistas son las más críticas por la existencia de materiales de tipo pumítico, los cuales son los que han sido objeto de explotación.

Únicamente se encontró un nivel del agua en la zona más baja y central del predio que se ubica en la plataforma 5, donde se forma un cauce en época de lluvias donde se canalizan los flujos de agua de las zonas más altas, en la fecha en que se realizo la exploración se encontró agua estancada, la cual únicamente en época de lluvias se acumula, sin embargo esta agua se infiltra y desaparece en un corto tiempo, por lo que al configurar las plataformas se deberán crear obras de protección para canalizar el escurrimientos del agua de las partes superiores.



23

4.2 Características estratigráficas y físicas del subsuelo

La formación Tarango representa un conjunto estratificado a veces regular, a veces irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado (4°), constituido en la zona de interés por horizontes de cenizas volcánicas de distintas granulometrías (tobas) intercalados por capas de erupciones pumíticas.

Actualmente en la zona oriente del sitio de interés, particularmente en donde se ubicará la plataforma 6, existe una plataforma de materiales colocados sin ningún control y a volteo, para configurar una superficie horizontal y sobre la que se encuentran estacionadas cajas de trailer que se tienen en esta zona, que tienen una elevación superior a todo el terreno total.



**CAJAS DE TRAILER QUE SE ENCUENTRAN EN LA ZONA DONDE SE COLOCARON
MATERIALES A VOLTEO**



SE OBSERVA EL TIPO DE MATERIAL DE RELLENO, QUE FUE COLOCADO A VOLTEO.

De acuerdo a una previa inspección física del terreno se observó que superficialmente hacia las zonas cercanas a la vialidad de acceso al sitio de interés y en general los materiales del lugar son de tipo tobáceo, de alta resistencia y baja deformabilidad típicos de la zona de Lomas, sin embargo en algunas áreas ubicadas aleatoriamente y en forma desordenada que en general se encuentran cercanas al



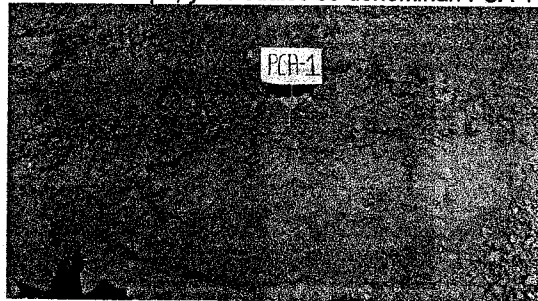
55

cuerpo del talud desarrollado en su colindancia norte y poniente, se tienen materiales de relleno colocados a volteo constituidos por basura empacadas en una matriz arcillosa que han tratado de cubrir algunas zonas que han sido explotadas a cielo abierto en años anteriores para dejar superficies horizontales, tal es el caso de la plataforma 6 que corresponde al lote superior del sitio de interés.



**VISTA DEL TERRAPLEN FORMADO POR RELLENO COMPUESTO DE BASURA,
MATERIAL PRODUCTO DE DEMOLICION**

Se excavaron dieciséis pozos a cielo abierto a 3.0 m de profundidad, distribuidos en toda el área que cubre la plataforma de interés, con el objeto de muestrear los materiales naturales del lugar y determinar sus características físicas y de los materiales superficiales, estableciendo la factibilidad del uso de estos materiales para la configuración de terracerías de materiales de relleno controlados y compactados en forma adecuada, se obtuvieron muestras representativas alteradas de los materiales del sitio de interés y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos, mediante técnicas de clasificación de campo, y los cuales se denominan PCA-1 a PCA-16.



POZO A CIELO ABIERTO PCA-1

El control y coordinación de la exploración de campo y de los ensayos en el lugar se efectuarán por parte de un ingeniero especialista en geotecnia.

De acuerdo a la exploración realizada se observó que los materiales en la zona sur de la plataforma superior denominada 6; en la zona sur y colindante con la calle de



acceso afloran los materiales resistentes de depósito natural del lugar, ya sean en estado natural o redepositados, que corresponden básicamente a tobas volcánicas constituidas por arcillas limosas poco arenosas y limos arenosos poco arcillosos, de color café y café claro con tonos amarillento y en ocasiones rojizo, con las características suficientes para emplearse en la construcción de terracerías para un terraplén.



BANCO DE MATERIAL NATURAL, PARA SU POSIBLE EXPLOTACIÓN.

Ahora bien en la zona norte del área analizada, se observó que existen materiales de rellenos de mala calidad hasta una profundidad máxima de 18 metros con respecto al nivel actual del terreno, estos materiales fueron colocados a volteo sin ningún control constituidos por arcillas poco arenosas de alta plasticidad de color negro, y contaminados con materia orgánica, basura y pedacearía de construcción (cascajo), e incluso en algunas zonas donde se efectuaron las calas se percibió el olor a gases tóxicos como producto de la descomposición de materia orgánica que al entrar en contacto con el aire se descomponen, por lo que se establece que estos materiales no son aptos para ningún trabajo de relleno controlado, ni aun estabilizándolos con cemento o cal o seleccionándolos, por lo que estos materiales deberán ser desechados fuera donde lo indique la Dirección de Obra.

De acuerdo a las características de los materiales que se tienen en el sitio de interés y tomando en cuenta lo antes mencionado, se estima que podrán utilizarse del orden del 40% de los materiales existentes en la colindancia sur de la plataforma No. 6.

En particular en el predio de interés, de acuerdo a los sondeos profundos realizados y al levantamiento geológico superficial realizado, los depósitos del subsuelo están constituidos por materiales de origen volcánico, del tipo de nubes ardientes constituidos por tobas areno-arcillosas poco limosas, y arenas limo-arcillosas de consistencia dura y contenido natural de agua medio de 40%, e índice de resistencia a la penetración estándar mayor a 50 golpes, no habiéndose encontrado hasta la profundidad máxima explorada materiales pumíticos con espesores considerables para su explotación subterránea, sin embargo es necesario mencionar que la arena pumítica detectada en el sitio de interés se encuentra superficialmente y fue explotada a cielo abierto.

En función de lo anterior se considera que en las áreas que ocuparán las estructuras de interés, la probabilidad de la existencia de cavidades bajo el suelo como producto de la explotación de materiales pumíticos es baja. Lo anterior es necesario considerarlo, ya que en el caso de dictaminar su presencia provocaría algún movimiento



en la estructura que ocasionaría su inestabilidad, que más adelante se describe en las conclusiones obtenidas del estudio fotogramétrico realizado mediante la inspección de fotografías aéreas tomadas en diferentes años del sitio de interés para observar la evolución del movimiento de tierras generado en años pasados.

La estratigrafía es distinta en las diferentes zonas que configuran al sitio de interés, pues es errática superficialmente tanto para la zona baja como para la zona más alta. En la zona baja central se encontró un limo café en la superficie, con espesores máximos de dos metros.

El espesor del limo va disminuyendo gradualmente hacia Poniente y hacia el Norte.

Se observa que en la frontera entre los tres lotes se tiene la condición más desfavorable, y en particular en la zona central del área antes señalada, dada la existencia de materiales arcillosos de alta plasticidad que tienen espesores hasta de 2 m que desaparece hacia el poniente, por lo que se recomienda recortar por lo menos los dos primeros metros o al contacto con los materiales resistentes, lo que ocurra primero, en el caso de despallar los dos primeros metros y observar que la existencia de estos continúa, se deberá escarificar una profundidad adicional de 15 cm. e incorporar cal en un 6% en peso, para posteriormente homogenizarlo y recomprimirlo al 90%, una vez efectuado lo anterior se procederá a colocar la primera capa de materiales controlados de banco, previo al movimiento de tierras de estos depósitos arcillosos, será necesario despallar todo el terreno por lo menos 30 cm., para retirar la capa de suelo vegetal, existen algunas áreas donde se requiere retirar fuera de la obra montículos de materiales de relleno constituidos por boleos de gran dimensión o materiales mala calidad mezclados con desperdicio de demolición, estos materiales no son viables para usarlos como rellenos, ni papeandolos, dada la gran cantidad de materiales ajenos a la matriz limo arenosa poco arcillosa tales como tabique, basura, plásticos, boleos.



MATERIALES PRODUCTO DE RELLENO, DESPALME HASTA ENCONTRAR MATERIAL NATURAL

En esta zona se recomienda recortar únicamente la zona central en una profundidad mínima de dos metros o al contacto con los materiales tobaceos de color café claro, los cuales hacia el poniente afloran, excepto al pie del talud existente de la plataforma de materiales de mala calidad, donde aparecen un manchón de materiales de relleno que deberán ser extraídos del fondo de la barranca y sustituirlos por materiales debidamente tratados y compactados al 92%.



La zona más baja que es la más crítica, no únicamente porque se tienen materiales arcillosos de poniente a oriente, sino también por la presencia de materiales granulares constituidos por fragmentos de roca y en ocasiones tamaños de roca hasta de un metro de diámetros o mayores, los cuales deberán ser extraídos fuera de la obra o bien mezclarse con materiales finos y colocarse en la zona más profunda que se proyecte rellenar hasta por lo menos dos metros antes de llegar al nivel de piso terminado, desde luego deberá seleccionarse los fragmentos de boleos a tamaños máximos de 6" de diámetro.



**VISTA DE UNO DE LOS MONTÍCULOS DONDE SE APRECIA EL MATERIAL LIMO
ARCILLOSO, Y UN ESTRATO DE ROCA.**

Todos los materiales de relleno de esta zona se deberán retirar fuera de la obra, bajo ninguna circunstancia podrán utilizarse como materiales de relleno, ni con algún tratamiento, tales como la incorporación de cal, ni seleccionar a los materiales para intentar habilitar a estos materiales como materiales de relleno controlado.

Deberá preverse en esta zona al excavar los rellenos de mala calidad, el suministro de cal sobre los materiales orgánicos para evitar contaminación, intoxicación o alguna posible infecciones del personal que se encuentre laborando durante este proceso. En la parte superior de este corte se deberá efectuar un despalme mínimo de 20 cm. para eliminar la capa de suelo vegetal, a continuación se observan en la zona sur y oriente de la plataforma existente (plataforma denominada 6), materiales de relleno que no son altamente arcillosos, sin embargo podrán utilizarse como relleno, los materiales granulares mayores a 4" deberán desecharse, sin embargo, deberá evaluarse en forma continua la calidad de los materiales encontrados pues sus características pueden cambiar.

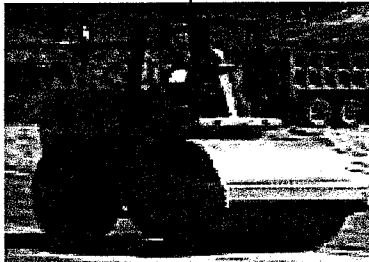
En el caso de reducir el espesor de mejoramiento y que se tengan los depósitos limosos a menos de 2 m del nivel de piso terminado será necesario recurrir a la alternativa de cimentación mediante pilas, las cuales se deberán apoyar en el estrato resistentes y estas tendrían longitudes variables entre 8 y 14 m.



Cabe aclarar que en la mayor parte del terreno del sitio de interés se tienen materiales resistentes de tipo tobaceo, los cuales de acuerdo al proyecto requerirán de un corte suficiente para dejar el piso terminado de proyecto, por ende, es necesario que el terraplén requerido en la zona central tenga una rigidez equivalente para garantizar la estabilidad de las estructuras.

En la mayor parte de la margen sur y norte de la zona analizada, es el área más favorable, pues se observa la existencia de materiales resistentes de depósito natural, sobre los cuales se les efectuara cortes, de igual forma en algunas partes se requerirá un mínimo de rellenos controlados compactados que pueden ser los mismos materiales producto del corte efectuado para dejar la superficie del terreno coincidente con la calle de acceso correspondiente a cada terreno.

En las zonas donde se requieran materiales para terraplén deberán compactarse al 92%, utilizando motoconformadoras para extender y uniformizar el material suministrado y compactándolo posteriormente con rodillo liso vibratorio con un peso medio de 9 ton en condiciones estáticas o equivalente.



RODILLO LISO

Las tres últimas capas del terraplén antes de la base de grava controlada deberán compactarse al 96% de su peso volumétrico seco máximo, posteriormente se deberá colocar la base con un espesor mínimo de 20 cm. y compactada al 98%.

Por lo que se concluye que tomando en cuenta los cortes estratigráficos realizados y se podrá realizar la construcción de las plataformas requeridas para alcanzar el nivel de proyecto que de acuerdo a las necesidades del cliente, el nivel de piso terminado de la nave estará a 1.2 metros del nivel de rodamiento, los cuales estarán en las cotas 2325, 2339 y 2353 para las plataformas 4, 5 y 6 respectivamente.

De acuerdo a lo anterior únicamente se tendrán cortes variables entre 8 y 12 m en la colindancia sur y que colinda con la calle de acceso al terreno, y se tendrán rellenos en la parte central (que es la zona más baja de todo el terreno), para lo cual se requerirá de un terraplén variable entre 17 y 28 m que incluye el despalme mínimo, el recorte de los materiales de mala calidad y el terraplén necesario para alcanzar el nivel de proyecto, con esta alternativa se podrán cimentar las estructuras mediante zapatas aisladas o corridas en las zonas donde aflore la toba volcánica; en el caso de que se tengan los depósitos resistentes a una profundidad mayor a 3 m del nivel de piso terminado será necesario recurrir a la alternativa de cimentación mediante pilas, las cuales se deberán apoyarse en el estrato resistentes, en ese caso se tendrían longitudes variables entre 8



y 28 m, siendo las longitudes mas grandes en la plataforma más elevada de acuerdo a los datos que nos han proporcionado al momento.

Estos limos de color café grisáceo son la frontera entre la capa de suelo vegetal, que se localizaron en las partes norte y sur de cada uno de los lotes, en la transición entre los depósitos superficiales y los tobaceos que corresponde a las zonas altas del terreno; alternan con capas de arenas pumíticas poco limosas con espesor variable entre 50 cm. y 2 m, únicamente en la zona central y en la colindancia norte se tiene un estrato de espesor variable entre 0.50 y 1.0 m, de fragmentos de boleos de tipo andesítico lajeados, en estado suelto y reacomodados, de color rosáceo y sin finos, redepositados en forma natural.

La presencia de los distintos estratos de arenas y gravas, de color gris, es errática y probablemente ocurran en bolsas. Los depósitos que sobreyacen a la toba volcánica son de compacidad media y de compresibilidad baja para los efectos de las cargas de este proyecto.

El espesor del limo de color oscuro que se encuentra en la zona más baja del terreno total de la etapa San Martín Obispo IV disminuye hacia el Norte y hacia el oriente.

En la zona alta la estratigrafía es similar a la estratigrafía profunda de la zona baja, la resistencia a la penetración estándar es sumamente alta en todas las profundidades y mayor de 50 golpes en 30 centímetros de penetración estándar, excepto en el área de la plataforma 6, donde se tienen materiales de relleno de mala calidad, y en ocasiones las tobas volcánicas que se encuentran aledañas a estos poseen resistencia inferiores a las de las áreas restantes que se encuentran en la zona sur y norte.

Los contenidos de humedad de los suelos que subyacen a los depósitos superficiales profundos son del orden de 30 %, aunque en ocasiones se aumentan hasta casi 45 %.

Todos los suelos que se tiene en la frontera entre los depósitos superficiales de color gris oscuro y los depósitos naturales de color café claro (tobas) son de compresibilidad y resistencia media, relativamente a las cargas que aplicará la estructura sobre de ellos.

Únicamente en la zona central de las áreas que corresponden a las plataformas 4 y 5 se tiene materiales arcillosos producto de la depositación de sedimentos arrastrados por los escurrimientos de las zonas superiores.

Deberá preverse un movimiento de tierras mínimo de 2 m por debajo del nivel actual del terreno en los sitios de las plataformas 4 y 5, y en forma general en las zonas bajas que corresponde a las áreas centrales para retirar la arcilla negra que subyace al nivel actual del terreno o al contacto con los materiales resistentes en las zonas altas, así como la presencia de materiales colocados a volteo constituidos por fragmentos de boleos y lajas de tipo andesítico, sin nada de finos, en estado suelto y aparecen en la parte superficial, estos materiales deberá tratárseles adecuadamente y únicamente se podrán colocar en la zonas más baja y mezclándolos con materiales finos, sin embargo deberá evaluarse si conviene esta acción o en su lugar eliminarse estos materiales y



sustituirlos por materiales controlados.

De acuerdo con el proyecto será necesario colocar espesores variables de relleno controlado y compactado, de acuerdo al siguiente criterio:

- Para el caso donde los materiales resistentes afloren se colocará como mínimo una capa de grava controlada de 20 cm. compactada al 98%.
- En las zonas donde el nivel de terreno actual se encuentre por debajo del nivel de piso terminado a 2 m como máximo será necesario efectuar una excavación mínima de 1 m por debajo del nivel actual del terreno y sustituirlos por materiales controlados en capas de 20 cm. al 92%, excepto las tres últimas capas que quedarán compactadas al 96%, para finalmente colocar una capa de 20 cm. de base controlada compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo.
- Para el caso donde el nivel actual de terreno se encuentre a una profundidad mayor de 2.0 m con respecto al nivel de piso terminado, será necesario efectuar una excavación mínima de medio metro por debajo del nivel actual de terreno y sustituirlos por material controlado compactado al 92%, excepto las tres últimas capas que quedarán compactadas al 96%, posteriormente se colocará una capa de 20 cm. de base controlada compactada al 98% sobre la que se construirá el pavimento o el piso terminado de la Nave.
- Será necesario que en el momento del corte y despalme de estos materiales, certifique un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos las características encontradas de los materiales descubiertos por la excavación y en su momento realizar las modificaciones que se consideren necesarias ya que los sondeos son puntuales, por consiguiente se marca la necesidad de mantener una supervisión en forma continua durante el proceso de movimientos de tierras para observar todas las incidencias y aplicar las medidas pertinentes y en forma preventiva.
- En la zona de rellenos existentes será necesario extraer la totalidad de estos, pues son de mala calidad y tienen espesores variables entre 6 y 18 m, estos materiales no pueden utilizarse como rellenos, ni seleccionándolos, ni incorporándolos cal para reducir su plasticidad, por lo que deberán retirarse fuera de la obra.
- En la zona central del sitio de interés, que es la más crítica de todo el terreno se tendrán rellenos controlados con espesores variables entre 17 y 27 m de altura a partir del nivel máximo de excavación (realizando previamente una excavación mínima de 2 m para retirar todos los materiales de mala calidad) para alcanzar el nivel de piso terminado de proyecto, las características del terraplén requerido se efectuaran con el mismo criterio antes mencionado, es decir, por material controlado compactado al 92%, en capas de 25 cm. en estado suelto, excepto las tres últimas capas que quedarán compactadas al 96% y en capas de 20 cm., posteriormente se colocará una capa de 20 cm. de base controlada compactada al 98% sobre la que se construirá el pavimento o el piso terminado de la Nave.
- En el caso de no querer extraer los materiales de relleno de mala calidad se recomienda construir una plataforma de suelo cemento de 2 m de espesor mínimo por debajo del nivel de piso terminado, que funcione como una plataforma rígida y construir sobre estos una cimentación a base de pilas con longitudes variables entre 8 m y 28 m de profundidad que transmita la carga a los depósitos resistentes y complementada con traveses de rigidez.



- Particularmente en la zona más baja de los dos lotes marcados 4 y 5, los materiales deberán excavarlos a una profundidad mínima de 2.0 m por debajo del nivel actual del terreno retirarlos, pues esta zona esta constituida por arcillas que empacan en forma aislada basura y materia orgánica, con una resistencia muy baja y con condiciones de alta deformabilidad, esta zona deberá rellenarse con material de banco compactado al 90% en capas de 25 cm. en estado suelto hasta alcanzar los 2.0 m excavados recomendados, para lo cual deberán dejarse taludes a 45 grados, y una vez alcanzado el nivel actual del terreno se procederá a colocar la continuación del terraplén con los criterios antes señalados, es decir, se colocará material controlado compactado al 92% en capas de 25cm, excepto las tres últimas capas que quedarán compactadas al 96%, posteriormente se colocará una capa de 20 cm. de base controlada compactada al 98% sobre la que se construirá el pavimento o el piso terminado de la Nave.

Los criterios antes mencionados se establecen tomando en cuenta lo siguiente:

- Que los materiales superficiales en la mayoría del terreno corresponde a una capa de suelo vegetal variable entre 15 y 50 cm., de espesor, la cual deberá ser despalmada, dejando al descubierto los materiales naturales del lugar.
- Que los materiales arcillosos y limosos, de color café, que subyacen a la capa superficial son materiales de resistencia y deformabilidad media.
- Que en el caso de que se tengan materiales arcillosos y aparezcan al nivel de la excavación recomendada, será necesario escarificarlos en una profundidad de 15 cm. e incorporarles cal en 6%, homogenizándolos y recompactandolos al 90%, para a continuación proceder a la colocación del terraplén.
- Se recomienda un espesor mínimo de rellenos de 4.0 m bajo la nave en las zonas donde se tenga que rellenar y se tenga un limo de color oscuro de consistencia media, y en las zonas donde se tenga el nivel actual del terreno más bajo, dado que con este espesor se podrán utilizar zapatas de cimentación desplantadas a 1.5 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado de terracerías.
- En el caso de que los materiales controlados tengan un espesor máximo de 2.0 m deberán emplearse zapatas corridas o aisladas con un área mayor de contacto, pues en este caso subyacerían los materiales limosos que son de resistencia media y baja deformabilidad, con el incremento del área de contacto y con el espesor mínimo de rellenos recomendado se garantizará la estabilidad de los pavimentos.
- Considerando la exploración realizada en la zona más baja y central al terreno, se tiene que superficialmente hay una capa de suelo vegetal constituida por arcilla poco arenosa con raíces gruesa y desecada, de color café oscuro, de consistencia blanda, hasta una profundidad media de 6.5 m se encontró una arcilla plástica con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 7 y 12 golpes, con contenido de agua variable entre 50 y 130%, de consistencia variable entre blanda y media, a partir de 6.5 m de profundidad se encontró un estrato limo arenoso, café, de consistencia dura y con índice de resistencia a la penetración estándar mayor a 30 golpes, lo que implica un estrato duro donde se puede apoyar una cimentación profunda.



- Lo mismo acontece en la zona de rellenos de mala calidad de la plataforma denominada 6, se requerirán pilas de cimentación con longitudes variables entre 8 y 30 m de longitud, aunado a que tendrá que mejorarse por lo menos un espesor mínimo de 2.0 m con suelo cemento por debajo del nivel de piso terminado, retirando los materiales excavados a donde lo indique la dirección de obra.
- El espesor del terraplén recomendado es con el fin de homogenizar la rigidez de todo el terreno, antes, durante y después de concluida la construcción, evitando se presenten asentamientos diferenciales por la heterogeneidad de la consistencia en el suelo de apoyo.

El peso de la superestructura es repartido por los rellenos en forma de campana disipándola como una gran zapata, por lo que no producirán hundimientos adicionales.

En los lugares donde el espesor de relleno controlado es menor bajo las zapatas el espesor de los limos también deberá ser menor. Se ha pedido un mínimo de rellenos de 2.0 metros después del despalme, lo cual repartirá la carga muerta de la columna a valores que no producen hundimientos de magnitudes importantes. En las zonas altas de depósitos tobaceos materiales con alta resistencia y baja deformabilidad, no habrá hundimientos de ningún tipo.

En la zona alta del predio se recortará por lo que se estudió la posibilidad de utilizar este suelo como relleno en la zona baja. Por este motivo se efectuaron pruebas de compactación con este suelo en el laboratorio. Se estima que su trituración en el campo resultaría en terrones del tamaño de grava, haciéndolo aceptable para hacer un relleno compactado de calidad, el suelo presenta una frontera entre la baja y alta plasticidad, por lo que se estima que se podrá utilizar y aprovecharlo como rellenos, de acuerdo a las experiencias en nuestro laboratorio. Se recomienda efectuar pruebas de campo durante el proceso de terracerías para ratificar en forma continua las características que presenten estos materiales, en el momento de la excavación.



4.3 INVESTIGACIÓN AEROFOTOGRAFICA

De acuerdo a una previa inspección física del terreno de interés se observó que superficialmente se tiene un estrato arcilloso café oscuro en la zona central, con características de plasticidad media y consistencia firme (deformabilidad media), producto de la redepositación de los materiales existentes en las partes superiores de la planicie que fueron erosionados y trasladados hacia las zonas más bajas por las aguas pluviales durante los últimos años a estos materiales les subyace un material tobaceo (resistentes), es decir un material de alta resistencia y baja deformabilidad propios de una zona de Lomas que tiende a emerger hacia las zonas donde la topografía es más alta, donde inclusive se encontraron materiales de tipo pumítico de espesor reducido, en particular en la colindancia con la autopista se tienen materiales pumíticos en la parte superior del terreno, pero que fueron explotados a cielo abierto, también se observó que en la plataforma 6 se tienen materiales de relleno de mala calidad hasta una profundidad de 18 m, como producto de la colocación de materiales a volteo y sin ningún control.

Para precisar la existencia, profundidad y espesor de las capas de materiales pumíticos que pudieran tenerse en el terreno se realizaron sondeos exploratorios a profundidades variables entre 8 y 28 m de profundidad, empleando la herramienta de penetración estándar, mediante los cuales a través de su ejecución se deberá poner especial cuidado en observar la pérdida de lodos de perforación o la caída súbita de la herramienta de perforación que pudieran ser indicios de cavidades en el subsuelo o de materiales muy sueltos, asimismo mediante la investigación aerofotográfica se podrá observar en diferentes años la evolución del movimiento de tierras (explotación a cielo abierto) y la orientación de posibles bocaminas que son los accesos de las cavidades subterráneas.

Se efectuó un levantamiento geológico superficial mediante el reconocimiento detallado de la zona en que se localiza el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas que pudieran desarrollarse hacia el predio de interés, o de rellenos y alteraciones del terreno que fueran indicio de ellas, auxiliándose de un estudio de fotografías estereoscópicas de diferentes años (1970, 1987, 1994, 1999, 2001 y 2002) que permitan visualizar alguna anomalía que no se detecte durante la exploración realizada.

El sitio de interés se encuentra en la zona I denominada zona de Lomas esta formada por suelos areno limosos (tobas) compactos, de alta capacidad de carga y baja deformabilidad, aunque en una parte del sitio de interés se debe considerar como zona de Transición, por la presencia de depósitos arcillosos de espesor variable.



Para la zona más alta se han detectado varios tipos de suelos que se clasifican de acuerdo a los problemas de cimentación y que se describen como sigue:

- a) Tobas estables aun bajo la acción erosiva de agua, compuesta por mezclas de arena y grava en proporciones variables, cementadas por una matriz de suelos finos con alta capacidad de carga. Cuando estos suelos aparecen limpios son los mejores para utilizarse como agregados pétreos; sin embargo su localización no se puede ubicar en un plano, pues depende en gran medida de las condiciones en que se depositaron, y en la mayoría de los casos han sido cubiertas por emisiones volcánicas.
- b) Tobas inestables bajo la acción erosiva del agua. Estos suelos están compuestos en gran proporción por arcilla de plasticidad media a alta con cementación pobre. Como materiales de relleno son muy malos debido a su erodibilidad. A menos que se cubran debidamente y se aislen de los cambios de humedad, sus propiedades de resistencia después de compactados disminuyen notablemente si se saturan.
- c) Suelos pumíticos. Dentro de las formaciones características de la zona se pueden encontrar espesores variables entre 1 y 3 m de arena pumítica limpia. Estos materiales sufren rotura de grano si se someten a presiones de contacto altas (2.5 Kg. /cm^2). Los estratos en que aparecen son sensiblemente horizontales y con gran frecuencia se ubican en capas de mucha mayor dureza. En algunas ocasiones se encuentran mezclas de arena pumítica con suelos finos que disminuyen en cierto grado su compresibilidad por rotura.
- d) Rellenos. Debido al intenso crecimiento que tiene la ciudad hacia la zona de lomas, los proyectistas se encuentran con terrenos mas accidentados. En algunos casos se ha tratado de aprovechar las barrancas rellenándolas con material mal compactado. Los problemas de hundimientos que ocurren después de la primera saturación son críticos y continúan aun después de varias estaciones de lluvia.

De acuerdo a las observaciones hechas en recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés, no se observo la existencia de capas de materiales pumíticos con espesores que pudieran haber sido objeto de explotación en el pasado en forma subterránea, ni se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo, como depresiones o agrietamientos del terreno, y en general observando la morfología y accidentes del terreno, concluyéndose que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es muy baja.

Del análisis de los pares estereoscópicos de fotografías aéreas tomadas en los años 1970, 1987, 1994, 1999, 2001 y 2002 se obtuvo la siguiente información:

En la fotografía del año de 1970 se observa que la única explotación a cielo abierto se realizo en una zona al oriente, muy retirada del sitio de interés donde actualmente se tiene un deposito de trailers sobre la ladera de una loma, esto se ubica en un área localizada un poco antes donde existe actualmente la bodega de Wall Mart.

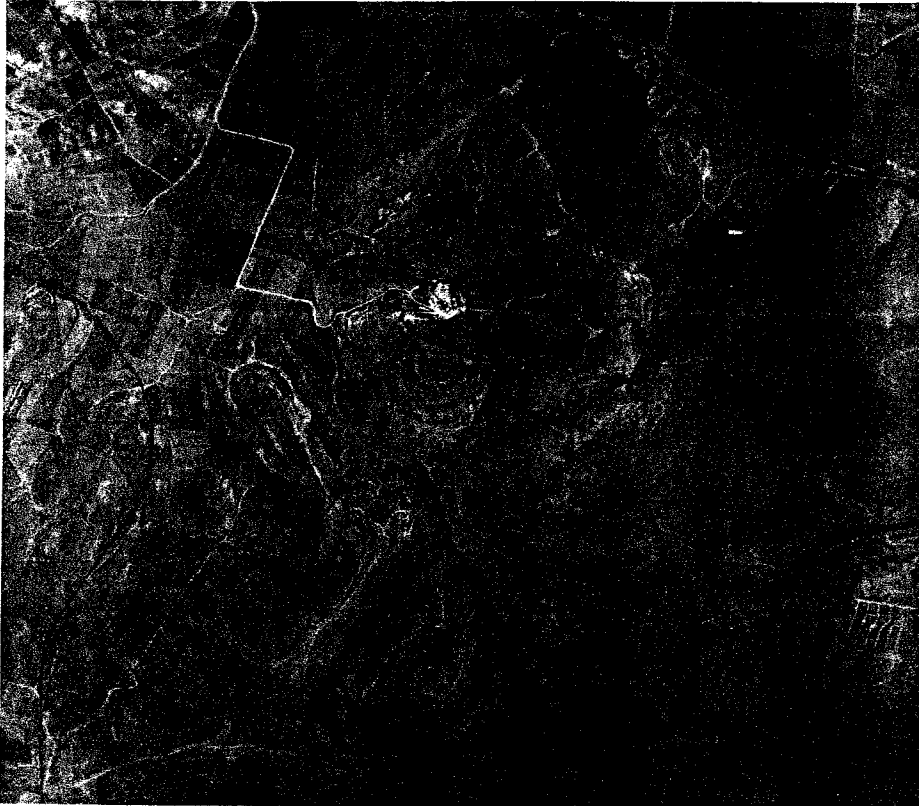


FOTO AEREA 1970

En el año de 1987 como puede observarse en la fotografía aérea correspondiente, se desarrollo una explotación a cielo abierto en la zona oriente al sitio de interés muy lejano y circundante a la caseta de cobro existente actualmente de la autopista Chamapa Lechería, e incluso en este periodo todavía no se tenía construida la autopista, únicamente como dato adicional a la investigación el camino que pasa por arriba de la autopista y se encuentra en el terreno de interés se tenía debidamente trazado a nivel superficial, el cual sirvió de referencia para ubicar al sitio de interés.

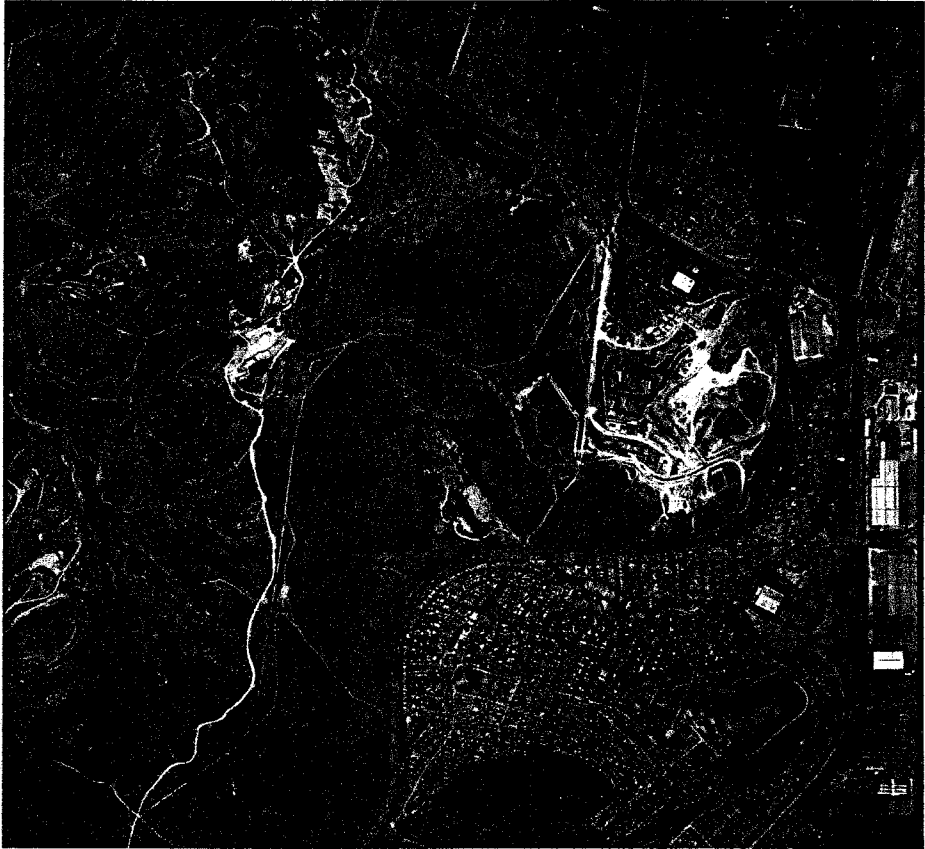


FOTO AEREA 1987

Durante el periodo de 1994, la explotación a cielo abierto continuo de manera mayor en el área mencionada anteriormente para el año de 1987, durante este periodo ya se tenía construida la autopista Chamapa Lechería y el camino que pasa por el sitio de interés ya se encontraba resuelto mediante un puente, no encontrándose ningún indicio de explotación en el sitio de interés. Durante este periodo se observa que fue la de mayor auge en la explotación a cielo abierto de las serranías en diferentes áreas, como consecuencia del uso de bancos de materiales para la construcción de la autopista, es decir la explotación se efectuó en las partes más altas y circundantes a la caseta de la autopista, que se encuentran lejos de influir al área de interés.

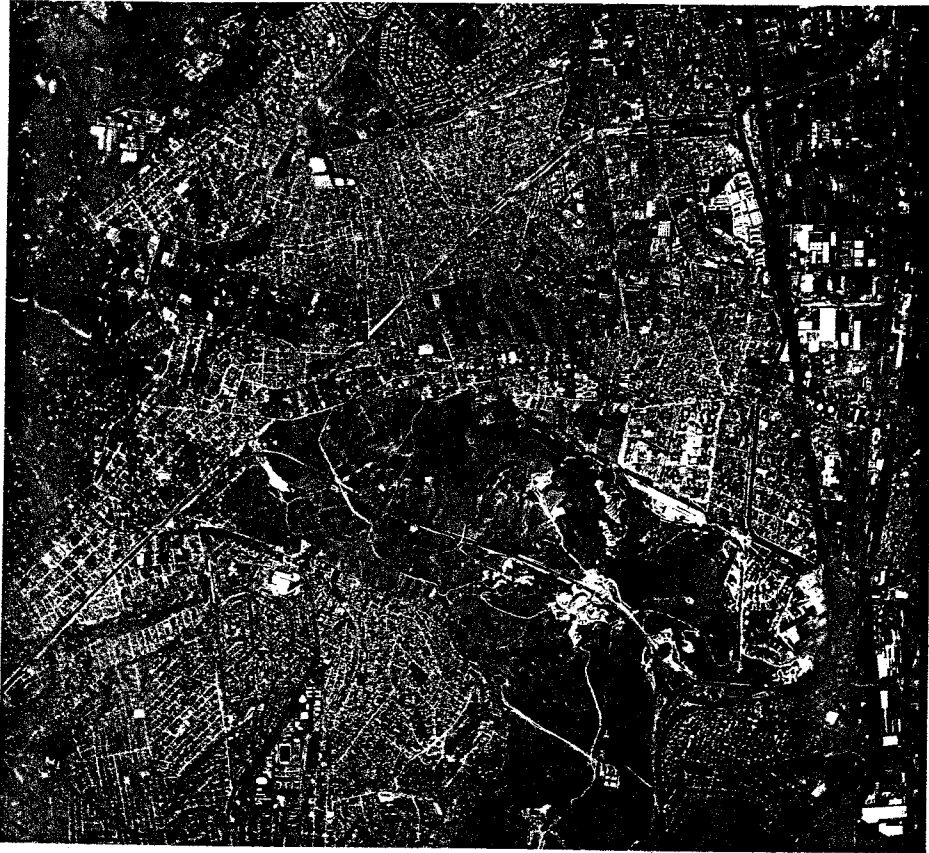


FOTO AEREA 1994

Finalmente en la última fotografía que corresponde al año 2201 y 2002, se observó que el movimiento de tierras más importante se efectuó en la zona sureste con respecto al área de interés, en la parte más alta de la serranía sobre la parte superior de una loma y que corresponde a la colindancia con la bodega de Wall Mart, que actualmente se tiene construida y la cual también fue edificada en el año en curso, por lo que establecemos que no se tiene indicios de ninguna explotación en el área de interés, sin embargo es importante mencionar que los principales movimientos de tierras se efectuaron en años anteriores sobre las áreas circundantes a la caseta de la autopista Chamapa-Lechería, en particular sobre las zonas más altas de esta área.



FOTO AEREA 2001



FOTO AEREA 2002

Por lo que se concluye que en función de las fotografías aéreas obtenidas, no se observó ningún indicio de movimiento de tierras, ni explotación en forma subterránea de materiales del subsuelo en el sitio de interés para las plataformas 4 y 5, teniendo como referencia un camino de terracería que existe desde 1970. Finalmente tomando en cuenta todo lo anterior establecemos, que la posibilidad de existencia de cavidades subterráneas es nula, aunque la plataforma 6 es la única que tuvo una explotación de los materiales a cielo abierto y que fue cubierta por materiales de relleno de mala calidad con una profundidad máxima de 18 m al pie del talud que configura a la plataforma existente.



4.4. REVISIÓN DE FACTIBILIDAD DE EXISTENCIA DE CAVERNAS

Mediante recorridos de inspección se investigó en los cortes o barrancas cercanos al predio de interés, la existencia de capas de materiales pumíticos o de bocaminas o indicios de la explotación subterránea de estos materiales.

❖ **Recorridos de Inspección.**

En los recorridos de inspección realizados se tomaron en consideración los siguientes aspectos, los cuales permiten orientar de una manera adecuada la localización de posibles cavidades.

- a) Todas las cavidades son de origen artificial, excavadas por el hombre, por lo que sus dimensiones originales debían permitirle su acceso, es decir, del orden de 1.5 a 2.0 m tanto de altura, como ancho; las cavidades debieron tener siempre una entrada o boca en la superficie y desarrollo continuo a partir de ella.
- b) Se observan con mayor atención los niveles en los que se conoce la existencia de capas de materiales pumíticos.
- c) Usualmente las minas arrancan de barrancas ó de cortes, a partir de los que se podían reconocer aquellos mantos ó lentes de materiales útiles para la construcción.
- d) La explotación se efectuaba a través de túneles o galerías, cuyo desarrollo variaba desde un solo túnel sencillo, hasta una verdadera red intrincada y compleja, pudiendo estar las galerías alojadas en un mismo manto ó en varios situados a diferentes niveles. Donde los materiales eran particularmente aptos para su explotación, se llegaron a excavar salones de grandes dimensiones horizontales que dependiendo de las características de los materiales de su bóveda, podían salvar claros grandes.

Considerando la información recopilada mediante la investigación de las características del subsuelo realizada en la zona de interés, y de las observaciones hechas en los recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés en los cortes y barrancas cercanas, así como los aspectos antes mencionados, y en particular en toda la superficie de interés y colindante en un perímetro de 1 kilómetro, no se encontraron capas de materiales pumíticos con espesores suficientes para ser instrumento de explotación profunda, ni se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo dejadas por la explotación de estos mantos ni en forma subterránea, que únicamente se observó explotación a cielo abierto pero con una profundidad inferior a 3 m, en general observando la morfología y accidentes del terreno, tales como depresiones o agrietamientos del terreno, concluyéndose que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es nula.



**ALTERNATIVAS
DE CIMENTACIÓN.**



5.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas que la estructura transmitirá a la cimentación una carga máxima estimada del orden de 33,500 Kg. y una carga viva aplicada en toda el área tributaria; además de una carga muerta por columna de 19 toneladas y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo donde se distinguen dos zonas: la zona alta y la zona baja, donde la zona alta del terreno tiene una pendiente apreciable y se tienen materiales resistentes y la zona baja (sur), es sensiblemente plana y con condiciones de resistencia media.

En la zona baja se encontró una arcilla, con espesores máximos de seis metros excepto en la zona norte donde esta tiende a desaparecer. El contenido de humedad de esta arcilla, es variable según la profundidad entre 25 y 42% por lo general; en base a lo anterior y tomando en cuenta que el nivel de piso terminado quedará por arriba del orden de 15 m como mínimo se juzga que una de las alternativas de cimentación más adecuada será mediante zapatas desplantadas a 1.5 m de profundidad respecto al nivel de proyecto que se encuentra por arriba del nivel actual de la superficie en la mayor parte del terreno.

Como segunda alternativa se propone la construcción de pilas de fuste recto coladas en seco y en algunos casos bajo agua sin necesidad de utilizar lodos bentoníticos, estas pilas tendrán longitudes variables entre 8 y 15 m, considerando un empotramiento de 1 m dentro de los depósitos resistentes, desde luego considerando el fenómeno de fricción negativa y por otro lado que la capacidad de carga se desarrolla por punta, y tomando en cuenta las cargas que transmitirá la estructura será suficiente con construir una pila de 80 cm de diámetro por debajo de cada columna (se deberá revisar la relación de esbeltez en función del nivel de proyecto definido) aunado a que los apoyos de las estructuras con la cimentación estarán resueltos estructuralmente como articulaciones de acuerdo a la información estimada de proyectos semejantes a continuación se presentan los análisis correspondientes a cada una de las alternativas de cimentación propuestas.

5.1 Primera Alternativa Zapatas

5.1.1 Elección de la alternativa de cimentación

La elección de la alternativa de cimentación más apropiada para la estructura de interés se efectuó considerando las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que la estructura transmitirá a la cimentación, considerando una carga máxima por columna a la cimentación del orden de 33,500 Kg. y una carga viva aplicada en toda el área tributaria; además de una carga muerta por columna de 19 toneladas y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo donde se distinguen dos zonas: la zona alta y la zona baja, donde la zona alta del terreno tiene una pendiente apreciable y la zona baja (sur), es sensiblemente plana.



En la zona baja se encontró una arcilla, con espesores máximos de seis metros promedio, la cual decrementa su espesor conforme se orienta hacia norte y al oriente; en base a lo anterior se juzga que la primera alternativa de cimentación es la más adecuada en esta zona es mediante zapatas, las cuales estarán desplantadas a 1.5 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado y se tendrá una plataforma de apoyo del nivel de piso terminado propuesto para el proyecto.

❖ **Nave**

Todas las zapatas dentro de la nave se profundizarán metro y medio bajo el piso como mínimo, probablemente tendrán momentos flexionantes que provocarán presiones no uniformes y por esto se requieran deformaciones pequeñas compatibles con una condición de "empotre" de la base de la columna.

Las zapatas en la zona alta, es decir, donde se haría recorte del suelo actual, podrán diseñarse con presiones de contacto máximas de 20 ton/m² para cargas no factorizadas y se podrá suponer condiciones de empotre, cuando menos se empotren 50 cm. en depósito resistente. En la zona de rellenos compactados se sugiere de 12 ton/m² para cargas no factorizadas.

Para las zapatas en la zona intermedia entre la zona alta y la baja se sugiere, apoyar las zapatas a profundidades que las desplanten sobre el terreno firme o que tuviesen como mínimo 2.5 metros de relleno compactado bajo de ellas, cuando exista un limo de consistencia media por debajo de ellas.

El muro de contención perimetral para formar el andén, también se desplantará a una profundidad de un metro y medio bajo el pavimento exterior y con presiones de contacto máximas de 12 ton/m² para cargas no factorizadas y podrá recibir las cargas de las columnas de orilla que se estiman serán del orden de 15 toneladas y el peso de los muros perimetrales. Quedarán estos muros apoyados en todos los casos sobre los rellenos compactados; en algunos lugares el espesor de relleno deberá verificarse que sea de 2.5 metros bajo el cimiento y sobre los limos, lo cual se considera mínimo aceptable.

❖ **Otros Edificios**

Los edificios exteriores a la nave como son los de Servicios, adyacentes a la nave, tendrán cerca de 2.5 metros de espesor de relleno bajo su nivel de piso como mínimo y podrán cimentarse sobre zapatas corridas bajo sus muros o aisladas en el caso que tuvieran columnas, desplantadas a 1.0 metro de profundidad sobre los rellenos compactados, con presiones de contacto de 10 ton/m² para cargas no factorizadas.

En el caso de tener una Torre de control quedarán desplantadas sobre rellenos con espesores mínimos del orden de tres metros; se cimentarán en zapatas largas o aisladas a un metro, con presiones de contacto de 10 ton/m² para cargas no factorizadas.



La zona para apiladores y montacargas así como las oficinas, quedarán dentro de la gran nave y se usará el mismo criterio que para las cimentaciones de la nave.

5.1.2 Determinación de la capacidad de carga

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantarán las zapatas se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos-friccionantes aplicando la siguiente expresión¹.

$$Q_a = \{cN_c + P'v(N_q - 1) + 0.5\gamma BN\gamma\}F_R + P_v$$

Donde:

- Qa: Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de las Zapatas, en ton/m²
 c : Cohesión del material de apoyo, en ton/m².
 Nc: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

En la cual:

- Df: Profundidad de desplante la cimentación en m.
 B: Ancho del cimiento, en m.
 L: Largo del cimiento, en m.
 P'v: Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m².
 Nq: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Siendo:

- ϕ : Ángulo de fricción interna de suelos de apoyo en grados.
 Nq: Se multiplica por $(1 + \tan \phi)$ en el caso de zapatas cuadradas, por $(1 + (B/L) \tan \phi)$, para el caso de cimientos rectangulares.
 γ : Peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en ton/m³.
 N γ : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

N γ : se multiplica por 0.6 en el caso de zapatas cuadradas y Por $(1 - 0.4 (B / L))$ para cimientos rectangulares. (1)

F_R: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

P_v: presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

¹Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., Quinta Época No. 40, México D.F. 12 de Noviembre de 1987.



5.1.3 Dimensionamiento de las zapatas

Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- **Condiciones estáticas**, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4.
- **Condiciones dinámicas**, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.

En el caso de la combinación de cargas (en particular las que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a excentricidades actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimientto, el ancho efectivo de éste deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e$$

Donde:

B': Ancho reducido, en m.

B: Ancho de la zapata, en m.

e: Excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

5.1.4 Estado límite de falla en condiciones estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} \leq R$$

Donde:

ΣQ: Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

Fc: Factor de carga, adimensional igual a 1.4

A: Área de apoyo de la zapata de cimentación, en m

R: Capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.



5.1.5 Estado límite de falla en condiciones dinámicas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QFc}{A} \leq R$$

Donde:

- ΣQ : Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.
Fc: Factor de carga, adimensional igual a 1.1
A: Área de apoyo de la zapata de cimentación, en m²
R: Capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la zapata de cimentación.

5.1.6 Estado límite de servicio

Para estimar los asentamientos que sufrirán las estructuras a largo plazo por efecto de las deformaciones elásticas y viscoplásticas, que provocarán en los materiales del subsuelo las sobrecargas impuestas por el proyecto, las que aplicarán una presión de contacto del orden de 3 ton/m², además considerando que para sobre elevar el nivel de piso al nivel del andén se empleará un terraplén, se consideró en el área cubierta por las estructuras una carga uniformemente distribuida de 3 ton/m².

Se calcularon los movimientos verticales que sufrirán las estructuras provocados por la consolidación del depósito arcilloso que se tienen bajo los rellenos controlados, debido al incremento de presión transmitido.

En el análisis se empleo un programa de computadora que determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo por efecto de las cargas aplicadas según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos, tomando en cuenta las presiones efectivas actuales en el subsuelo y las curvas de compresibilidad del estrato arcilloso afectado por la sobrecarga aplicada. Se obtuvieron los asentamientos admisibles máximos de 7.5 cm. para las zapatas corridas, considerando la cimentación flexible es decir, sin modificar los movimientos por efectos de la rigidez de la estructura, resultando valores admisibles tanto en cuanto a los valores de los asentamientos totales como a los hundimientos diferenciales, por lo que se recomienda que las trabes de cimentación tengan un peralte suficiente que darán lugar a la reducción a valores mínimos de los hundimientos diferenciales, así como el espesor del terraplén recomendado para reducir los asentamientos máximos esperados.



Como se menciona anteriormente, el tipo de cimentación más adecuado para una estructura depende de factores como su función, las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura.

Al elegir el tipo de cimentación se debe dar los siguientes cinco pasos:

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la estructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación.
2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes, si serían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esa etapa preliminar se eliminan los tipos de cimentación que son inadecuados.
4. Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de las zapatas o el tipo de cimentación elegido. También puede ser necesario hacer estimaciones más definidas de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura.
5. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

Una vez definido el tipo de cimentación es necesario considerar que se presentarán dos problemas básicamente en el funcionamiento de la misma. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos pueden fallar porque el suelo sea incapaz de soportar la carga. Por otro lado, el suelo de apoyo no puede fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan diferencial, que la estructura pueda agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo de apoyo y se le denomina *falla por capacidad de carga*.

El segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo y se conoce como *asentamiento diferencial*.



5.2 Segunda Alternativa Pilas

5.2.1 Elección de la alternativa de cimentación

Teniendo en cuenta la heterogeneidad tanto en la constitución de los materiales como en su compacidad, característica de los depósitos de tipo aluvial que sobreyacen a los depósitos tobaceos, que en particular en el predio de interés en los primeros dos metros de profundidad se tienen materiales de compacidad variable entre compacta y muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 5 y más de 50 golpes, con diferentes proporciones de contenido arcilloso que dan lugar a que su módulo de elasticidad sea variable, disminuyendo éste al aumentar el contenido arcilloso; una cimentación de tipo superficial puede no resultar adecuada para cargas de gran magnitud proyectadas, si es que no se tiene un terraplén con un espesor mayor a 2.5 m ya que al tener un área de apoyo de dimensiones importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad, además de que al tener los materiales de apoyo valores del módulo de elasticidad del orden de 700 ton/m², al variar el incremento de esfuerzos aplicado al suelo por la base de una cimentación superficial, debido a la variación del momento de volteo por efecto de sismo, se tendrían fluctuaciones del orden de 1 cm. en movimientos verticales de deformación de los materiales de apoyo de la cimentación.

Por otra parte tomando en cuenta que en casi todo el terreno se tienen materiales resistentes muy compactos, y que debido a la topografía y al proyecto se tendrán zonas de corte y de relleno, y considerando que se tendrán terraplenes que permitan configurar superficies horizontales, se juzga que una cimentación mediante pilas apoyadas a 15 y 27 m de profundidad (que dependerá del piso terminado marcado como definitivo), empotrándose 1.0 m dentro de los materiales muy compactos, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud, que satisficará las condiciones de operación de la estructura proyectada.

Dado que las condiciones de operación de la estructura requiere que los asentamientos o deformaciones de los materiales de apoyo de la cimentación resulten prácticamente nulos bajo las condiciones de operación, el estado límite de servicio registrará el diseño de la cimentación.

5.2.2 Pilas de sección constante

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio para la alternativa de cimentación en base a pilas de sección constante, apoyadas a 15 y 27 m de profundidad, de tal manera que se empotren 1 m en los materiales resistentes, considerando cargas estimadas.



5.2.3 Capacidad de carga

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y que se indica a continuación:

Dado que las pilas quedarán prácticamente fijas en la relación a los depósitos arcillosos que se encuentran sobre su nivel de desplante, al generarse en éstos asentamientos provocados por sobrecargas superficiales o por compactación de los rellenos al saturarse, las pilas se sobrecargarán al desarrollarse fricción negativa sobre su fuste.

Los efectos de este proceso son: una disminución de la presión efectiva al nivel de la base de la pila y una reducción en la capacidad de carga útil.

La fricción negativa (FN) se calculó aplicando la siguiente fórmula:

$$FN = \left[\frac{(wk_o)}{\left(1 + \left(\frac{wk_o d}{3a}\right)\right)} \right] \int P_o z dz$$

Donde:

- FN: Magnitud de la fricción negativa, en ton.
- w: Perímetro del fuste de la pila, en m.
- K_o: Coeficiente de adherencia entre los materiales de arcillosos y la pila; para este caso igual a 0.2.
- d: Longitud de la pila, en la que ocurre la fricción negativa, en ton.
- a: Área tributaria de las pilas.
- Poz: Esfuerzo vertical a la profundidad z, en m.

La disminución de la presión efectiva se calculó como:

$$\Delta Pd = \frac{FN}{a}$$

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:²

$$Qa = \{(P'v - \Delta Pd) Nq * F_R + Pv\} Ap - FN$$

Donde:

Qa: Capacidad de carga admisible por punta de las pilas.

²Meyerhof, G.G. "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, 1963.



- P_v: Presión vertical efectiva al nivel de desplante de la pila, en ton.
F_R: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.
P_v: Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m².
A_p: Área transversal de la base de las pilas, en m².
Nq*: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que esta función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas ϕ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$Nq^* = Nq_{\min} + (Nq_{\max} - Nq_{\min}) \frac{Le}{Lopt}$$

Siendo:

- Nq_{min}: Coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.
Le: Longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.
Nq_{max}: Coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima, Lopt, dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$Lopt = 4B \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Donde:

- B: Diámetro de las pilas, en m.
 ϕ : Ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, en grados.

La capacidad de carga de las pilas obtenidas con la fórmula anterior, deberá afectarse por el resultado de la siguiente expresión, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$$Fre = \left\{ \frac{(B + 0.5)}{2B} \right\}^2$$

Siendo:

- Fre: Factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 6 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 32° para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose las capacidades de carga, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 1.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo y considerando fricción negativa.



5.2.4 Dimensionamiento de las pilas

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- * Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- * Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.32 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tendrá las características de la zona que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal denomina Zona II o de transición, tomando en cuenta la topografía, las características del subsuelo, y las propias del proyecto que contempla efectuar cortes y rellenos.

5.2.5 Estado límite de falla en condiciones estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de 1.4, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QFc}{A} \leq R$$

Donde:

- ΣQ : Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.
- Fc: Factor de carga, adimensional igual a 1.4
- A: Área de apoyo de la cimentación, en m
- R: Capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

5.2.6 Estado límite de falla en condiciones dinámicas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QFc}{A} \leq R$$



Donde:

- ΣQ : Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.
Fc: Factor de carga, adimensional igual a 1.1
A: Área de apoyo de la de cimentación, en m²
R: Capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

5.2.7 Estado límite de servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán las pilas debido a las cargas verticales a que estarán sometidas se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$S = (Q L) / (E_c A_b) + (FN L) / (2E_c A_b) + (m C_s f_p Q (1 - \mu^2)) / (E_s A_b)$$

Donde:

- S: Asentamiento de la cabeza de la pila, en m.
L: Longitud de la pila, en m.
E_c: Módulo de elasticidad del concreto de la pila, en ton/m².
A_b: Área de la base de la pila, en m².
m: Factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular.
C_s: Factor de rigidez de la subestructura de cimentación, adimensional e igual a 1.
f_p: Factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5 para D/B > 5.
E_s: Módulo de elasticidad del manto de apoyo, en ton/m²
Q: Carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton.
 μ : Relación de Poisson
FN: Fricción negativa, en ton.

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 3,000 ton/m² y una relación de Poisson de 0.40, se obtuvieron asentamientos elásticos de 1.1, 1.22 y 1.35 cm., para pilas de 0.6, 0.8 y 1.0 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

5.2.8 Procedimiento constructivo para la construcción de las pilas

- El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alaves y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.
- La perforación se iniciará utilizando una broca de tipo helicoidal con diámetro igual al fuste de la pila. En caso de que al fondo de la perforación aparezcan materiales resistentes, se perforará inicialmente con una broca de menor diámetro y posteriormente se rimará al diámetro de proyecto.



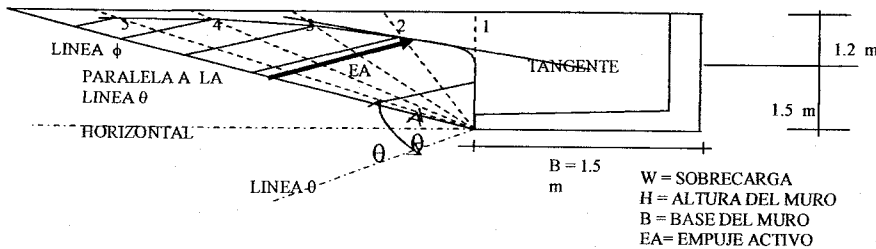
- c) Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.
- d) En caso que los materiales en que se realizó la perforación presenten condiciones de estabilidad precarias, que pudieran dar lugar a caídos durante el colado de la pila, que provocarán su estrangulamiento, deberá introducirse un ademe perdido constituido por sonotubo, que garantice la continuidad del colado de la pila.
- e) Inmediatamente después de hacer limpieza del fondo de la perforación, se bajará el armado y se colará la pila.
- f) El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado dentro de la perforación.
- g) El colado, deberá seguir a la colocación del acero, se realizará usando tubo tremie, con objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto.
- h) Al inicio del colado, el tubo tremie se llevará a 0.5m sobre el fondo de la perforación.
- i) La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud mínima de 1m.
- j) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la cubicación de la misma.
- k) El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.5 m abajo del nivel superior del concreto.
- l) Se recomienda usar concreto con revenimiento de 12 cm. En el caso de utilizar un aditivo fluidizante se aceptará un revenimiento de 18 cm.
- m) Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.



5.3 Muro perimetral de retención del terraplén

El muro de retención será la propia zapata perimetral de colindancia, de concreto armado y una sección transversal igual a una "C" invertida, una profundidad de desplante de 1.50 m. respecto al nivel actual del terreno, una altura de 1.20 m. y un ancho de la pared del muro estimado de 0.25 m. A continuación se describe el análisis de estabilidad.

MÉTODO GRÁFICO DE CULMANN.



5.3.1. Empuje sobre el muro perimetral de retención

Empuje que actuará sobre el muro, con la geometría y dimensiones que corresponde a la condición activa y se evaluó utilizando el criterio de Culmann³, aplicando los resultados del criterio establecido en la grafica anterior.

Considerando un ángulo de fricción interna de 32°, un peso volumétrico de los materiales de relleno de 1.7 ton/m³ y una sobrecarga superficial de 3.0 ton/m², se obtuvo un empuje activo de 4.98 ton/m², cuya resultante actuará a 0.9 m. de altura.

Estabilidad del muro perimetral de retención:

El análisis de estabilidad de los muros consistió en analizar la capacidad de carga del subsuelo subyacente y los factores de seguridad contra deslizamiento y volteo.

5.3.2 Capacidad de Carga

La capacidad de carga del suelo bajo el muro se determinó aplicando el criterio de Terzaghi para falla local en un suelo puramente cohesivo, con la siguiente expresión⁴:

$$qc = \frac{2}{3} cN'c + \gamma D_f$$

Donde:

- qc: Capacidad de carga, (ton/m²)
- c: Cohesión del suelo, (ton/m²)
- γ: Peso volumétrico del suelo, (ton/m³)
- D_f: Profundidad de desplante de la cimentación, (m)

³Juárez Badillo E., Rico Rodríguez a., "Mecánica de Suelos", Tomo II, Limusa, 1973.

⁴Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", Capitulo VIII, John Wiley and Sons, 1956.



N_c: Factor de capacidad de carga, (adimensional)

Considerando un peso volumétrico de 1.7 ton/m³, una cohesión media de 3.5 ton/m² (debido al grado de fisuramiento que presenta el material y la generación de estos por desecación), y una profundidad de desplante de 1.50 m., se obtuvo una capacidad de carga última de 17 ton/m².

La presión máxima aplicada en la base del muro, originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes fue valuada con la siguiente expresión:

$$P_t = \frac{R_v}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$

Donde:

- P_t: Presión máxima originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el muro, en ton/m².
- R_v: Componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro, e igual a 11.7 ton/m
- e: Excentricidad de la componente R_v respecto al punto central de la base del muro, e igual a 0.14 m
- B: Ancho de la base del muro, igual a 1.5 m.

Del cálculo se obtuvo que la presión máxima en la base del muro sea de 12.24 ton/m². El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga del suelo de apoyo del muro, se obtendrá mediante la relación:

$$FS_q = \frac{q_c}{P_t}$$

Del análisis se obtuvo un factor de seguridad igual a 1.39 que es admisible.

5.3.3 Deslizamiento

El análisis se llevo a cabo aplicando la siguiente expresión:

$$FS = \frac{F_{fr}}{E_{AH} - E_{PH}}$$

Donde:

- FS: Factor de seguridad contra deslizamiento
- E_{AH}: Componente horizontal de empuje activo, igual a 6.92 ton/m
- E_{PH}: Componente horizontal del empuje pasivo generado al frente del muro por su empotramiento, e igual a 6.2 ton/m
- F_{fr}: Fuerza de fricción desarrollada en la base del muro, en ton/m.

Siendo:

$$F_{fr} = C' B$$



Donde:

C': 2/3 de la cohesión del suelo de apoyo, en ton/m^2
B: ancho de la base del muro, en (m)

Considerando una cohesión de 3.5 ton/m^2 y un ancho de base del muro de 1.5 m se obtuvo un factor de seguridad contra deslizamiento de 1.67 .

5.3.4 Volteo

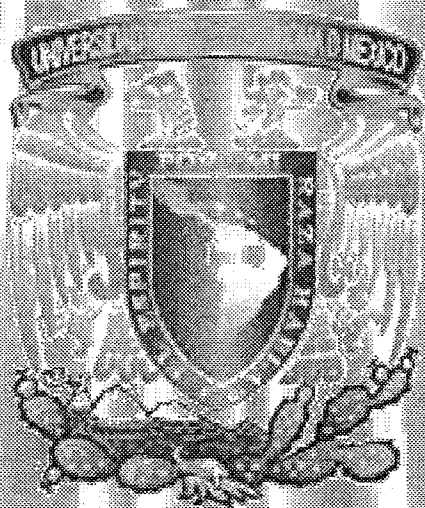
Se determinó el factor de seguridad contra volteo aplicando la siguiente expresión:

$$FS_v = \frac{R_v * x}{E_{AH} * y} \geq 2$$

Donde:

- Rv: Componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro, e igual a 11.7 ton/m
- x: Distancia de la proyección de Rv en el eje de las abcisas, e igual a 0.89 m .
- E_{AH}: Componente horizontal del empuje activo, e igual a 6.92 ton/m .
- y: Distancia de la proyección de E_{AH} en el eje de las ordenadas e igual a 0.9 m .

De la revisión se obtuvo un factor de seguridad contra volteo de 1.67 que es admisible; no obstante, para garantizar que no se generen esfuerzos de tensión en la base del muro, deberá ligarse monolíticamente en la corona del muro, el piso de concreto armado en un ancho mínimo de 2.0 m .



**ALTERNATIVAS DE
MUROS DE RETENCIÓN
PROYECTADO.**



6. ALTERNATIVAS DE MUROS DE RETENCIÓN PROYECTADO

6.1 ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

El objetivo principal de un estudio de estabilidad de taludes es establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo. La eliminación total de los problemas no es posible mediante métodos preventivos en todos los casos, por esto se requiere establecer medidas de control para la estabilización de taludes susceptibles de sufrir deslizamientos.

MÉTODOS PARA DISMINUIR O ELIMINAR EL RIESGO

Después de estudiar el talud, se debe definir los niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizar los factores de equilibrio, se procede a diseñar el sistema de prevención, control, o, estabilización.

Métodos de Prevención de la Amenaza o el Riesgo

- **Políticas de disuasión:** programas de información pública, negación de los servicios públicos, Impuestos, entre otros.
- **Regulación del uso de la tierra:** el Estado puede prohibir usos específicos u operaciones que puedan causar falla de taludes, tales como la construcción de carreteras, edificios, etc.
- **Códigos técnicos:** En algunas ciudades como Hong Kong han elaborado códigos específicos para el manejo de taludes, en los que se especifican los parámetros técnicos para el diseño y construcción de obras de estabilización. El uso de códigos técnicos se ha extendido en los últimos años y algunas ciudades en Colombia han adoptado este sistema con gran éxito.
- **Medidas físicas:** pueden ser drenajes, modificación de la geometría, etc.
- **Aviso y alarma:** las áreas propensas a deslizamientos pueden instrumentarse para prevenir o avisar sobre la ocurrencia de un fenómeno y pueden establecer programas de información a la comunidad que consisten en sistemas de monitoreo y alarma.

Métodos de Elusión de Amenazas de Deslizamientos

- **Variantes o relocalización del proyecto:** en muchas ocasiones puede resultar más ventajoso modificar el proyecto para evitar la zona problema.
- **Remoción total de deslizamientos:** es conveniente cuando se trata de volúmenes pequeños de excavación. La remoción de los deslizamientos puede producir nuevos movimientos.
- **Remoción parcial de materiales inestables:** recomendable cuando los suelos subsuperficiales tienen espesores no muy grandes. Cuando el nivel freático se encuentra subsuperficial se dificulta la excavación.
- **Modificación del nivel de la subrasante:** es mas efectivo y económico modificar las características del diseño, que construir obras de estabilización.



- **Puentes o viaductos sobre los materiales inestables:** recomendable en terrenos montañosos de alta pendiente donde las excavaciones generarían taludes demasiado altos.

Previamente a la aplicación de un método de elusión debe estudiarse la posibilidad de aplicación de sistemas de estabilización en los aspectos técnicos y económicos. La presencia de deslizamientos de gran magnitud difíciles de estabilizar es un argumento de gran peso para sustentar un proceso de elusión.

Estructuras de Control de Masas en Movimiento

Los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de estas estructuras son los siguientes:

- Trayectoria de los deslizamientos
- Velocidad
- Energía de impacto
- Volumen total de acumulación

De acuerdo a estas características, se pueden diseñar varios tipos de obras, así:

- **Bermas en el talud:** el diseño de bermas anchas puede ser muy útil para ciertos casos de caídos, especialmente en residuos de roca.
- **Trincheras:** estas obras en el pie del talud pueden impedir que la roca afecte la calzada de una vía y representa una solución muy efectiva cuando existe espacio adecuado para su construcción. El ancho y la profundidad de las trincheras esta relacionado con la altura y pendiente del talud.
- **Barreras de retención:** Producen un espacio o trinchera en el pie del talud que impide el paso del caído. Pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o cercas. Las características y dimensiones de las barreras dependen de la energía de los caídos.
- **Cubiertas de protección:** consisten en estructuras de concreto armado, inclinadas a una determinada pendiente para permitir el paso de los caídos, flujos o avalanchas sobre ellas. Recomendables cuando existe la amenaza de caídos de roca en taludes de alta pendiente.

Estabilización del Talud

La estabilización del talud comprende los siguientes factores:

1. Determinar el sistema o combinación de sistemas de estabilización mas apropiados, según las características del talud.
2. Diseñar en detalle el sistema a emplear, incluyendo planos y especificaciones de diseño.
3. Instrumentación y control durante y después de la estabilización.



Los sistemas de estabilización se pueden clasificar en 5 categorías:

1. Conformación del Talud o Ladera

Sistemas que tienden a lograr un equilibrio de masas, reduciendo las fuerzas que producen movimiento, mediante conformación topográfica.

Estos métodos son:

- **Remoción de materiales de la cabeza del talud:** la cantidad de material que se requiere remover depende del tamaño y características del movimiento y de la geotecnia del sitio. Muy efectivo en la estabilización de deslizamientos rotacionales.
- **Abatimiento de la pendiente:** al disminuir la pendiente del talud, el círculo de falla se hace más largo y más profundo, aumentando así el factor de seguridad. No es viable en taludes de gran altura.
- **Terraceo de la superficie:** la construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. Si el proceso se hace en la parte inferior se puede lograr el proceso inverso de disminuir el factor de seguridad. El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes, en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes. En esta forma el círculo crítico de falla se hace más profundo y más largo aumentándose el factor de seguridad.

2. Recubrimiento de la Superficie

Métodos que tratan de impedir la infiltración debido a la lluvia y mantener el suelo parcialmente seco. El recubrimiento puede ser con impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuerzan la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal.

Estos métodos son:

- **Recubrimiento de la superficie del talud:** puede ser con concreto lanzado, suelo cemento, mampostería, Rip-Rap. El concreto lanzado es una mezcla de cemento y agregados, los cuales se pueden colocar en seco o por vía húmeda. El recubrimiento en suelo cemento puede mejorar las condiciones de permeabilidad del talud, disminuyendo así la infiltración. La mampostería consiste en bloques de concreto o en piedra pegada con concreto o mortero. El Rip-Rap consiste en colocar sobre la superficie del talud piedra suelta una sobre otra con el fin de proteger contra la erosión.
- **Conformación de la superficie:** Puede mejorar las condiciones del drenaje superficial y facilitar el control de erosión.
- **Sellado de grietas superficiales:** Disminuye la infiltración de agua. Las grietas pueden abrirse nuevamente, se requiere mantenimiento.
- **Sellado de juntas y discontinuidades:** disminuye la infiltración de agua y presiones de poro en las discontinuidades.
- **Cobertura vegetal:** representa una alternativa ambientalmente excelente.



3. Control de Agua Superficial y Subterránea

Sistemas que controlan al agua y sus efectos, disminuyendo fuerzas que producen movimiento y/o aumentando las fuerzas resistentes.

Estos métodos son:

- **Canales superficiales para control de escorrentía:** se recomienda construirlos como obra complementaria.
- **Subdrenes de zanja:** muy efectivos para estabilizar deslizamientos poco profundos en suelos saturados subsuperficialmente. Poco efectivos para deslizamientos profundos o con nivel freático profundo.
- **Subdrenes horizontales de penetración:** efectivos para controlar aguas subterráneas. Se requieren equipos especiales de perforación y sus costo puede ser alto.
- **Galerías o túneles de subdrenaje:** recomendables para estabilizar deslizamientos profundos en formaciones con permeabilidad significativa y aguas subterráneas. Muy costoso.
- **Pozos profundos de subdrenaje:** útiles en deslizamientos profundos con aguas subterráneas. Efectivos para excavaciones no permanentes.

4. Estructuras de Contención

Métodos en que se colocan fuerzas externas al movimiento aumentando las fuerzas resistentes, sin disminuir las actuantes.

Estos son:

- **Relleno o bermas de roca o suelo en la base del deslizamiento:** efectivos en deslizamientos no muy grandes.
- **Muros de contención:** útiles para estabilizar masas pequeñas. Requieren buena cimentación y son poco efectivos en taludes de gran altura.
- **Pilotes:** efectivos en movimientos poco profundos. El suelo debajo de la superficie de falla debe ser competente para permitir el hincado y soporte de los pilotes.
- **Anclajes o pernos:** efectivos en roca, especialmente cuando es estratificada. Los equipos necesarios son costosos.
- **Pantallas ancladas:** útiles como estructuras de contención de masas de tamaño pequeño a mediano.



5. Mejoramiento del Suelo

Métodos que aumentan la resistencia del suelo. Incluyen procesos físicos y químicos que aumentan la cohesión y/o la fricción de la mezcla suelo-producto estabilizante o del suelo modificado.

Estos son:

- **Inyecciones o uso de químicos:** método utilizado para mejorar la resistencia o reducir la permeabilidad de macizos rocosos y en ocasiones de suelos permeables. Los mas usados son el cemento y la cal, ya sea en forma de inyección o colocándolo en perforaciones sobre la superficie de falla. Generalmente, las inyecciones de cemento o de cal se utilizan en suelos gruesos o en fisuras abiertas y los productos químicos en materiales menos permeables.

El caso del cemento es un proceso de cementación y relleno de los vacíos del suelo o roca y las discontinuidades de mayor abertura, aumentando la resistencia del conjunto y controlando los flujos internos de agua.

En cuanto a la cal, existe el método de estabilizar terraplenes de arcilla con capas de cal viva. El proceso consiste en hacer reaccionar la cal con la arcilla, produciendo Silicato de Calcio, el cual es un compuesto muy duro y resistente.

La estabilización con cal no es efectiva en suelos granulares. Otro sistema es el de colocar columnas de cal previa construcción de una perforación vertical. El efecto de estas es un aumento en la cohesión promedio, a lo largo de una superficie de falla activa o potencial.

- **Magmaficación:** consiste en fundir el suelo a temperaturas de cristalización de mas de 5,000°C, produciéndose un magma artificial, el cual es enfria y cristaliza posteriormente para convertirse en roca.
- **Congelación:** consiste en disminuir la temperatura del terreno en tal forma que el agua se convierte en hielo, lo cual equivale a que se aumenta la resistencia del material. El suelo congelado conforma una especie de pared provisional que permite la excavación.
- **Calcificación o Tratamiento Térmico:** tratamiento con altas temperaturas, que calcinan el suelo. El suelo se endurece a altas temperaturas debido a que a temperaturas superiores a los 400°C ocurren cambios en la estructura cristalina de los minerales de arcilla. Estos cambios son irreversibles y producen modificaciones sustanciales en las propiedades físicas de los suelos. Una de las propiedades que más se afecta es el índice plástico, el cual disminuye drásticamente. De igual forma la capacidad de absorción de agua, la expansividad y la compresibilidad disminuyen.
- **Explosivos:** consiste en producir la licuación de los suelos en un volumen semiesférico de suelo alrededor de cada punto de explosión y así generar compactación. En taludes con factores de seguridad muy bajos, la compactación con explosivos puede producir la falla del talud. Se utilizan cargas de explosivos relativamente pequeñas a espaciamientos entre 3 y 7.5 metros, con explosiones repetitivas.



- **Compactación Profunda o incremento de la densidad del suelo:** se puede lograr utilizando alguno de los siguientes procedimientos:

-**Pilotes de compactación:** la compactación se logra por desplazamiento del suelo al hincar el pilote, retirarlo y al mismo tiempo rellenar el espacio desplazado con material de suelo.

-**Vibrocompactación profunda:** el vibroflotador penetra el suelo por su propio peso. Al penetrar el equipo vibra con amplitudes grandes produciendo un desplazamiento horizontal de los materiales.

El espacio vacío generado por la vibración se va rellenando con arena o grava. Este método es muy efectivo, es uno de los mejores sistemas de compactación a grandes profundidades y su principal problema es la poca disponibilidad que se tiene de estos equipos en América Latina.

-**Columnas de piedra o grava:** se hacen penetrar en el suelo cantos o partículas gruesas de grava. Las columnas de piedra pueden utilizarse para estabilizar o prevenir deslizamientos, debido a que estas aumentan la resistencia del suelo y mejoran el drenaje de aguas subterráneas.

Generalmente en la estabilización de deslizamientos se emplean sistemas combinados que incluyen dos o más tipos de control.

ESCOGENCIA DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Para diseñar el talud se debe seleccionar el factor de seguridad según los siguientes criterios:

Criterio	Factor de Seguridad
Posibilidad de pérdida de vidas humanas al fallar el talud	1.7
La falla puede producir la pérdida de mas del 30% de la inversión	1.5
Se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes	1.3
La falla del talud no causa daños	1.2



6.2 RECOMENDACIONES PARA ESTABILIDAD DE TALUDES.

En las siguientes recomendaciones, con el fin de garantizar la estabilidad de los taludes es necesario que su inclinación no supere nunca las pendientes recomendadas en el estudio geotécnico.

Las principales medidas tendientes a garantizar la estabilidad de los taludes incluyen las siguientes:

Uso de drenes y subdrenes:

El agua subterránea produce un aumento del peso de la masa deslizante, un incremento de la presión hidrostática en las grietas y por último un incremento de la presión de poros, lo cual da origen a la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Las principales obras que se pueden construir para evitar daños por las aguas subterráneas son: drenes horizontales, filtros longitudinales y trincheras estabilizadoras.

☛ Terraceo de taludes.

El escalonamiento de los taludes constituye una buena solución para su estabilidad. El escalonamiento en suelos arcillosos busca transformar el talud original en una serie de taludes de menor altura, por lo tanto la huella de cada escalón debe ser suficientemente ancha como para que puedan funcionar prácticamente como taludes independientes. El escalonamiento se hace para obtener un abatimiento del talud, recoger materiales caídos y recolectar aguas superficiales. Los taludes escalonados se deberán complementar con empradización en el cuerpo vertical y reforestación y empradizaciones en las terrazas. Las especies biológicas a utilizar en el proceso de reforestación y empradización deben ser especies nativas y de rápido crecimiento radicular y foliar; para la empradización se utilizarán pastos, gramíneas y para la reforestación, especies nativas de sistema radicular amplio. Se recomienda la colocación de una capa vegetal de 20 cm. de espesor compactada manualmente.

☛ Construcción de estructuras de retención.

Cuando un talud es inestable, se recomienda, con cierta frecuencia, su retención por medio de muros; la solución en general es costosa y debe compararse con otras soluciones alternativas. En general, se debe cuidar que la cimentación del muro quede por debajo de la superficie de falla; se debe prevenir contra el peligro que se presenta durante la construcción, al remover el suelo al pie del talud, cuando se va a cimentar la estructura y debe dotársele de buen drenaje. Para garantizar su estabilidad debe analizarse en el diseño la seguridad al deslizamiento, al volcamiento y la falla por capacidad de carga. En términos generales el diseño de una estructura de retención requiere de evaluaciones cuidadosas durante la construcción de la obra; más cuando las estructuras sean más altas y cuanto más plástico sea el suelo.

Entre las estructuras de retención más utilizadas están: muros de gravedad, muros de concreto reforzado, muros de gaviones, muros en tierra armada, pilotes, anclajes y materiales estabilizantes.



En cuanto a las principales medidas tendientes a proteger las caras de los taludes se encuentran las siguientes:

- Empradización y revestimiento del talud.

Con el fin de evitar daños por la acción de las aguas lluvias, los vientos y el efecto de imperismo en el cuerpo del talud, se recomienda, empradizar o arborizar estas superficies con especies adecuadas. La vegetación cumple una función importante en el control erosivo de un talud: le da consistencia por el entramado mecánico de sus raíces. Son recomendables las especies nativas y se ha comprobado que es más efectivo para defender los taludes, la plantación continua de pastos y plantas herbáceas.

- Recubrimiento con concreto o riego asfáltico.

El recubrimiento del talud con concreto lanzado, con losas delgadas de concreto o riegos asfálticos, facilita el escurrimiento superficial sin arrastre de partículas; en taludes rocosos altamente fracturados, protegen las vías de continuos desprendimientos; en general estos recubrimientos son medidas costosas y difíciles de aplicar a taludes grandes. Para zonas con exceso de aguas subterráneas, se hace necesario el drenaje, generalmente por medio de drenes horizontales.

- Zanjas de coronación.

Las zanjas en la corona o parte alta de un talud, son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias, evitando su paso por el talud. Las zanjas de coronación no deben construirse paralelas al eje de la vía, ni muy cerca al borde del talud para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes; deben quedar ubicadas lo suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona del talud. Se recomienda que la zanja quede impermeabilizada y con suficiente pendiente para garantizar una rápida evacuación del agua captada.

- Estructuras de vertimiento.

Para manejar el flujo de las corrientes superficiales sobre el talud y los descoles sobre rellenos y laderas, hasta la entrega o disposición en el drenaje natural, se deben diseñar estructuras de vertimiento cuyo propósito es el de disipar la energía de la corriente en pendientes fuertes. Entre las estructuras de este tipo se encuentran: rápidas escalonadas, rápidas con dientes y rápida con salto.

- Sellado de grietas.

En zonas donde se presentan agrietamientos o fisuras, se hace necesario sellarlas para evitar la filtración a través de ellas. Se debe remover una parte del suelo alrededor de la grieta y volver a rellenar con un suelo fino impermeable, bien apisonado.



6.3 Suelo Cemento

CONCEPTO

En cada país y a través del tiempo los investigadores le han dado distintas connotaciones al concepto del suelo-cemento; algunos consideraron el término en el sentido más amplio y otros los restringieron.

La Portland Cement Association propone la definición siguiente: "El suelo-cemento es una mezcla de suelo, convenientemente pulverizado, con determinadas porciones de agua y cemento que se compacta y cura para obtener mayor densidad. Cuando el cemento se hidrata, la mezcla se transforma en un material duro, durable y rígido. Se le usa principalmente como base en los pavimentos de carreteras, calles y aeropuertos".



MATERIALES PARA SUELO-CEMENTO

En el intento de dar una definición satisfactoria se han formulado las más variadas afirmaciones.

Sin embargo, todas las referencias coinciden en que el suelo-cemento es un material que presenta características propias, que no corresponden ni a las de un concreto, ni a las de un suelo sin mezclar aunque no indican cuales son. El breve término de Suelo-Cemento simplemente es un sinónimo del término Suelo Tratado con Cemento.



TIPOS.

Según las porciones de cemento, suelo y agua que entren a formar parte en el suelo tratado con cemento se distinguen por su comportamiento real los tipos siguientes:

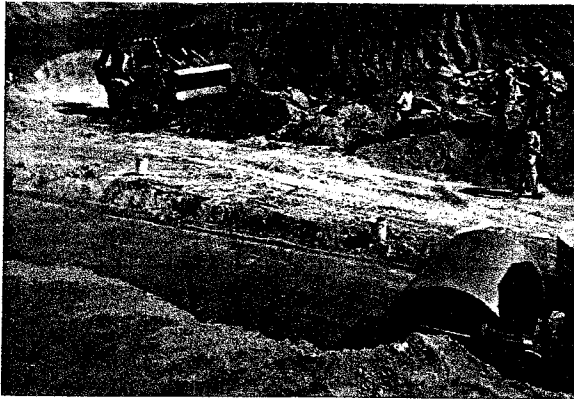
- SUELO-CEMENTO COMPACTADO Ó SUELO-CEMENTO
- SUELO-CEMENTO PLÁSTICO
- SUELO MODIFICADO CON CEMENTO

El Suelo-Cemento Compactado comúnmente llamado suelo cemento, requiere una cantidad de cemento en peso que varía entre el 4 y 25 % aproximadamente. Para darle dureza se compacta la mezcla. Este es el tipo que más se usa.



El Suelo-Cemento Plástico (PCA) se considera como: "La mezcla de cemento con un suelo fino muy húmedo en estado plástico. Cuando se le coloca tiene la consistencia de un mortero plástico. Frecuentemente se usa en zonas difíciles donde no es posible compactar. Requiere una cantidad de cemento mayor que el tipo compactado, esto es, mayor del 10% y no se compacta".

El Suelo Modificado con Cemento se define como: "Una mezcla, dura o semidura, íntima de suelo pulverizado, agua y pequeñas cantidades de cemento que se compacta. Por lo que se distingue del suelo-cemento compactado exclusivamente en la menor cantidad de cemento que se le adiciona. La cantidad de cemento en peso varía entre el 1 y 4 %.



MEZCLA DE LOS MATERIALES DE SUELO CEMENTO

Se le utiliza principalmente cuando se requiere:

- Obtener mayor resistencia del suelo, aunque no muy alta.
- Compactar el terreno en condiciones más favorables.
- Hacer más impermeables determinados suelos."

El suelo tratado con cemento puede ser hecho con:

- Suelo granular limpio.
- Mezcla de suelos granulares y finos, predominantemente limosos.
- Mezcla de suelos granulares y finos, predominantemente arcillosos.
- Suelos limosos.
- Suelos arcillosos.



Debe considerarse que mientras más finos sea el suelo, principalmente de tipo arcilloso, mayor cantidad de cemento requerirá y por tanto mayor será su costo. Probablemente este es el mayor inconveniente que tiene el suelo-cemento hecho con suelos que contienen elevada cantidad de finos arcillosos o limosos; por tanto a los suelos con muchos finos sólo se les usa en casos especiales.



MATERIALES EMPLEADOS

CEMENTO.



En principio cualquier cemento puede utilizarse en la estabilización de los suelos. El cemento Portland normal tipo I es el más utilizado, aunque también se han usado mucho los de alta resistencia inicial, del tipo III. Existen trabajos de investigación que concluyen que el cemento Portland tipo I permite a la mezcla alcanzar mayor resistencia que la del tipo II pues contiene mayor cantidad de aluminato tricálcico y sulfato de calcio, pero el tipo II es preferible al tipo I cuando se trata de reducir el agrietamiento. Los cementos expansivos han demostrado ser muy efectivos en suelos granulares gruesos para minimizar el agrietamiento. Cuando se tratan suelos con cantidades apreciables de finos plásticos los cementos expansivos de tipo Chem Comp se han mostrado eficaces para disminuir el agrietamiento que se produce.

Los sulfatos ejercen mucha influencia en la durabilidad y resistencia a la compresión simple. El suelo-cemento está sujeto al ataque de los sulfatos en forma similar al concreto. Se ha observado que los cementos tipo II y IV son más resistentes al ataque de los sulfatos que el tipo I.

El cemento Portland normal tipo I se puede usar cuando los sulfatos solubles en el agua de la mezcla son menores de 0.10 % o cuando el agua exterior que puede penetrar el suelo-cemento contiene menos de 150 ppm (partes por millón) de sulfatos. Para contenidos pequeños de sulfatos conviene utilizar cementos con moderada resistencia a los sulfatos. En el caso de que existan en el agua de la mezcla sulfatos solubles con más de 0.20% o donde el agua exterior contenga más de 1500 ppm de sulfatos, entonces puede usarse el cemento ASTM tipo V de alta resistencia a los sulfatos, pero con contenidos de aluminatos tricálcicos no mayores del 5 %. Puede decirse que contenidos de sulfatos entre 0.5 a 1 % bordean el límite superior aceptable para realizar una buena estabilización.

La cantidad de cemento puede variar entre el 2 y 25 por ciento del peso seco de la mezcla. El promedio es del 10 % y se procura que no pase del 15 % por razones económicas. La tabla 6.1 proporciona el rango normal de cantidades de cemento requeridas para los varios tipos de suelos, clasificados por la AASHO.



GRUPO DE SUELO SEGÚN AASHO	PORCIENTO POR VOLUMEN	PORCIENTO POR PESO
A-1-a	5-7	3-5
A-1-b	7-9	5-8
A-2-4	7-10	5-9
A-2-5	7-10	5-9
A-2-6	7-10	5-9
A-2-7	7-10	5-9
A-3	8-12	7-11
A-4	8-12	7-12
A-5	8-12	8-13
A-6	10-14	9-15
A-7	10-14	10-16

La cantidad de cemento también es función de la eficiencia del mezclado en la obra; mejorando las técnicas del mezclado se puede reducir el contenido de cemento real especificado.

La reacción del cemento con los suelos granulares limpios ha sido muy estudiada, ya que es la misma que la de los concretos y morteros comunes, por lo que no se insistirá sobre ello. La reacción del cemento con los suelos finos proporciona en la mayoría de los casos aumentos de la resistencia debido a:

- Rápida floculación y acercamiento de las partículas de arcilla o limo.
- Hidratación del cemento con el establecimiento de vínculos entre partículas y paquetes de ellas.
- Cristalización del carbonato de calcio con partículas de cemento, que por el mezclado se encontraran distribuidas discretamente en el medio.

A bajos contenidos de cemento la resistencia a la compresión simple en mezclas con suelos predominantemente arcillosos puede no aumentar y aun disminuir apreciablemente. Se considera que este efecto de disminución es debido a que con estos contenidos pequeños de cemento se produce un efecto de encapsulamiento de las partículas de arcilla sobre las mayores del cemento; obteniéndose por ende una estructura interna débil, a veces menos resistente que la que la que presenta el suelo sin cemento. Esto sucede frecuentemente con porcentajes pequeños de cemento (3 a 5 %, en peso), que es cuando podría ser bastante económico el tratamiento de los suelos plásticos (véase la figura 6.1).

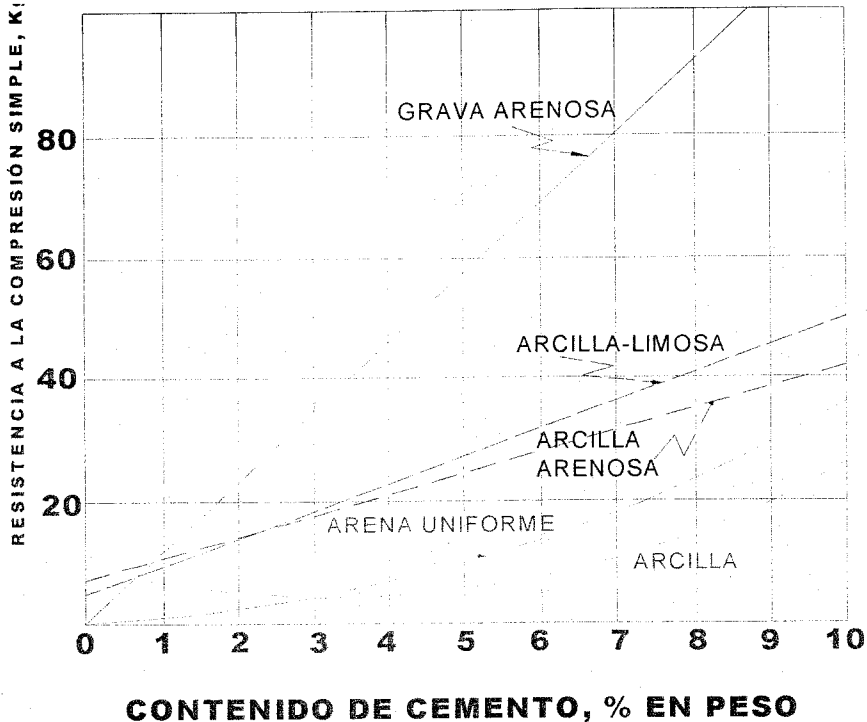


Fig. 6.1 Curvas típicas que muestran la variación de la resistencia a la compresión simple con el contenido de cemento.

Las partículas de cemento generalmente tienen tamaños comprendidos entre 0.5 y 100 micras y las de una arcilla menores de 2 micras. La finura del cemento es del orden de $2800 \text{ cm}^2/\text{gr.}$ y la de una arcilla bastante mayor ($105 \text{ ó } 100,000 \text{ cm}^2/\text{gr.}$). Al compararse el tamaño de las partículas de cemento con el de las arcillas se puede observar que en su gran mayoría éstas últimas son bastante más pequeñas. Este hecho es significativo porque permite inferir que después de los cambios químicos iniciales, en la estructura de un suelo arcilloso tratado con cemento existirá un número mucho mayor de partículas de arcilla que de cemento y por tanto será prácticamente imposible que se alcance la liga completa entre las partículas de arcilla a través de las de cemento.

En cambio en los suelos granulares gruesos prácticamente se puede lograr que existan casi completamente vínculos de liga de cemento entre todos los relativamente grandes gránulos del suelo.

Las especificaciones más consultadas son: ASTM C150, CSA A5 Y AASHTO M85 para cementos Portland normales y ASTM C595 o AASHTO M240 para cementos Portland especiales.



AGUA.

El agua tiene como funciones principales:

- Hidratar el cemento para producir la aglutinación de las partículas sólidas.
- Producir la lubricación entre las partículas para facilitar la compactación.

La cantidad de agua varía comúnmente entre el 10 y 20 % del peso seco de la mezcla en suelos plásticos y menores del 10% en los granulares.

Se recomienda que el agua que se utilice esté relativamente limpia y libre de cantidades apreciables de ácidos, álcalis y materia orgánica que puedan afectar al cemento. Algunas aguas con un gran contenido de determinadas sales han sido satisfactoriamente utilizadas cuando no ha sido posible obtener agua dulce.

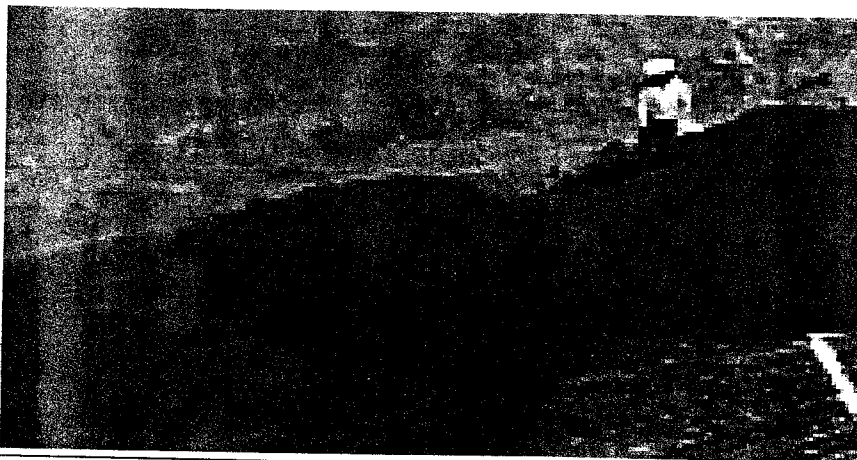
Cuando en lugar de agua natural se utiliza lechada de cemento para elaborar los especímenes en las pruebas de compactación, la humedad óptima obtenida difiere de la que se obtiene utilizando solo agua, en más o en menos.

Durante la construcción el cemento se hidratará completamente hasta después de 43 días en suelos plásticos y en unos 28 días en suelos granulares.

El contenido de agua se determina tomando en cuenta la trabajabilidad, manejabilidad de la mezcla, la necesidad de evitar los agrietamientos excesivos y para alcanzar la compactación más adecuada con el equipo disponible.

SUELO.

En teoría cualquier suelo puede estabilizarse con cemento, a excepción de los suelos con bastante contenido tanto de sales que afecten al cemento como de sustancia orgánica o materiales deletéreos. Sin embargo, en el campo de la aplicación práctica, los suelos que se pueden utilizar se encuentran limitados por:





1.- Granulometría adecuada de las partículas.

En general, la experiencia ha demostrado que para que un suelo pueda ser endurecido correctamente, mediante la adición de cantidades razonables de cemento, debe tener la granulometría siguiente:

Que el límite superior del tamaño máximo de las partículas sea de una tercera parte del espesor de la capa compactada, lo que representa unos 8 centímetros máximos. En la distribución granulométrica, el límite máximo de partículas finas que pasan la malla No.200 debe ser cercano al 50 %, con un límite líquido no mayor de 50 % e índice plástico menor de 25 %. O sea que conviene evitar los suelos altamente compresibles y los muy plásticos. La PCA propone que no más del 45 % sea retenido en la malla No.4 y un tamaño máximo del agregado de 3", y acepta suelos granulares mal graduados. También recomienda que no se utilicen suelos con muchas gravas, que preferiblemente contengan menos del 15% de arcillas, que la suma de arcillas y limos varíe entre 20 y 45 % y que contenga arena, preferiblemente entre el 55 y 80 %.

Es práctica común en la Gran Bretaña especificar que sólo se puedan tratar con cemento suelos bien graduados con un coeficiente de uniformidad no menor de 5. Por otra parte, la PCA considera que no resultan adecuados suelos cohesivos cuyo límite líquido es mayor de 45 % y su límite plástico mayor de 20%.

Los suelos con bastante contenido de arcillas tienen serios inconvenientes ya que producen mucho agrietamiento final y los tratamientos previos de humedecimiento o de secado comúnmente necesarios para su compactación son costosos y difíciles. Además, durante la construcción el proceso mezclado es sumamente laborioso. La AASHO da las recomendaciones que se presentan en la tabla No.6.2 y en la tabla 6.4. Por su parte, la ASTM da una serie de recomendaciones que se recopilan en la tabla No.6.3.

2.- Consideraciones constructivas.

Se deben tomar en cuenta, entre otros factores:

- La facilidad para realizar el mezclado del suelo con el cemento y el agua. Los suelos con muchos finos pueden ser muy difíciles de mezclar.
- La facilidad para hacer la compactación.
- El adecuado contenido natural de agua del suelo en el banco y en la obra para su tratamiento.
- Evitar tratamientos costosos de los materiales de los bancos.



MATERIAL	CONDICIONES DE LLUVIA EN LA ZONA		
	FUERTE 1	MODERADA 2	RARA 3
PORCIONES DE ARENA:			
Pasa la malla No. 10	100	100	100
Pasa la malla No. 40	40 – 80	40 – 80	40 – 80
Pasa la malla No. 60	30 – 70	40 – 55	55 – 70
Pasa la malla No. 270	10 – 40	20 – 35	30 – 50
PORCIONES DE LIMO:			
Finos de 0.05 a 0.005 mm	3 – 20	0 – 15	10 – 20
PORCIONES DE ARCILLA:			
Finos menores de 0.005 mm	7 – 20	9 – 18	15 – 25

TABLA N.º 3 ESPECIFICACIONES PARA LOS AGREGADOS DE LAS BASES Y SUBBASES

TAMAÑO DE LA MALLA	PORCENTAJES QUE PASAN	
	BASES	SUBBASES
2" (50 mm)	100	100
1 – ½" (37.5 mm)	95 – 100	90 – 100
¾" (19 mm)	70 – 92	-
3/8" (9.5 mm)	50 – 70	-
No. 4 (4.75 mm)	35 – 55	30 – 60
No. 30	12 – 25	-
No. 200	0 – 8	0 – 12

REQUERIMIENTOS ADICIONALES:

1. Al menos el 75% de las partículas retenidas en la malla de 3/8" deben tener dos caras fracturadas
2. La cantidad de material que pasa la malla No. 200 no debe ser mayor que el 60% de la que pasa por la No. 30.
3. La fracción que pasa la malla No. 40 debe tener :
Máximo w = 25 %
Máximo I.P.= 4 %

3.- Condiciones ambientales.

Es necesario tomar en cuenta el efecto de la temperatura durante el fraguado por que su efecto es significativo en climas cálidos. Desafortunadamente no se tuvieron a mano trabajos sobre el tema.

Será necesario considerar en los suelos posibles de utilizarse su facilidad para formar mezclas que se adapten a las condiciones ambientales, sobre todo en donde sucede la congelación. Partículas intemperizadas o inapropiadas deben desecharse.

4.- Requerimientos de diseño.

Prever la posibilidad de que se alcancen las características deseadas una vez realizado el mezclado.



5.- Consideraciones sobre los requerimientos del producto terminado.

Suelos con contenidos apreciables de finos plásticos pueden presentar agrietamientos indeseables.

6.- Desventajas con respecto a otros tipos de estabilización, para el problema dado.

Algunos tratamientos pueden ser más ventajosos, ya que cada uno tiene su campo de aplicación donde resultan ser los más adecuados. Por ejemplo, en muchos casos la utilización de cal en vez de cemento puede ser la más apropiada cuando existen suelos con mucho contenido de finos plásticos.

TABLA No. 6.- Clasificación de la AASHO preparada para el diseño de suelo cemento

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	GRUPOS DE SUELOS GRANULARES (35% Ó MENOS PASA LA MALLA #200)						
	A-1		A-3	A-2			
% que pasa la:	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Malla # 10	50 máx.						
Malla # 40	30 máx.	50 máx.					
Malla # 200	15 máx.	25 máx.	15 máx.	25 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
CARACTERÍSTICAS DE LA FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA No. 200							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		N.P.	10 máx.	10 máx.	11 máx.	11 máx.
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	GRUPOS DE SUELOS LIMO ARCILLOSOS (Más del 35% se retienen en la malla # 200).						
	% que pasa la:	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 y A-7-6.		
Malla # 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.			
CARACTERÍSTICAS DE LA FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA No. 200							
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 MIN.			
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.			

7.- Consideraciones de costo.

Los suelos con contenidos apreciables de finos requieren mayor contenido de cemento y más tratamientos.

8.- Tipos de suelos.

Los suelos para su estabilización pueden considerarse en los grupos siguientes:

- Granulares limpios.
- Granulares con cantidades apreciables de finos.
- Mezclas de finos y granulares.
- Suelos predominantemente arcillosos.
- Suelos predominantemente limosos.



Los tres primeros son los que casi exclusivamente se utilizan para suelo-cemento y los dos últimos se procuran desechar. Incluso algunos autores consideran a los dos últimos como materiales no aptos para hacer suelo-cemento.

9.- Existencia de cantidades apreciables de sales que atacan al cemento.

En las regiones desérticas o semidesérticas en las que la evaporación del agua provoca grandes concentraciones de sales en la superficie de los suelos pueden existir cantidades apreciables de sulfatos que atacan al cemento y destruyan finalmente al material tratado.

10.-Existencia de cantidades apreciables de materia orgánica

La materia orgánica se encuentra casi siempre en la superficie de los suelos hasta profundidades que alcanzan unos 1.50 m. En un banco, si existen cantidades apreciables pueden hacer inservible al suelo para su tratamiento con cemento. En general, se considera que el 2 % de materia orgánica es un límite superior que no conviene pasar; amenos que se realicen las pruebas de laboratorio pertinentes que determinen el comportamiento con cantidades mayores. Conviene considerar que un alto contenido de materia orgánica no necesariamente indica que el cemento reaccionará desfavorablemente.

El tipo de materia orgánica es difícil de probar en el laboratorio; en cambio determinar su cantidad es muy simple. Lo último se logra comúnmente, ya sea que mando juntos la materia orgánica y suelo en un horno, para después pesar lo que queda y deducir la cantidad de materia orgánica volatilizada, o bien, haciendo una pasta de suelo-cemento con un 10% de cemento en peso a la que se le determina el pH, una hora después de que se agregó el agua. Si el pH es menor que 12.1 el suelo se rechaza, ya que esto indica la presencia de materia orgánica capaz de alterar las propiedades del cemento.

La prueba colorimétrica para detectar sustancias orgánicas es también ampliamente usada en muchos laboratorios.

En las investigaciones realizadas por Clare K. E. y Sherwood P. T, se determinó que la materia orgánica y el exceso de sal, especialmente de sulfatos de calcio o magnesio, pueden retardar o evitar la hidratación del cemento. También se encontró que los compuestos orgánicos con peso molecular alto, tales como celulosa, almidón, lignina, no afectan la resistencia; por otra parte, la materia orgánica que tienen peso molecular bajo, tales como los ácidos nucleicos y la dextrosa, actúan como retardadores de la hidratación del cemento y provocan bajas resistencias.

11.-Influencia de la composición mineralógica.

Ahora bien, Los suelos tratados no deben considerarse como un material inerte. La adición de agua-cemento y aditivos hará que reaccione químicamente, cambiando a través del tiempo al ir modificando sus propiedades físicas a corto, mediano y aun a largo plazo.



En conclusión, en la literatura se considera unánimemente que de los factores anteriores el suelo es el factor más importante. Si el suelo es inadecuado poco podrá hacerse para que el comportamiento del Suelo-Cemento sea satisfactorio.

ADITIVOS.

Los aditivos más usados son:

- 1.- **Aditivos Higroscópicos:** Azúcar, Clorhido De Sodio, Clorhido De Calcio.
- 2.- **Aditivos Para Reducir El Contenido De Agua Durante El Mezclado:** Ligno-Sulfatos (Pozzolith 8).
- 3.- **Agentes Fluoculantes:** Cal.
- 4.- **Agentes Reductores Del Calor De Hidratacion De La Mezcla:** Fly-Ash Y Carbonatos De Sodio.
- 5.- **Agentes Endurecedores Y Selladores De Superficie:** Sales De Sodio, Silicatos De Sodio, Hidróxidos De Sodio, Silicatos De Sodio.
- 6.- **Aditivos Expansivos:** Sulfatos De Sodio, Sales, Aluminatos.
- 7.- **Cementos Expansivos:** Cemento Portland Tipo IV.
- 8.- **Agentes Para Favorecer La Uga Entre Capas De Suelo-Cemento:** Lignosulfato De Calcio Y Ácido Carboxílico Hidroxilatado.

La efectividad de cada aditivo es función del tipo de suelo y de las condiciones ambientales. Generalmente, existe una cantidad óptima de aditivo que producirá el mejor resultado.

En la literatura se reportan muchos casos en los que la calidad del suelo-cemento ha mejorado por el uso de aditivos y también se reportan algunos casos en los que no se han obtenido mejorías apreciables; más aun, en ciertos casos reportados la calidad en lugar de aumentar disminuyó sensiblemente. Por lo que respecta a la resistencia a la compresión simple en la literatura se señalan casos en los que la adición de determinados aditivos, no produjeron mejoría.

Los resultados más alentadores se han obtenido para reducir el agrietamiento, disminuir el ataque de los sulfatos y para facilitar la construcción. Catton M. O. y Felt E. J., concluyeron que en muchos casos suelos arenosos que reaccionaron mal con el cemento mejoraron con la inclusión del uno por ciento de cloruro de calcio, cloruro de sodio o de agua de mar. Roderich G. L. y Huston M. T., determinaron que la inclusión de sulfatos de sodio (Na_2SO_4) aparentemente acelera la reacción inicial del cemento produciendo rápidamente resistencias mayores.

También, T. W. Lambe encontró que adicionando pequeñas cantidades de compuestos de sodio se beneficiaba notablemente la capacidad de resistir esfuerzos compresivos. Los silicatos de sodio han tenido éxito para evitar el ataque de los sulfatos, endurecer y reducir la permeabilidad de los suelos-cementos. Estos silicatos han dado mejores resultados en suelos granulares que en suelos finos.

La capacidad de resistir esfuerzos a la compresión se incrementa notablemente adicionando pequeñas cantidades de compuestos de sodio.



Los aditivos que han mostrado ser más beneficiosos para reducir el agrietamiento son, en orden de importancia:

- Cenizas volantes (Fly-ash),
- Pozzolita,
- Cloruro de calcio,
- Sulfatos de magnesio, sodio y calcio,
- Cementos expansivos,
- Hidróxidos de sodio (solamente en caolinitas).

Según Arman y Dantin la utilización de lignosulfato de calcio y de ácido carboxílico hidroxilatado han sido efectivos para mejorar la liga entre las capas.

En suma, con la inclusión de aditivos se pueden obtener bastantes ventajas y en algunos casos desventajas.

Son tantos los tipos de suelos que existen que generalizar conclusiones sin un examen riguroso con laboratorios y técnicos competentes propiciaría cometer no pocos errores. Debe tenerse cuidado y considerarse que la mayoría de los reportes de investigación fueron hechos en laboratorios y por consiguiente pueden no ser representativos de las condiciones de campo.

ESTABILIZADOR

LA CAL

La adición previa de pequeñas cantidades de cal en suelos plásticos, 2% aproximadamente del peso seco, casi siempre favorece el resultado de las reacciones del cemento con el suelo.

La adición de cal en arcillas causa su fluoculación debido al incremento de electrolitos en su contenido de agua y al intercambio catiónico de las partículas de arcilla con los calcio disueltos. La fluoculación y el intercambio catiónico ocurren en poco tiempo; en cambio, la reacción lenta de la cementación puede ocurrir en años. Esta adición de cal generalmente aumenta la resistencia a la compresión simple en suelos que contengan montmorillonita.

Por otra parte, como la adición de cal provoca la fluoculación de las arcillas y la formación de grumos, esto se aprovecha para facilitar el mezclado del cemento con los finos.

Los suelos finos compuestos de arcillas muy plásticas han sido exitosamente tratadas, previamente a su construcción en obra, añadiéndoles un poco de cal. O.G. Inglés recomienda que para trabajos de pavimentación se adicione cal cerca del 1% en peso seco del material por cada 10% de arcilla contenida en el suelo y que no se exceda este valor antes de hacer cuidadosas consideraciones.



MÉTODOS DE DISEÑO DE LAS MEZCLAS.

Para el diseño de las mezclas se han desarrollado varios criterios. Los más comunes son los siguientes:

MÉTODO DETALLADO PROPUESTO POR LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION.

Para la Portland Cement Association el cemento requerido para la estabilización de un suelo dado se determina usualmente por una serie de pruebas de Mojado-Secado y de Congelamiento-Descongelamiento con especímenes compactados; a ambas las llaman pruebas de DURABILIDAD. El procedimiento en general es el siguiente:

- 1.- Clasificar el suelo y seleccionar varios contenidos de cementos distintos para la preparación de las mezclas iniciales. Véase Tabla 6.5.

Tabla No 6.5 Contenido de cemento aproximado para proyectar las mezclas de suelo-cemento según P.C.A.

GRUPO DE SUELO SEGUN LA AASHO (SUCS)	PORCIENTO DE CEMENTO REQUERIDO % EN PESO	CONTENIDO DE CEMENTO ESTIMADO PARA LA PRUEBA DE COMPACTACION % EN PESO	CONTENIDO DE CEMENTO PARA PRUEBA DE HUMEDAD SECADO % EN PESO
A-1-a (GW, GP, SW, SP)	3-5	5	3-4-5-7
A-1-b (SW,SP,GM,SM,GP)	5-8	6	4-6-8
A-2 (GM, SM, GC, SC)	5-9	7	5-7-9
A-3 (SP)	7-11	9	7-9-11
A-4 (ML,OL,CL,SM,SC)	7-12	10	8-10-12
A-5 (OH, MH, ML, OL)	8-13	10	8-10-12
A-6	9-15	12	10-12-14
A-7	10-16	13	11-13-15

Fuente: Portland Cement Association.^[155,156]

- 2.- Preparar especímenes con diversas mezclas para realizar las pruebas de laboratorio pertinentes. Se preparan dos especímenes de cada mezcla con la humedad óptima obtenida en la prueba de compactación.
- 3.- Someter a uno de los especímenes a la prueba de Mojado-Secado y al otro a la de Congelación-Descongelación.
- 4.- Seleccionar el porcentaje de cemento comparando los resultados obtenidos con los de las pérdidas admisibles. Las pérdidas admisibles determinadas por la PCA se dan más adelante.
- 5.- Posteriormente, se sujetan las probetas a pruebas de resistencia a la compresión simple y a las pruebas adicionales que fuesen necesarias según lo determinen las necesidades del proyecto. En general, se especifica un mínimo aproximado de 21 Kg. /cm² a la compresión simple, a los siete días.



Según la Portland Cement Association, de los EUA, la dosificación adecuada de cemento es la mínima que cumple las condiciones siguientes:

I.- Las pérdidas de material desagregado durante los doce ciclos, tanto en ensayos de Congelación-Descongelación y Humedad-Secado no deben ser mayores de:

- a) 14% para suelos A-1.a, A-1-b, A-3, A-2-4, y A-2-5.
- b) 10% para suelos A-2-6, A-2-7, A-4 y A-5.
- c) 7% para suelos A-6 y A-7.

II.-El aumento de volumen en las muestras no debe exceder en más del 2% del volumen inicial.

III.- El máximo contenido de agua no debe ser mayor que el necesario para llenar los huecos del suelo-cemento, una vez terminado de compactar.

MÉTODO CORTO DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION.

El método corto no siempre indica el mínimo contenido de cemento con que tratar un suelo arenoso. Pero, casi siempre proporciona un contenido de cemento dentro de la seguridad: que estará cercano al obtenido por el método detallado de la PCA.

El método corto es aplicable únicamente para suelos predominantemente arenosos que tengan la granulometría siguiente:

- 1.- El contenido de finos inferior al 50%.
- 2.- El contenido de arcilla inferior al 20%.
- 3.- El retenido en la malla #4 menor del 45%.
- 4.- No existan cantidades apreciables de substancia orgánica.
- 5.- No se aplica en caliches, margas, cretas, carbones, cenizas, jales de minas y escoria.

El método corto tiene dos variantes: la "variante A" para materiales que pasan totalmente la malla No.4; y para los que se retienen en esta malla No.4 la "variante B".

El procedimiento general es el siguiente:

- I. Se determina la granulometría del suelo.
- II. Se determina el peso volumétrico del material retenido en la malla # 4.
- III. Si el suelo cumple los requisitos para aplicar el método, entonces se escogerá la variante que proceda.

VARIANTE " A ", se desarrolla en los pasos siguientes:

- a) Con los datos del análisis granulométrico y la ayuda de la figura No. 6.2, se estima el máximo peso volumétrico promedio inicial.
- b) Con los datos del peso volumétrico estimado y del porcentaje de material más fino que 0.05 mm, se acude a la figura No. 6.3 para obtener el contenido de cemento



- por peso; con el cual se prepararán los especímenes para el ensayo Proctor estándar.
- c) A partir de los resultados obtenidos en la prueba Proctor correspondiente se determina el máximo peso volumétrico seco y el contenido de humedad óptimo.
 - d) Con el máximo peso volumétrico seco obtenido anteriormente se escoge otra vez con ayuda de la figura 6.3 el contenido de cemento requerido para fabricar los especímenes. La PCA indica que las cartas y procedimientos pueden ser modificados de acuerdo con el clima y condiciones locales.
 - e) Se fabrican tres especímenes para el ensayo de resistencia a la compresión simple, con el peso volumétrico y la humedad óptima determinada en la prueba Proctor.
 - f) De los resultados de las pruebas realizadas se obtiene la resistencia a la compresión simple promedio de los especímenes con los ensayos de las tres muestras, que tienen siete días de curado húmedo y cuatro horas de saturación por inmersión en agua, inmediatamente antes de ser ensayados.
 - g) Verificación. El valor promedio de las compresiones simples obtenidas deberá ser mayor que el que proporciona la figura 6.4. Si el valor obtenido es menor entonces se deberán realizar la serie de las pruebas completas y si resulto mayor se considerará que el contenido de cemento es adecuado.
 - h) Para su recomendación de dosificación en la construcción, se convierte el contenido de cemento en peso a contenido de cemento en volumen.

VARIANTE " B ", se desarrolla en los pasos siguientes:

- a) Obtener el peso volumétrico máximo promedio utilizando la figura 6.5.
- b) Este peso junto con el porcentaje de material menor de 0.05 mm (malla #270) y el porcentaje de material retenido en la malla # 4 se utilizaran para determinar el contenido de cemento en peso para el ensayo Proctor estándar por medio de la figura 6.6.
- c) Realizar el ensayo Proctor estándar correspondiente para obtener el contenido de humedad óptimo y el máximo peso volumétrico seco.
- d) Con el máximo peso volumétrico encontrado se determina el contenido de cemento, en peso, ayudándose otra vez de la figura 6.6.
- e) Con el contenido de cemento, así como con el máximo peso volumétrico en seco y la humedad óptima obtenidas en el ensayo Proctor se fabrican 3 especímenes para hacerles las pruebas de resistencia a la compresión simple.
- f) Del resultado de las pruebas se determina la resistencia a la compresión simple promedio de los especímenes probados después de 7 días de curado húmedo y de tenerlos 4 horas de saturación por inmersión en agua, inmediatamente antes de hacer los ensayos.
- g) Con la ayuda de la figura 6.7 se determina una resistencia a la compresión mínima permisible para la mezcla de suelo-cemento.

Si la resistencia a la compresión simple obtenida en f) es igual o mayor que la mínima permisible significará que el contenido de cemento requerido es el adecuado. Si el valor obtenido es menor entonces se deberán realizar la serie de pruebas completas.

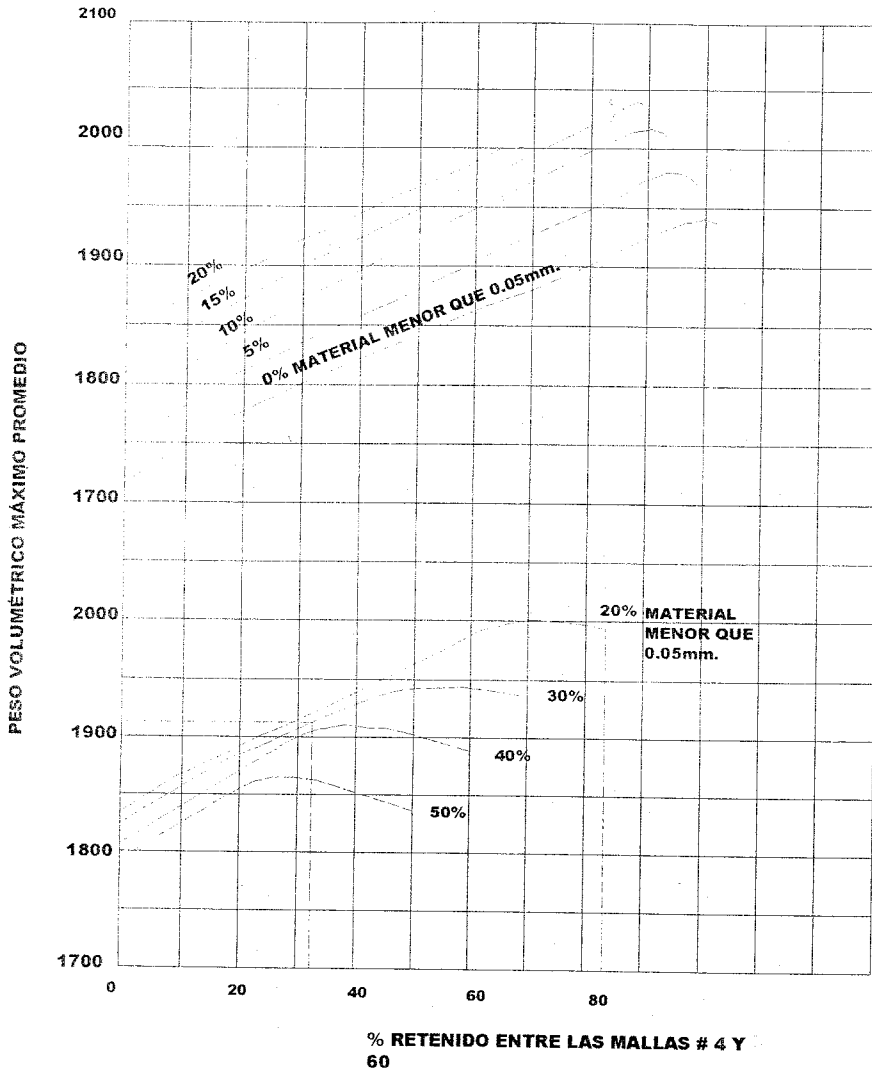


Fig. 6.2 ESTIMACIÓN DEL PESO VOLUMÉTRICO MÁXIMO PROMEDIO. MÉTODO CORTO DE LA P.C.A. [217]

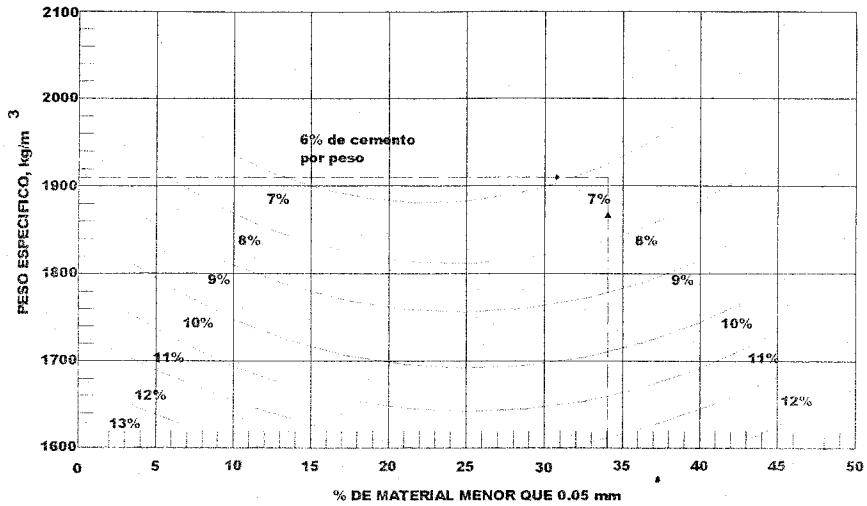


Fig. 6.3 OBTENCIÓN DE LOS CONTENIDOS DE CEMENTO DE SUELOS QUE RETIENEN MATERIAL EN LA MALLA #4

MEZCLAS DE SUELOS QUE NO CONTIENEN MATERIAL EN LA MALLA #4

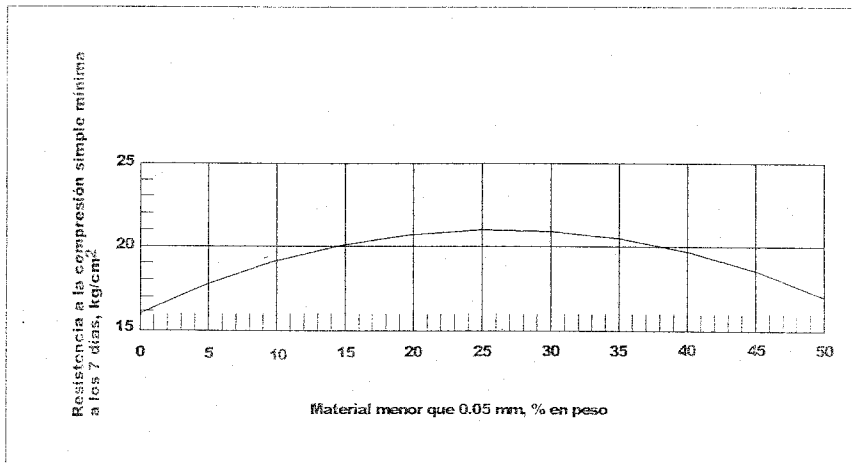


Fig. 6.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE A LOS 7 DÍAS



**MEZCLAS DE SUELOS QUE CONTIENEN
MATERIAL QUE SE RETIENE EN LA MALLA #4**

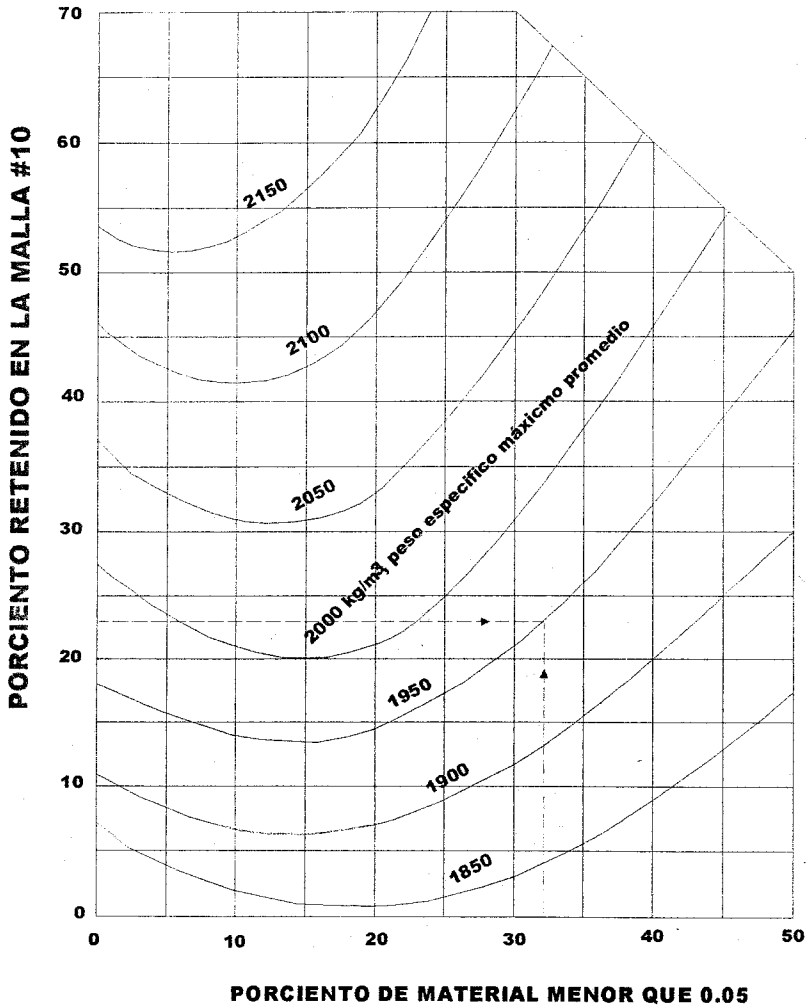


Fig. 6.5 OBTENCIÓN DE LOS PESOS VOLUMETRICOS MÁXIMOS PROMEDIOS.



MEZCLAS DE SUELOS QUE CONTIENEN
MATERIAL QUE SE RETIENE EN LA MALLA #4

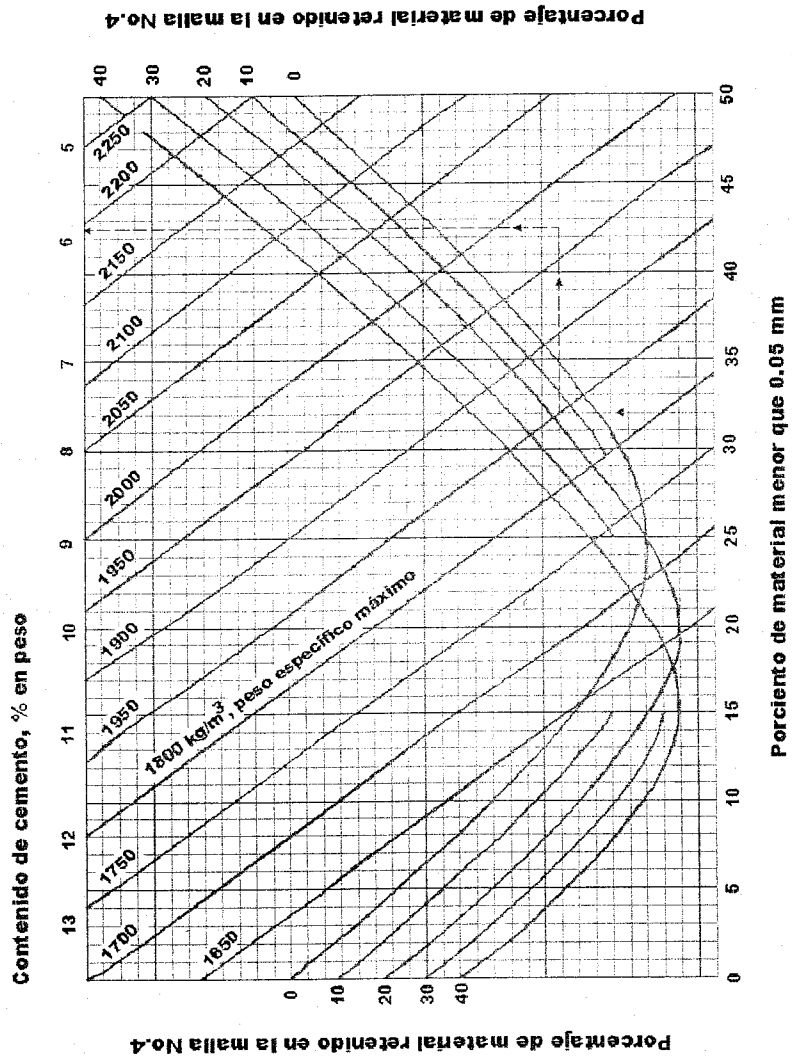


Fig. 6.6 OBTENCIÓN DE PORCENTAJES DE CEMENTO PARA MEZCLA DE SUELO-
CEMENTO



MEZCLAS DE SUELOS QUE CONTIENEN MATERIAL QUE RETIENE LA MALLA #4

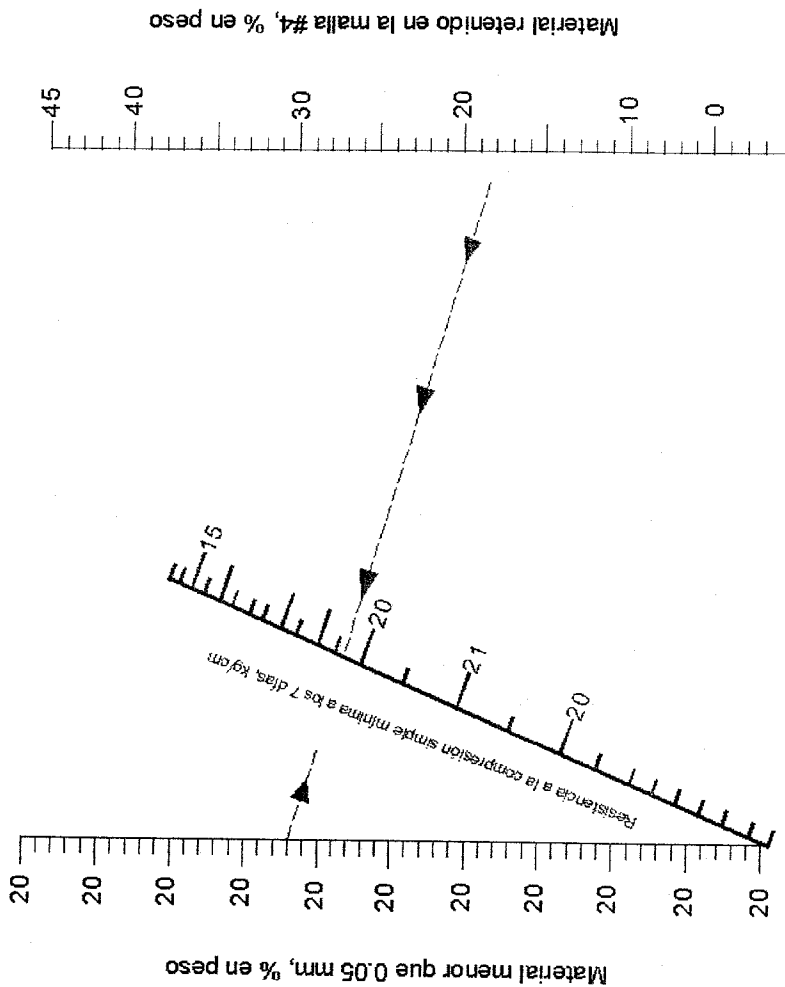


Fig. 6.7 OBTENCIÓN DE LAS RESISTENCIAS A LA COMPRESIÓN SIMPLE PARA MEZCLAS.



FIGURA ESQUEMATICA

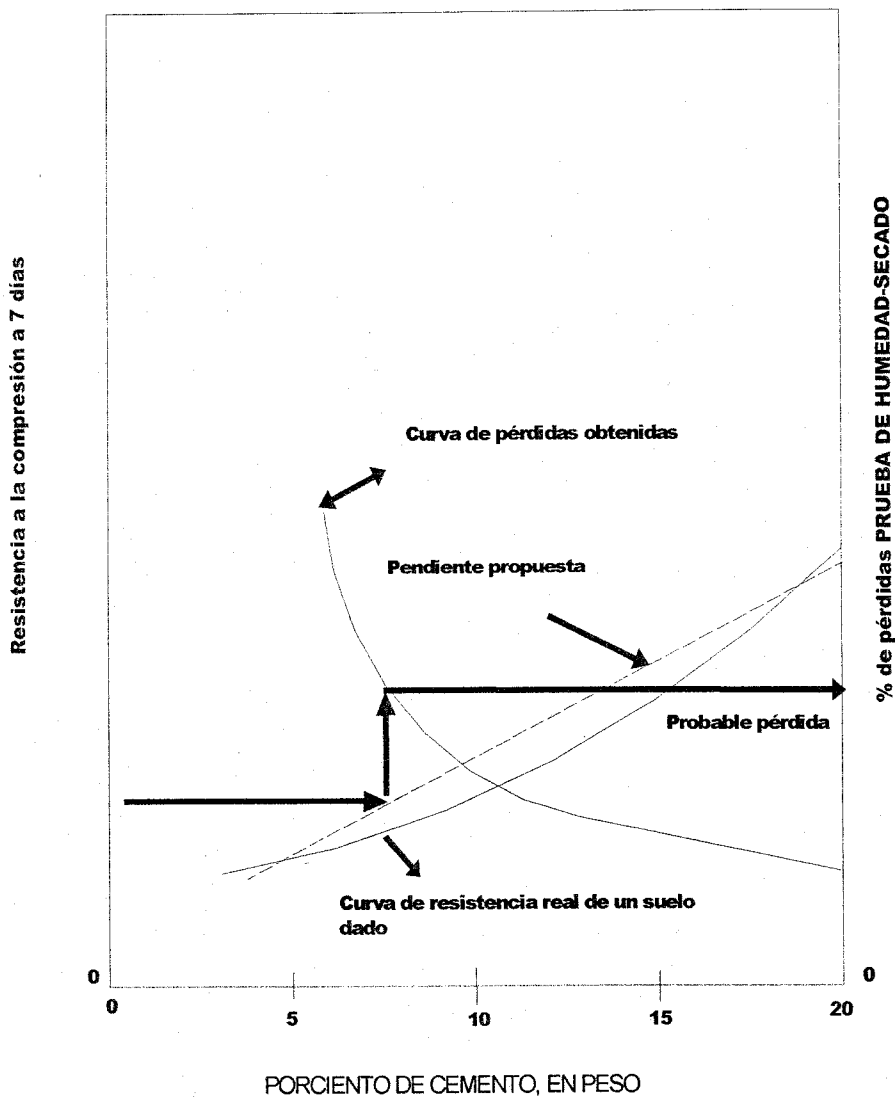


Fig. 6.8 METODO DEL VALOR DE LA PENDIENTE DE LOUISIANA.



MÉTODO RÁPIDO (PCA).

Se utiliza para obras de emergencia y para obras de poca importancia.

Consiste en:

- 1) La elaboración de especímenes que se compactan con la humedad óptima Proctor y peso volumétrico máximo. La cantidad de cemento inicial aplicada variará en un amplio rango.
- 2) Después de uno o dos días de curado se someten las probetas a piquetes con punzón o picahielo. Si no es posible penetrar en el espécimen más de 0.6 cm. y si al golpearlo se escucha un sonido claro y sólido, se considera que el contenido de cemento es adecuado.

MÉTODOS BASADOS EN PROPORCIONAR EL CONTENIDO DE CEMENTO DE ACUERDO A SU CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA.

Consisten en clasificar el suelo y utilizar tablas preparadas de antemano para establecer la proporción de cemento.

MÉTODO DE LA PENDIENTE DE LOUISIANA.

Es un método rápido que tarda unos ocho días en su realización y en el que los autores expresan estadísticamente su experiencia. Ellos probaron 637 tipos de suelos y encontraron que en el 92 % de los casos las predicciones quedaron dentro de más o menos el 2% del obtenido en el método detallado. Consiste esencialmente en utilizar gráficas elaboradas previamente para cada tipo de suelo, como la mostrada en la figura 6.8; en estas gráficas los ejes muestran el contenido de cemento, la resistencia a la compresión a los 7 días y además el porcentaje de pérdidas obtenidas en la prueba de humedad-secado para cada tipo de suelo que se prueba. Para facilitar el cálculo la curva de resistencia la hacen recta y la pendiente la calculan dividiendo la diferencia de la resistencia a la compresión simple a los 7 días entre la correspondiente diferencia en el contenido de cemento en peso. Con un punto que se obtiene con una prueba de resistencia y la pendiente (que ya es dato) se determina el porcentaje de cemento de proyecto.



CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS PARA VEHÍCULOS INDUSTRIALES PESADOS.

El procedimiento de construcción es fundamentalmente igual al que se utiliza para los pavimentos de suelo-cemento de carreteras. Comúnmente se utilizan espesores de unos 25 cm., en zonas de tránsito pesado normal y de 50 a 65 cm., en zonas limitadas o exclusivas por donde transitarán únicamente maquinarias muy pesadas y/o donde el tráfico sea demasiado intenso. La construcción de estos espesores tan grandes implica construir por partes, de tres o cuatro capas parciales de espesores menores de 20 cm., hasta alcanzar el espesor total de proyecto. La construcción por capas requiere especial cuidado y de un control de campo adecuado para evitar el efecto de laminado. También es importante el control adecuado para dar los bombeos correctos para el desagüe y la hechura de los agujeros para las coladeras, atarjeas, etc.

CONSTRUCCIÓN DE PISOS.

Pueden hacerse construyendo en el lugar o bien elaborando adoquines que posteriormente se colocan en el sitio. Cuando se construye en el lugar se tiende material preparado, puesto en capas que después se humedecen y compactan inmediatamente.

Para la construcción con adoquines se hace lo siguiente:

- 1.- El suelo ya preparado y colocado en capas se humedece y compacta. Superficialmente, se coloca una pequeña capa de arena y cemento. No resultan convenientes los suelos predominantemente finos, que requieren cantidades apreciables de cemento y que se agrietan. Cuando el suelo es granular con finos es práctica común utilizar cal y cemento.
- 2.- Para construir los adoquines utilizan arenas limpias de granulometrías apropiadas. Las piezas se construyen manualmente o con máquinas. Es normal agregar colorantes al cemento para lograr un aspecto agradable.

Los adoquines se colocan a mano entrelazándolos encima de una capa de arena compactada de unos diez centímetros de espesor. No se utilizan morteros para juntarlos, sino sólo arena. La facilidad de su construcción, su buen comportamiento en suelos que se deformarán, tales como arcillas expansivas, la sencillez y economía de su reparación en partes deformadas o excavadas (se quitan, se arregla la parte inferior y se vuelven a colocar), su buen aspecto y economía los hacen muy apreciados para hacer pisos de calles, banquetas, patios y estacionamientos. Se utilizan extensamente en todo el país.



CONSTRUCCIÓN DE MUROS.

Los muros se pueden construir:

- 1) Utilizando encofrados que se rellenan con material preparado, puesto en capas que después se humedecen y compactan inmediatamente.
- 2) Colocando blocks prefabricados que se unen con morteros para formar el muro.

Los blocks se pueden construir a mano o con máquinas. Una vez conocido el arte del tratamiento es relativamente fácil construir los blocks. En el mercado nacional se ofrecen excelentes máquinas que pueden hacer una gran cantidad de piezas en poco tiempo, con excelente calidad y buen acabado.

Para su tratamiento en muros los suelos preferentemente deben ser granulares o bien granulares con pocos finos. Los suelos puramente arcillosos o limosos plásticos no son apropiados por los inconvenientes que presentan (se generan altos costos, fuertes agrietamientos y el procedimiento de construcción es difícil). Un suelo puramente arcilloso requerirá del orden del 20 al 25 % de cemento en peso, lo cual es bastante costoso. Con estos porcentajes de cemento el agrietamiento por contracción será considerable y la apariencia de las casas deficiente.

Aunque la resistencia a la compresión simple aumentará notablemente conviene considerar que una gran capacidad de soporte no es necesaria para muros de casas habitación de uno a dos pisos, el simple adobe de arcilla sin tratar podrá alcanzar la capacidad requerida con bastante suficiencia. También, existen otras mejores alternativas de solución; por ejemplo, la arcilla se puede cocer en hornos y obtener tabiques recocidos de excelente resistencia que ya colocados no presentarán agrietamientos por contracción; o en todo caso, se puede tratar la arcilla con aproximadamente un 4 % de cal y alcanzar resultados similares o mejores que cuando se pone cemento, ambas posibilidades son en general de menor costo.

Los suelos granulares que requieren poco cemento y fáciles de hacer son ampliamente usados para hacer bloques de excelente calidad. La utilización de colorantes en el cemento permite construir piezas de agradable apariencia. En México los blocks y tabicones son muy comunes.

En suelos granulares con finos debe analizarse cuidadosamente la granulometría; demasiada arcilla o grava son inconvenientes. En caso de deficiencias en la granulometría se puede ver la posibilidad de mejorarla haciendo correcciones como agregar y quitar materiales.

Utilizar la granulometría correcta permite economías substanciales y lograr buenas propiedades (el punto ya fue discutido anteriormente).

Los materiales descritos anteriormente quedan dentro de las definiciones de suelo-cemento y por eso se comentan.



**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





6.4 TIERRA ARMADA

INTRODUCCIÓN.

El desarrollo tan rápido de este nuevo sistema constructivo es consecuencia de las cualidades de la tierra armada, tales como:

- Gran resistencia, en obras de gran altura o que soportan grandes sobrecargas.
- Gran flexibilidad de los paramentos, que permite a los macizos adaptarse a suelos con cimentación conflictiva.
- Rapidez de ejecución, integración completa al movimiento de tierras.
- Economía.
- Estética.

Inventada y patentada mundialmente por el ingeniero y arquitecto francés Henri Vidal, la tierra armada es un material de características especiales al asociar la tierra con armaduras. La adherencia entre los granos de tierra y las armaduras, juega un papel importante en el comportamiento de este material y le confiere una gran cohesión.

La tierra armada puede resultar un material de construcción económico, adecuado para emplearse en muchas aplicaciones tales como muros de retención, accesos para puentes, terraplenes, puenteo de calizas cavernosas, diques de contención, fosos de almacenamiento de carbón y minerales, y desarrollos habitacionales en laceras.

CONCEPTOS BÁSICOS

La tierra armada es un sistema constructivo que consta de capas alternadas de relleno compactado y de tiras de refuerzo a la tensión. La construcción resultante es una estructura coherente tipo gravedad que se puede emplear en cualquiera de las aplicaciones mencionadas en la introducción de este trabajo y que se describen en detalle en presente trabajo.

La tierra armada es única dentro de las técnicas antes mencionadas en lo que se refiere a que:

1. Los refuerzos se hacen trabajar únicamente a tensión. Los refuerzos sólo funcionan efectivamente a la tensión.
2. La tierra armada es un material de construcción compuesto en el cual el suelo y las tiras de refuerzo se van colocando en capas sucesivas. En todos los demás métodos mencionados, el terreno que se va a reforzar o a estabilizar se trata en el lugar.



CONSIDERACIONES DEL FUNCIONAMIENTO

La tierra armada es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas lineales de tensión importantes; estos últimos elementos suelen ser tiras metálicas o de plástico. El refuerzo de tales tiras da al conjunto una resistencia a tensión de la que el suelo carece en si mismo con la ventaja adicional de que la masa puede reforzarse única o principalmente en las direcciones mas convenientes. La fuente de donde emana esta resistencia a la tensión es a fin de cuentas la fricción interna del suelo, puesto que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a las tiras de refuerzo por fricción.

Se considera, en un relleno, el conjunto de granos en contacto con una armadura. La cara de uno cualquiera de estos granos en contacto la armadura forma un ángulo α con la normal.

Para que este fenómeno se cumpla, se tiene que verificar que en cada punto de contacto de una armadura con la tierra, el rozamiento tenga realmente lugar sin deslizamiento.

Siendo F_1 y F_2 las tensiones conocidas en la armadura en dos puntos distantes d_1 , $dF = F_1 - F_2$ es la tensión de compresión de la tierra, perpendicularmente al punto de la armadura de un ancho e , la fuerza normal a la armadura sobre la longitud d_1 y sobre las dos caras, tiene un valor $2 \cdot \sigma \cdot e \cdot d_1$. El rozamiento tiene lugar sin deslizamiento

$\frac{dF}{2 \cdot \sigma \cdot e \cdot d_1}$ cuando es más pequeño que f (siendo f el coeficiente de rozamiento tierra armadura).

La ventaja de la tierra armada reside en el hecho de que la fórmula se verifica fácilmente en todas las obras

La adherencia grano-armadura tiene, pues, tal importancia que es necesario que se cumpla que el material de relleno tenga un rozamiento suficiente.

Una condición granulométrica para que el material cumpla la condición de adherencia es que contenga menos de un 15% de elementos inferiores a 80 micras (tamiz 200) y que el ángulo de rozamiento interno sea superior o igual a 25° ($\rho \geq 25^\circ$).

Los suelos que contienen más de un 15 % de elementos inferiores a 80 micras podrían ser validos. En estos casos será necesario realizar un ensayo directo de rozamiento tierra-armadura.

Aunque en la practica todos los granos no pueden estar en contacto directo con las armaduras estimándose que los enlaces entre los granos de terreno que están en contacto con armaduras con aquellos que no lo están, se realiza por medio de la formación de bielas o bóvedas.



El funcionamiento del material fue demostrado a partir de ensayos triaxiales sobre muestras de arena armada. Estos ensayos han permitido además demostrar una buena cohesión del material arena armada, con relación a la nula cohesión de la misma arena sin armar, siendo idéntico el ángulo de rozamiento interno de ambos materiales.

Esta cohesión es proporcional a la resistencia a la tracción de las armaduras y en la dirección resistente de las mismas. Por tanto, se puede elegir la cohesión y su intensidad, lo que permite calcular y realizar obras que resistan las más grandes tensiones.

Se ha visto que no todos los granos de un macizo están en contacto con las armaduras por tanto, es necesario disponer una piel que contenga localmente la tierra entre dos capas de armaduras.

Esta piel debe ser resistente y flexible para adaptarse en buen estado a las deformaciones el macizo armado.

Para construir con tierra armada se necesitan:

- LA TIERRA

Son validos todos los materiales de origen natural que respondan a los criterios que se establecieron en los párrafos anteriores. Siempre y cuando no contengan un porcentaje elevado de finos. Las investigaciones llevadas acabo en relación con tierras adecuadas para utilizar en los macizos de tierra armada, parecen indicar que cualquier material considerado como un buen relleno es apropiado para la tierra armada.

- LAS ARMADURAS.

Se ha previsto la utilización de cualquier tipo de armaduras, capa de tejido, mallas de alambre, armaduras metálicas lineales o no.

Las armaduras normalizadas son de 5 mm de espesor, son elementos lineales de acero sin galvanizar o galvanizado, con un diseño que aumenta la adherencia. Son flexibles y muy resistentes.

- LAS PIELES.

Se han puesto a prueba dos tipos de piel:

- METÁLICAS

Esta construida por elementos lineales de acero galvanizado con una sección en media elipse (el eje mayor mide 333 mm) que se fija a las armaduras y hace la función de una membrana, conservando su forma elíptica estable ante cualquier tensión en el macizo armado, ante los asentamientos producidos



La puesta en obra es muy sencilla, el montaje se hace en capas de 333 mm en la secuencia piel, armadura y relleno y así sucesivamente para cualquier altura de macizo, ya que solamente se trabaja desde la plataforma formada por la última capa de relleno.

➤ **CONCRETO.**

Esta formada por escamas cruciformes de concreto reforzado de 1.50 mts de lado unidas a las armaduras por medio de atraques, empotrados en la escama, del mismo metal que el de las armaduras.

Estas escamas, que pesan del orden de una tonelada, permiten una manipulación y colocación en obra con una pequeña grúa. La forma de las juntas y los bulones de las escamas permiten un montaje flexible con las escamas contiguas.

La rapidez del montaje radica en la posibilidad de colocar las escamas sin necesidad de andamios. Al igual que en el caso de la piel metálica, la plataforma de trabajo esta formado por la ultima capa de relleno extendida.

La utilización de concreto permite realizar paramentos estéticos que se integran perfectamente a la arquitectura del paisaje.

CONCEPTOS BÁSICOS Y CARACTERÍSTICAS ESENCIALES.

La tierra armada es un material compuesto formado por la combinación de refuerzos lineales y un suelo granular prácticamente sin cohesión. Un sistema de tierra armada está constituido por tres elementos (1) tableros exteriores, (2) tiras de refuerzo. En un muro típico de tierra armada las tiras de refuerzo tienen una longitud entre 0.7 y 0.8 veces la altura del muro. El espaciamiento usual entre tiras en muros típicos es del orden de 1 m horizontalmente y 0.75 m en dirección vertical, y (3) suelo de relleno, según se ilustra esquemáticamente en la Fig. 6.4.1.

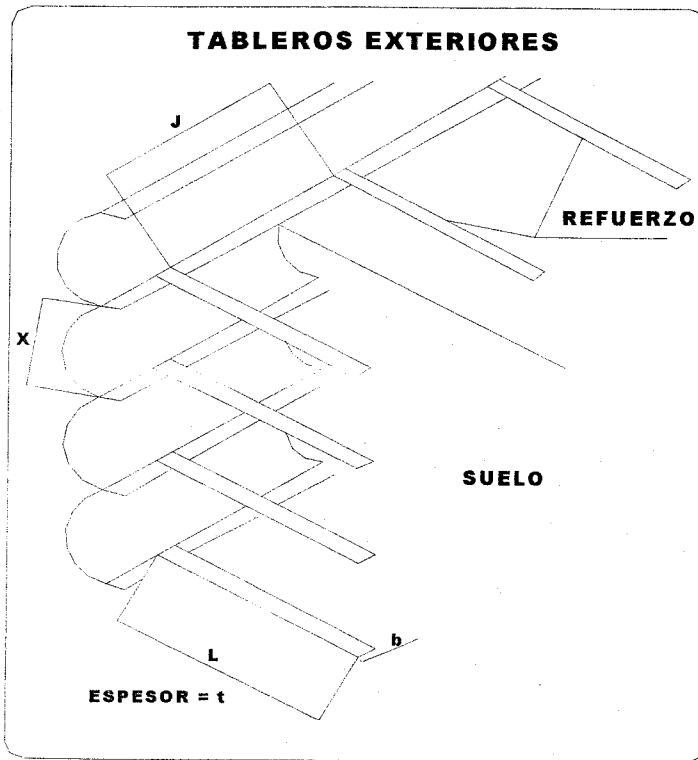


Fig. 6.4.1 MURO DE TIERRA ARMADA (VIDAL)

El punto clave para la estabilidad de una estructura de tierra amada está en la fricción generada entre el suelo y los refuerzos. Una estructura de este tipo bien diseñada y construida, se soporta por sí misma como un cuerpo coherente debido a esta fricción, la cual evita que el suelo se desparrame lateralmente en la dirección de los refuerzos.

La tierra amada representa una combinación de materiales en la cual cada uno de ellos emplea su resistencia intrínseca para compensar las carencias del otro. Un suelo granular compactado tiene una resistencia excelente a la compresión y al cortante; no puede permanecer estable sin confinamiento. Los refuerzos (generalmente de acero), no trabajan a compresión ni a cortante debido a su flexibilidad, aunque son muy resistentes a tensión. A raíz de la fricción entre suelo y refuerzos, se genera un confinamiento efectivo o aparente dentro del suelo debido a la rigidez tensional de los refuerzos que induce el confinamiento del suelo.



En un sistema de tierra armada idealmente simétrico, no existirán esfuerzos horizontales que deban ser resistidos en las fronteras verticales exteriores. Sin embargo, en la realidad las estructuras de tierra armada no son simétricas, y los refuerzos no son "ideales" en cuanto a que no hay continuidad en planos horizontales. Además, las partículas de suelo están más propensas a movimiento horizontal a medida que aumenta la distancia vertical a las tiras de refuerzo.

Como consecuencia, los tableros exteriores necesitan soportar las concentraciones locales de esfuerzos en el suelo en zonas acierta distancia de los refuerzos y las debidas a la asimetría de la estructura. Además, los tableros exteriores y las conexiones a los refuerzos deben resistir los esfuerzos inducidos por el equipo de construcción y por la compactación del suelo cerca del paramento. Los tableros exteriores también cumplen con una importante función arquitectónica en muchas de las veces.

Otro aspecto importante de las estructuras de tierra armada está en su flexibilidad, pueden soportar deformaciones apreciables sin perder su carácter coherente propio McKittrick describe con cierto detalle dos casos en los que los muros de tierra armada se movieron distancias apreciables, debido a fallas en la cimentación, sin haber perdido su integridad dentro del volumen comprendido por el suelo reforzado. La naturaleza flexible de la tierra armada la hace un tipo de construcción adecuado para casos en que se espera cierto asentamiento de la cimentación. Se han empleado con éxito terrapienes de tierra armada sobre suelos blandos que se han mejorado por medio de columnas de piedra.

ASPECTOS NECESARIOS PARA PROYECTAR UN MURO DE TIERRA ARMADA

Para la realización de los proyectos de tierra armada necesariamente se deberán tener en cuenta los siguientes puntos:

➤ **Estratigrafía de la zona**

El subsuelo donde se ubicara la obra de tierra armada deberá definirse como un suelo de la zona de:

- ✓ Lomas
- ✓ Transición
- ✓ Lago

Definiendo si se trata de roca (tipo) o si se van presentando en forma gradual estratos de limos arenosos o de arcillas comprensibles.

Indicar las longitudes que se apoyaran en cada tipo de suelo si se tratara de un suelo en la zona de transición.



Indicar las longitudes de los estratos y la del estrato resistente, así como la capacidad de carga del estrato resistente obtenida de las pruebas de laboratorio.

➤ Para el uso de la tierra armada bajo condiciones de zona de lago y en general de todas las zonas se deberán efectuar por lo menos tres tipos de análisis.

- a) La estabilidad a largo plazo del talud del macizo que soportará la rampa de tierra armada.
- b) Los asentamientos a largo plazo que se generarán por la presencia de los estratos arcillosos blandos del subsuelo.
- c) La capacidad de carga del subsuelo de apoyo bajo la acción de la carga del terraplén

El análisis de la estabilidad del talud se realizara considerando varias secciones transversales utilizando en los suelos algún método que se crea conveniente para el tipo de suelo que se trata, obteniendo un factor de seguridad para la sección más crítica.

Por otra parte el análisis de asentamientos se efectuara basado en la teoría de consolidación considerando la compresibilidad propia de los estratos críticos, obteniéndose un asentamiento máximo.

El análisis de la capacidad de carga del terraplén se lleva a cabo empleando la teoría de capacidad de carga de Terzaghi y considerando que la capa más resistente produce un efecto de distribución de la carga.

Para decidir sobre el uso de la tierra armada no deberán pasarse por alto los análisis de estabilidad del subsuelo de apoyo, ya que la capacidad de carga gobierna el comportamiento de las rampas.

El uso de la tierra armada en la zona del Lago y en general en Zonas muy compresibles debe revisarse cuidadosamente, debido a los asentamientos que pueden presentarse sobre todo cuando debe existir continuidad con otro tipo de estructuras más rígidas. Desde luego esta recomendación también es válida para terraplenes y rampas de tierra no armada.

El uso de la tierra armada reduce el tiempo de construcción del estribo en comparación con el tiempo de ejecución para la solución tradicional de muros y rellenos en un 30% en promedio.



COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES.

Considerando que la tierra armada es en si un material que posee características propias, y no únicamente un sistema de anclaje, el laboratorio central llevó a cabo una serie de pruebas triaxiales con especímenes de arena reforzada con placas delgadas de aluminio. Estas pruebas permitieron la determinación de los efectos que los distintos factores (compacidad de la arena, separación entre placas, resistencia a la tensión de las placas) ejercen sobre las propiedades de un volumen reducido de tierra armada.

Los especímenes se reforzaron siguiendo una distribución bidimensional, la cual difiere de la tecnología empleada en estructuras de tierra armada donde los refuerzos están formados por tiras metálicas angostas. Esta diferencia no importa en lo referente a la rotura de los refuerzos, pero resulta significativa para la condición de deslizamiento de los refuerzos.

Siguiendo este principio, varios investigadores realizaron experimentos similares (Baco Yang y Singh, Romstadetal y Asuman).

El resultado fundamental fue que la presencia de los refuerzos mejora notable propiedades mecánicas de la arena. En el momento de la falla (causada por la rotura de los refuerzos), la muestra se comporta como si la arena tuviera cierta cohesión, proporcional a la cantidad de refuerzos y a la resistencia a la tensión de estos últimos conforme a la siguiente expresión:

$$C = \frac{\sqrt{Kp}}{2} * \frac{Rt}{\Delta H}$$

Donde

Rt = Resistencia a la tensión del refuerzo, por metro lineal

ΔH = Separación vertical entre dos refuerzos adyacentes

Además, se pudo establecer que al romperse los refuerzos la resistencia al esfuerzo cortante de la arena se movilizaba totalmente, aunque antes de que ocurriera la falla la resistencia a la tensión del refuerzo se movilizaba mucho más que la resistencia al corte de la arena, y el estado de esfuerzos dentro de la arena se acercaba más al estado 'de reposo'. En la Fig. 6.4.2 b se presenta la movilización progresiva del ángulo de fricción (Φ) y de la cohesión (c) en función de la deformación, lo cual constituye uno de los aspectos fundamentales de la tierra armada. Se puede observar que para el caso de la arena reforzada la movilización del ángulo de fricción interna (Φ) no ocurre como resultado de la deformación lateral del espécimen sino más bien de la movilización de los esfuerzos cortantes en las interfases suelo-refuerzo que originan el estado de falla. Conforme a lo establecido por distintos investigadores, la movilización de los esfuerzos cortantes en las interfases da lugar a un aumento en la presión confinante dentro de la capa de arena y de ahí que la presencia de los refuerzos dentro de la muestra de arena contribuya a su resistencia.

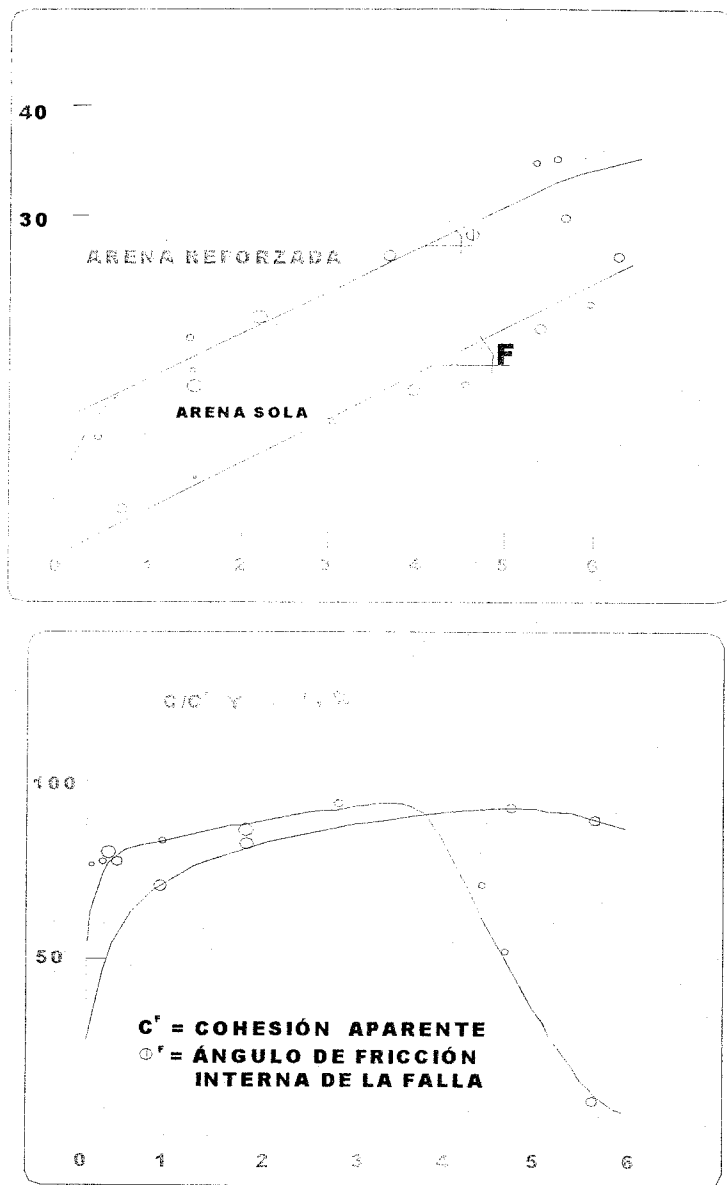
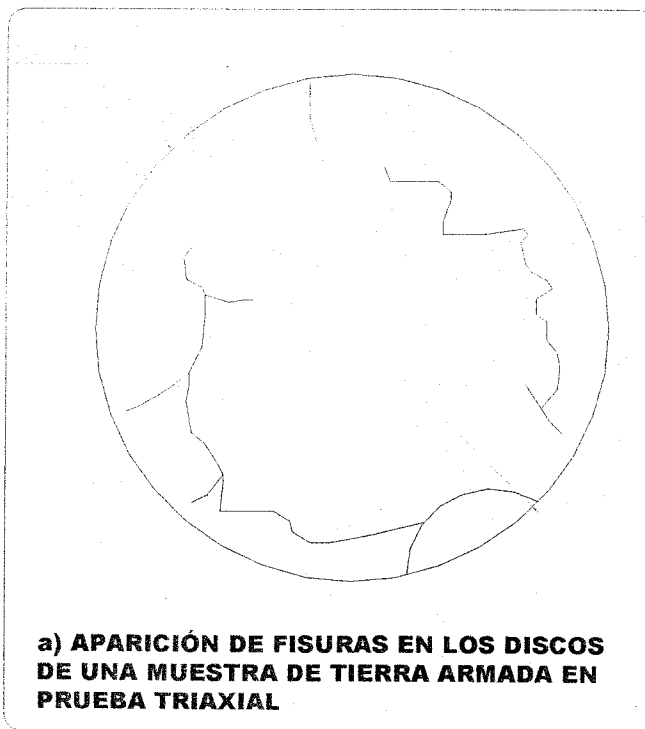


Fig. 6.4.2 A y B COMPORTAMIENTO DE LA ARENA REFORZADA, EN PRUEBAS TRIAXIALES.



Otros estudios basados ya sea en el método del elemento finito o en mediciones de las fuerzas de tensión en las placas de refuerzo, han demostrado que los refuerzos generan interconexiones entre las distintas zonas dentro de la muestra. En un trabajo preparado por Madani en el Laboratorio Central, confirmó experimentalmente (Fig. 6.4.3 A y B) que las fuerzas máximas en las placas de refuerzo se localizan dentro de un círculo de radio igual a $2/3$ del radio del disco. Estos resultados concuerdan con los de Schlosser y Long quienes observaron que el inicio de la falla en los discos tiene lugar en un círculo con el mismo radio anterior y propusieron la hipótesis de que la respuesta de una muestra de arena reforzada sometida a compresión triaxial está caracterizada por la movilización de una cohesión aparente como resultado de las interconexiones creadas por los refuerzos entre las dos zonas características del espécimen.



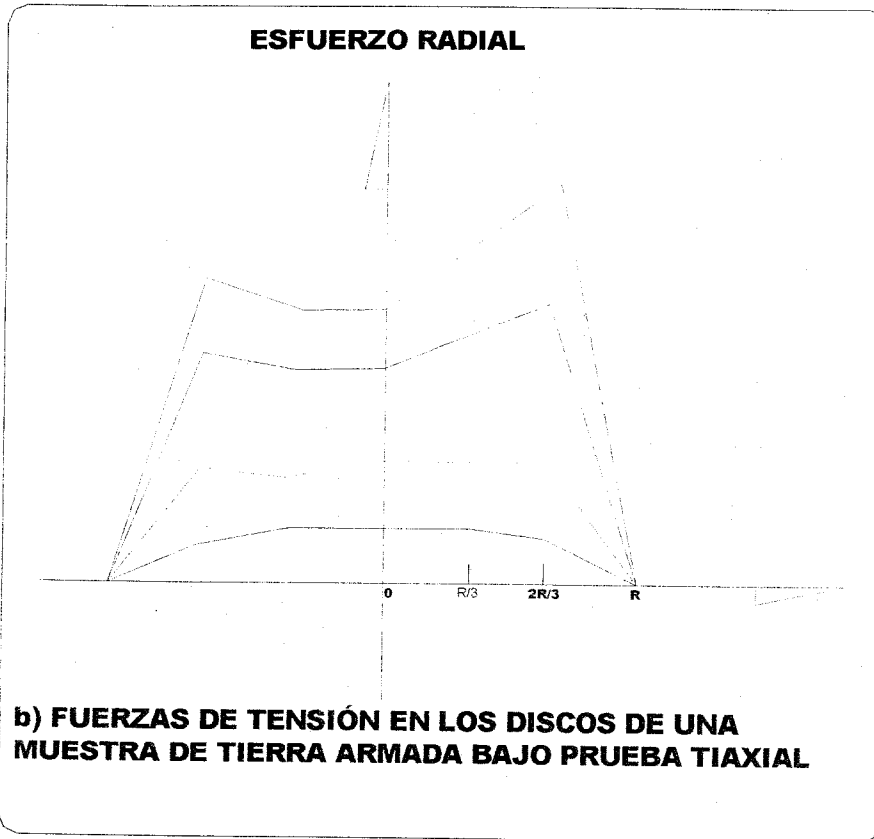


Fig 6.4.3 A y B ESFUERZOS DE TENCIÓN EN LOS REFUERZOS DE UNA MUESTRA DE ARENA



MÉTODOS DE DISEÑO.

CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Las consideraciones básicas para la estabilidad interna estriban en la seguridad de los refuerzos tanto a tensión como a ruptura. Los resultados de pruebas tanto en modelos, como a escala natural así como los análisis con distinto enfoques, entre ellos el método del elemento finito, han establecido las geometrías relevantes y las variaciones a esperar en los parámetros necesarios para un diseño práctico.

Estos aspectos comprenden:

- Zonas de empuje activo y pasivo definidas como el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión, según se muestra Fig. 6.4.8
- Variación del coeficiente de empuje horizontal, K , con la profundidad conforme a la ecuación IV.4.2.
- La variación del coeficiente de fricción aparente entre el suelo y refuerzos según las ecuaciones IV.4.6, IV.3.7 y en la Fig. 6.4.9

El cálculo de un muro simple se puede realizar a mano aplicando las relaciones anteriores y las distribuciones de carga mostradas en la Fig. 6.4.4. El paramento del muro está empotrado hasta una profundidad de $0.1H$ al pie de los rellenos horizontales y hasta $0.2H$ si se trata de un relleno semi-infinito. La especificación actual para que un relleno sea aceptable establece que el índice de plasticidad sea menor de 6 por ciento, que haya menos del 15 por ciento en peso de finos menores de $15 \mu\text{m}$, y que el ángulo de fricción determinado con el método AASHTO T -36 resulte mayor a 34 grados.

En la Fig. 6.4.4. se presentan las condiciones de carga y los factores de seguridad mínimos contra falla por volteo, deslizamiento y capacidad de carga en el pie.

Se considera aceptable un factor de seguridad de 20 contra falla por capacidad de carga en el pie, en vez del valor usual de 30 debido a la naturaleza deformable de muros de tierra armada.

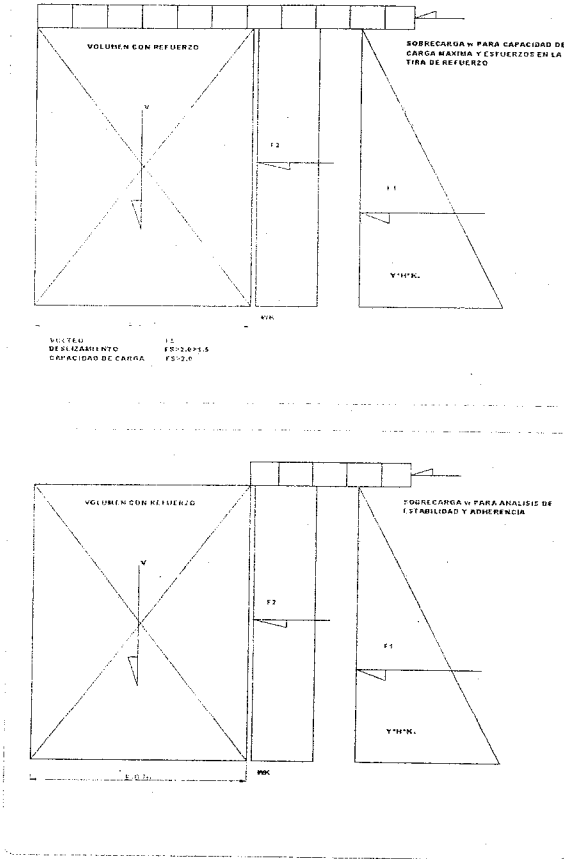


Fig. 6.4.4. A y B GEOMETRÍA Y FUERZAS CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE UN MURO DE TIERRA ARMADA

La presión vertical de soporte a cualquier altura del muro se toma igual a

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{b - 2e} \quad \text{Ec. IV.1.1}$$

Donde

$\sum V$ = la suma de fuerzas verticales a esa profundidad,

B = el ancho de la zona reforzada

e = la excentricidad de la resultante, dada a su vez por

$$e = \frac{\sum M_0}{V} \leq \frac{B}{6} \quad \text{Ec. IV.1.1}$$



La longitud efectiva de los refuerzos es la longitud del refuerzo a la derecha de la zona en estado activo que se muestra en la Fig. 6.4.14. Se necesita aplicar un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra extracción de las tiras, y el esfuerzo máximo de tensión en el refuerzo debe ser menor que el permisible para el tipo de material usado.

$$\frac{2b * f' * le * \sigma'_v}{\sigma_h * a_{tabl} + N} \geq 1.5 \quad \text{Ec.IV.1.3}$$

Donde:

B = el ancho de la tira,

$\sigma'_v = \gamma * h$, siendo γ el peso volumétrico efectivo del relleno, h es la profundidad de la tira en cuestión,

$\sigma_h = K \sigma_v$,

A_{tabl} = el Área de cada tablero exterior y N es el número de refuerzos por tablero.

La sección crítica para fines de cálculo del esfuerzo máximo de tensión en las tiras de refuerzo se considera localizada en el paramento del muro, en este punto, la fuerza de tensión que se va a tomar se supone conservadoramente igual a 0.85 siendo **Tmax** igual a $(\sigma_h * A_{tabl})/N$. El área de la sección transversal del acero en el paramento del muro se toma como el área total de la sección transversal del refuerzo menos el área del barreno de anclaje, descontando un cierto margen para tomar en cuenta la corrosión. El barreno en el extremo de cada tira se usa para fijarla al conector del tablero exterior. Esta condición, en la que hay una reducción de área por el barreno, es más crítica que en aquellos lugares donde la fuerza de tensión en el refuerzo es máxima.

MÉTODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Como resultado de las investigaciones realizadas en modelos a escala reducida y en pruebas a escala natural a lo largo de más de todos estos años, las compañías dedicadas a la tierra amada propusieron nuevos métodos de diseño para estructuras de este tipo. Se desarrollaron los dos métodos siguientes:

El "**método de esfuerzos de trabajo**" basado esencialmente en los resultados de experimento escala natural en estructuras reales bajo condiciones alejadas de la falla.

El "**método de los planos de falla**" basado en el concepto de superficies potenciales de falla y abarcando tanto la falla debida a la rotura del refuerzo como la producida por el deslizamiento de los refuerzos.

Estos dos métodos de diseño se adoptaron para las nuevas especificaciones y se publicó por el gobierno de Francia. Se basan en los conceptos recientes semiprobabilísticos del coeficiente seguridad.



MÉTODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO

Con este método se pueden determinar separadamente las fuerzas máximas de tensión en las tiras de refuerzo y la longitud necesaria de adherencia para los refuerzos. Este método cubre el caso general, por lo que resulta ideal para el diseño de muros de contención tradicionales y de estructuras sujetas a cargas concentradas, como puede ser el caso de estribos para puentes. El diseño preliminar de una estructura de tierra armada involucra una masa de geometría rectangular con un ancho B igual a $0.7 H$, siendo H la altura total de la estructura (Fig. 6.4.5).

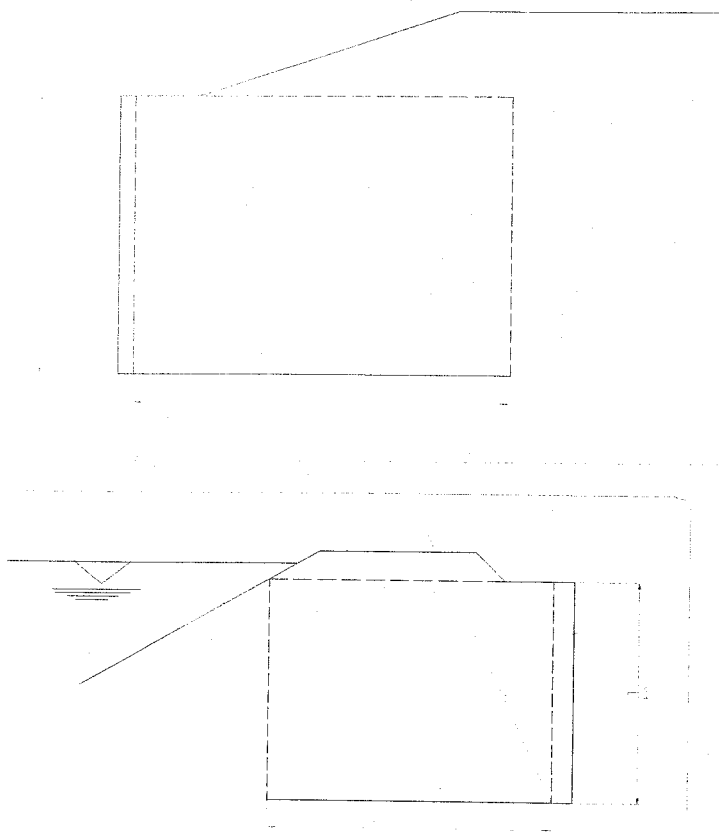


Fig. 6.4.5 A y B ANÁLISIS PRELIMINAR DE UNA ESTRUCTURA DE TIERRA ARMADA



CÁLCULO DE LAS FUERZAS MÁXIMAS DE Tensión EN LOS REFUERZOS

El valor de $T_{m\acute{a}x}$ se calcula considerando el equilibrio de un prisma de altura ΔH (correspondiendo a la separación vertical entre dos lechos de refuerzos) formado por la capa reforzada y limitado en un extremo por el paramento exterior y en el otro por el punto M localizado sobre el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión (Fig. 6.4.6).

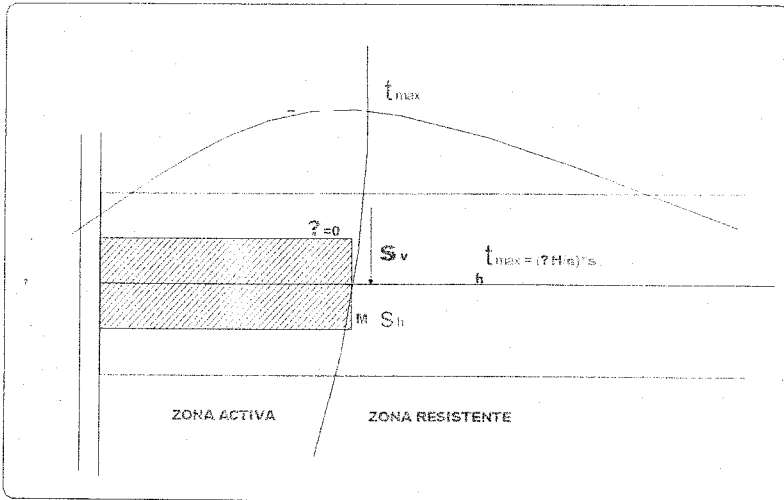


Fig. 6.4.6 EQUILIBRIO DE UN PRISMA ELEMENTAL Y CÁLCULO DE $T_{m\acute{a}x}$

En el punto M no existen esfuerzos cortantes aplicados sobre el refuerzo por el suelo $\left(\tau = \frac{dT}{Dl} = 0\right)$ y los esfuerzos verticales en este punto resultan verticales (σ_v) y horizontales (σ_h).

Además, por razones de simetría, se puede suponer que no hay esfuerzos cortantes actuando sobre las caras horizontales del prisma. Esta hipótesis se comprobó en forma aproximada en pruebas realizadas con modelos fotoelásticos.

El equilibrio del prisma (1 m de ancho) muestra que los esfuerzos σ_h aplicados en la superficie del respaldo están balanceados por las fuerzas máximas de tensión ($T_{m\acute{a}x}$) actuando en las "n" tiras de refuerzos por metro lineal. De ahí se obtiene que:

$$T_{m\acute{a}x} = \frac{1}{n} * \Delta H * \sigma_h \quad \text{Ec. IV.3.1}$$

La determinación del valor del esfuerzo horizontal σ_h es semiempírica. El esfuerzo σ_h es proporcional al esfuerzo vertical σ_v según la siguiente ecuación:



$$\sigma_h = k^* \sigma_v \quad \text{Ec. IV.3.2}$$

K es un coeficiente experimental deducido a partir de ensayos a escala natural y se puede expresar como sigue:

$$\begin{aligned} \text{Para } z < z_0, K &= K_0 (1 - z/z_0) + K_a z/z_0 \\ \text{Para } z > z_0, K &= K_a \end{aligned} \quad \text{Ec IV.3.3}$$

Donde:

- $K_0 = 1 - \text{sen} \Phi$ y $K_a = \tan^2 (\pi/4 - \Phi/2)$
- z = Profundidad abajo del borde superior del paramento
- z_0 = Profundidad crítica = 6m
- σ_v = Esfuerzo vertical total

El esfuerzo vertical σ_v , se calcula con la distribución de Meyerhof, suponiendo el equilibrio los momentos de las fuerzas aplicadas en la porción de la masa de tierra reforzada arriba de las tiras de refuerzo. Por tanto, resulta mayor que la presión por sobrecarga $yz + q$. En consecuencia, para el caso de un muro de contención con superficie libre horizontal, el valor de σ_v , está dado por la expresión:

$$\sigma_v = yz \left[\frac{2}{(1 + K_a) * \left(\frac{z}{l} \right)} \right] \quad \text{Ec. IV.3.4.}$$

Donde:

l = La longitud de los refuerzos

Para el caso de un estribo para puente, el valor del esfuerzo σ_v se calcula aplicando el principio de superposición indicado en la Fig. 6.4.7

Este método de diseño a partir de esfuerzos de trabajo toma en cuenta el hecho de que en la parte superior del muro el estado de esfuerzos dentro del suelo se acerca más a la condición de 'reposo' y no al estado de falla. Esto se ha demostrado con estudios de laboratorio sobre el comportamiento de la tierra armada bajo condiciones de compresión triaxial, según se describió anteriormente.

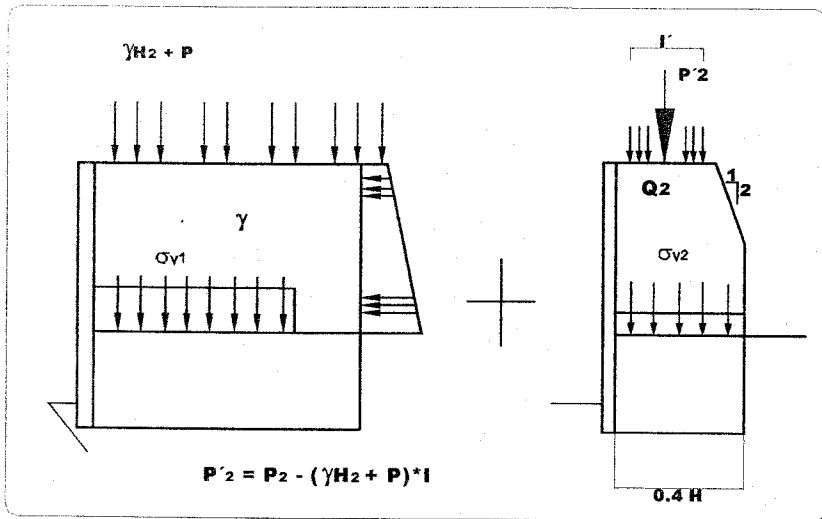
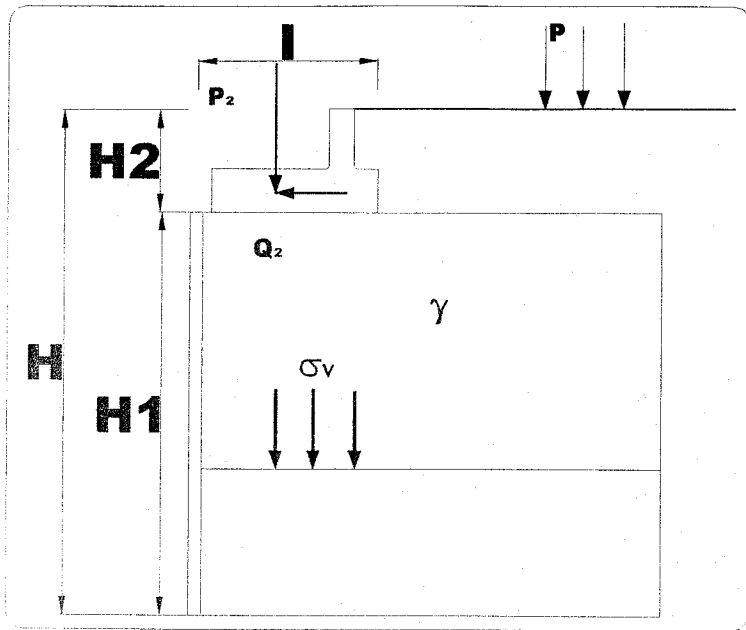


Fig. 6.4.7. CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS VERTICALES EN EL ESTRIBO DE UN PUENTE



Ante esfuerzos relativamente bajos, el estado del suelo entre las capas de refuerzo se acerca a la condición K_0 y sólo a medida que los esfuerzos cortantes aumentan alrededor de los refuerzos, el suelo se acerca progresivamente a la condición de falla.

El procedimiento de cálculo de σ_h que se ha descrito toma en cuenta exclusivamente las fuerzas verticales aplicadas en la parte superior de la estructura. Sin embargo, las fuerzas σ_h pueden variar debido al efecto de una fuerza horizontal Q_2 transmitida por una superestructura. En presencia de condiciones hidráulicas, se deberán tomar en cuenta las fuerzas de filtración y los empujes hidrostáticos inducidos por una diferencia de niveles en la superficie del agua dentro y fuera de la masa.

CÁLCULO DE LA LONGITUD DE ADHERENCIA

Para la determinación de la longitud de refuerzo, se necesita conocer el lugar geométrico de las fuerzas máximas de tensión que divide la zona activa de la zona "resistente", ya que la longitud total L está dada por la ecuación.

$$L = L_o + L_a \quad \text{Ec. IV.3.4.}$$

Donde

L_o = Longitud de la porción del refuerzo localizada dentro de la zona activa

L_a = Longitud de adherencia correspondiente al tramo del refuerzo que cae dentro de la zona resistente.

El lugar geométrico teórico de las fuerzas máximas de tensión adoptado para el diseño de muros y estribos para puentes, se muestra en la Fig. 6.4.8. Esta distribución se basa en mediciones efectuadas en pruebas con estructuras reales a escala natural así como en resultados teóricos obtenidos por corte con el método del elemento finito. En cualquier caso, esta configuración corresponde a la posición más desfavorable del lugar geométrico considerado.

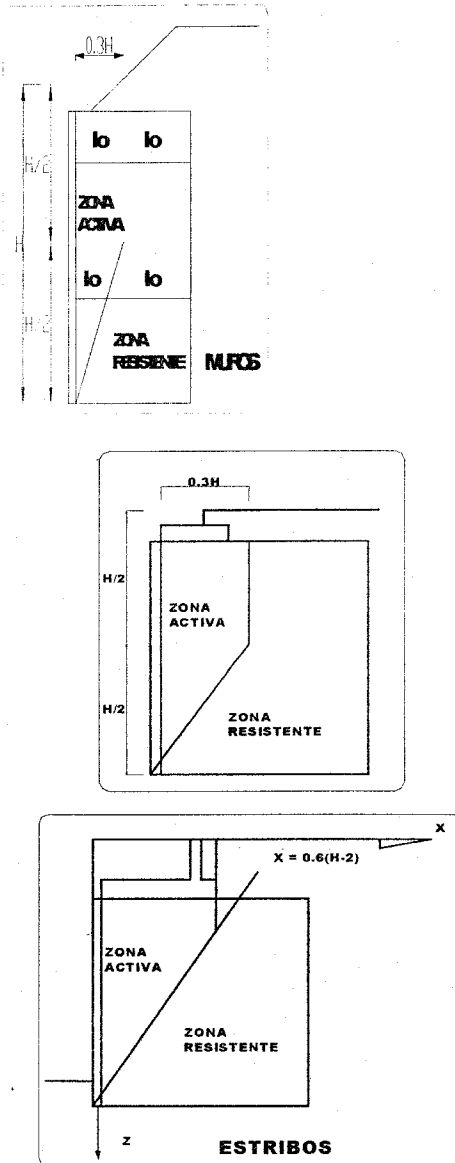


Fig. 6.4.8. DIAGRAMA SIMPLIFICADO DEL LUGAR GEOMÉTRICO DE LAS FUERZAS MÁXIMAS DE TENSION



Para todas las tiras de refuerzo la longitud de adherencia debe satisfacer la desigualdad.

$$T_{\max} \leq \int_{l_r - l_a}^{l_r} 2b * n * \sigma_v^*(x) * f^* * dx \quad \text{Ec. IV.3.5.}$$

Donde:

- f^* = Coeficiente de fricción aparente considerando la presión por sobrecarga yz del suelo localizado arriba de las tiras de refuerzo consideradas.
- σ_v^* = Se supone igual a la suma de la presión por sobrecarga y la carga aplicada eventualmente por la vertical que pasa a través del punto considerado. Se supone que las cargas locales se transmiten verticalmente a la masa sin ninguna componente lateral.

En consecuencia, el esfuerzo vertical σ_v^* resulta diferente del valor σ_v calculado según la Ec. IV.3.3 usada para la determinación de las fuerzas máximas de tensión (T_{\max}) y que toma en cuenta el efecto de los momentos y de la distribución de la carga.

También debe mencionarse que el estado real de esfuerzos dentro de la masa de tierra amada es muy diferente del correspondiente al estado de esfuerzos de Rankine ($\sigma_1 = yz$; $\sigma_3 = K_a Yz$). El esfuerzo vertical real σ_{va} es variable a lo largo de la tira de refuerzo y en el punto donde la fuerza de tensión es máxima en la parte inferior del muro, siendo su magnitud menor que la presión por sobrecarga (yz).

Según se explicó la fricción en la tierra armada, el valor de f^* varía en función de la rugosidad de la superficie de los refuerzos. De ahí que sea posible establecer la diferencia en el caso de tiras lisas y en el de tiras corrugadas.

Para tiras lisas $f^* = 0.4$

Para tiras corrugadas Tomando en cuenta la influencia de la presión por sobrecarga, se supone que f^* varía conforme a la profundidad z de la tira considerada, de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \text{Para } z \leq z_0 : f^* &= \left[1 - \frac{z}{z_0} \right] + \frac{z}{z_0} \tan \phi \\ \text{Para } z > z_0 : f^* &= \tan \phi \end{aligned} \quad \text{Ec. IV.3.6}$$

Siendo Z_0 la profundidad crítica ($Z_0 = 6 \text{ m}$) y f^* el coeficiente de fricción en la superficie, dado a su vez por la ecuación

$$f^* = 1.2 + \text{Log } C_u \quad \text{Ec. IV.3.6.}$$

Donde C_u es el coeficiente de uniformidad del material de relleno ($C_u = D_{60} / D_{10}$). La variación de f^* para las tiras corrugadas se ilustra en la Fig. 6.4.9

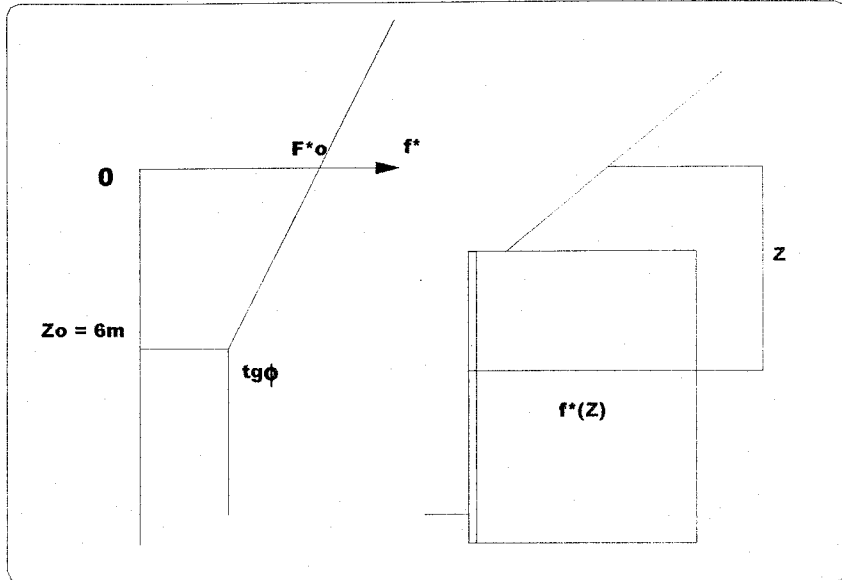


Fig. 6.4.9. VARIACIÓN DE f^* CON LA PROFUNDIDAD DE LAS TIRAS.

MÉTODO DE "LOS PLANOS DE FALLA"

Principios

Este método considera el equilibrio de una cuña limitada por el paramento exterior y por una cierta superficie potencial de falla.

Cualquier cuña analizada está sometida a la acción de las siguientes fuerzas (Fig. 6.4.10):

- Peso W
- Componentes vertical y horizontal de las cargas Q_v y Q_h
- Empuje pasivo con sus componentes horizontal P_h y vertical P_v

Reacción del suelo R actuando sobre el plano potencial de falla formando un ángulo Φ con, respecto a la normal a este plano.

Suma de las fuerzas de tensión (ΣT_i) movilizadas en los refuerzos que pasan a través del plano potencial de falla.

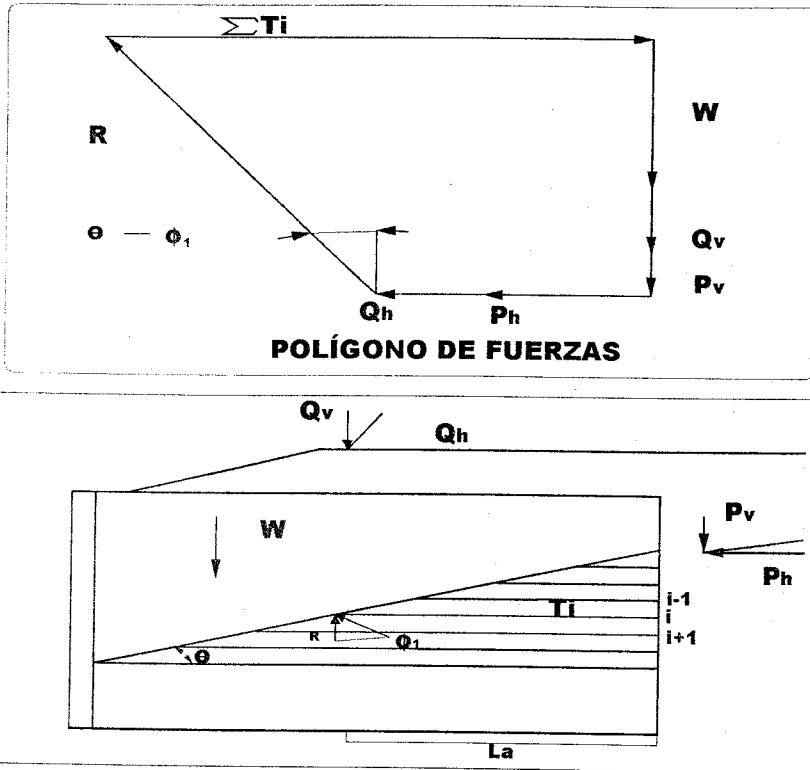


Fig. 6.4.10. EQUILIBRIO DE UNA CUÑA DE FALLA POTENCIAL

Del equilibrio de fuerzas se obtiene la siguiente expresión:

$$\sum T_i = (P_h + Q_h) + (W + Q_v + P_v) \tan(\theta - \phi) \quad \text{Ec. IV.3.7}$$

Para cada capa de refuerzo, la fuerza T_i se considera igual al valor mínimo ya sea de la resistencia a la tensión del refuerzo o de su resistencia a la extracción, dividido por un cierto factor de seguridad, según la ecuación:

$$T_i = \min \left\{ n_i * R_T, \int_{l_v - l_{v0}}^{l_v} 2b * n_i * \sigma_v^* * f^* * dx \right\} \quad \text{Ec. IV.3.8}$$

Donde:

- n_i = Número de tiras de refuerzo por metro lineal en la capa de refuerzos
- R_T = Resistencia a la tensión de los refuerzos



- B = Anchura del refuerzo
 σ_v^* = Presión por sobrecarga más cualesquiera esfuerzos debidos a las cargas actuando sobre los refuerzos
 f^* = Coeficiente de fricción aparente.

Resulta posible con este método verificar así la estabilidad de las distintas cuñas limitadas por los planos potenciales de falla considerados y diseñar la estructura (número de tiras de refuerzo por metro lineal y longitud de los refuerzos) analizando primero los planos que pasan por el extremo superior del paramento y después los planos que pasan por puntos cada vez más abajo del paramento exterior.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO DE TIERRA ARMADA

La tierra armada es una asociación de tierra y elementos lineales capaces de soportar fuerzas de tensión importantes; estos últimos elementos suelen ser tiras metálicas o de plástico. El refuerzo de tales tiras da al conjunto una resistencia a tensión de la que el suelo carece en sí mismo con la ventaja adicional de que la masa puede reforzarse única o principalmente en las direcciones más convenientes. La fuente de donde emana esta resistencia a la tensión es a fin de cuentas la fricción interna del suelo puesto que las fuerzas que se producen en la masa se transfieren del suelo a las tiras de refuerzo por fricción.

La estabilidad de un muro de retención que se construya con tierra armada debe comprender principalmente dos clases de análisis.

En primer lugar el general del elemento como un conjunto que no será diferente del de un muro convencional del tipo de gravedad.

En segundo lugar habrá que hacer un análisis de estabilidad interna principalmente encaminado a definir la longitud de las tiras de refuerzo y su separación horizontal y vertical para garantizar que no se produzca el deslizamiento del material terreo respecto a las tiras. Además será necesario verificar otros aspectos secundarios pero muy importantes tales como el riesgo de corrosión en el caso de tiras metálicas o proporcionamiento de algún elemento frontal que al cubrir la superficie expuesta del muro de retención impida la fuga de la tierra entre las tiras de refuerzo. El drenaje se deberá planear con las mismas ideas que en los muros convencionales.

Hasta ahora se han hecho tres tipos de estudio diferentes en relación con la tierra armada.

1. Estudios con vistas a elaborar métodos de diseño. Por lo general se ha procurado aplicar al caso la metodología disponible, con aplicación de las teorías tradicionales del empuje de tierras.
2. Estudios de modelos bidimensionales en el laboratorio en los que la tierra se ha representado por medio de barritas metálicas de longitud relativamente grande en comparación con su diámetro. Las tiras de armado se han hecho con el mismo material usado en los prototipos. Se trata principalmente de modelos cualitativos y en ellos se estudiaron, sobre todo, los tipos de falla susceptibles de presentarse.



3. Mediciones en prototipos contruidos para resolver problemas específicos de vías terrestres.

Estos estudios han tenido lugar en Francia en forma casi única.

De los análisis y estudios anteriores parece concluirse que existe riesgo de que se presente una falla de cualquiera de los tres tipos siguientes:

1. Una falla en la cual la tierra armada colapsa como un conjunto, sin deformaciones importantes dentro de sí misma. Esta falla puede ocurrir por deslizamiento o volcadura y es análoga a la de un muro de retención convencional que falle por las mismas causas.
2. Falla por deslizamiento de la tierra en relación a las tiras de armado, acompañada de una desorganización dentro del cuerpo de tierra armada.
3. Falla por rotura de las tiras de refuerzo, que parece estar asociada a mecanismos de falla progresiva.

En lo referente a comportamiento de estructuras reales, es posible de que existe una razonable concordancia entre los resultados del análisis teórico y del comportamiento de los modelos con el de los prototipos contruidos.

Un punto importante que se debe considerar es sin duda la elección del material térreo que haya de usarse. Hasta el presente siempre se ha escogido entre los de naturaleza friccionante. Sin embargo, se han construido estructuras con contenido de finos que pasaron la malla No. 200 del orden de 10 y 20%, usando materiales naturales, sin procesos especiales de fabricación. La Fig. 6.4.11., permite establecer un procedimiento propuesto por Schlosser y Vidal para evaluar la estabilidad interna de la masa de tierra armada.

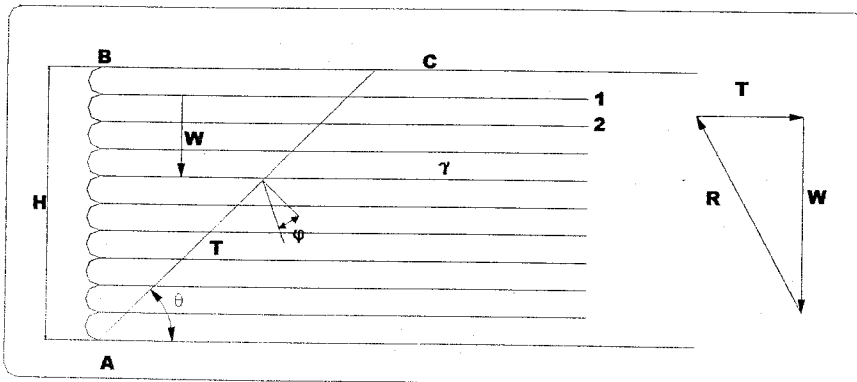


Fig. 6.4.11. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA DE UNA MASA DE TIERRA ARMADA

Se recomienda para la masa de tierra armada una sección próxima a la rectangular, en la que el ancho (en perfil) sea del orden de la altura del muro.



La superficie A-C limita una cuña de tierra aromada, cuyo equilibrio se puede analizar extendiendo las ideas que presiden el método de Coulomb para el caso convencional de empuje de tierras. El equilibrio de la cuña depende de las siguientes fuerzas el peso W , conocido en magnitud y posición, la reacción R , resultante de los efectos normales y de fricción a lo largo de la superficie A-C, conocida sólo en dirección, y una fuerza T , resultante de todas las fuerzas de tensión en las tiras de refuerzo, que será horizontal. Con estas ideas, puede construirse el polígono dinámico de la cuña, lo que proporcionará el valor de T . Un análisis de tanteos, utilizando el número necesario de superficies de deslizamiento como la A-C, permitirá evaluar la $T_{m\acute{a}x}$ susceptible de presentarse.

Para proseguir el análisis y distribuir la fuerza $T_{m\acute{a}x}$ entre las diferentes tiras de refuerzo, será preciso hacer una hipótesis sobre la distribución de las fuerzas de tensión en dichas tiras.

Se propone una hipótesis que sea de distribución Triangular, con la máxima tensión en la tira más baja y tensión cero en la más alta. De esta manera se conoce el esfuerzo de tensión actuante en cada hilera de tiras de refuerzo, el cual, multiplicado por la separación vertical entre las hileras de tiras, dará la fuerza de tensión que ha de tomar cada hilera (por metro de longitud de muro).

Ha de considerarse ahora cada hilera por separado, tomando en cuenta el ancho de las tiras en la dirección normal al plano del papel. Se conoce la presión normal actuante en la tira, la cual multiplicada por el área de la propia tira dará la fuerza normal total actuante sobre ella, y ésta, multiplicada por 2 veces el coeficiente de fricción entre la tira y el suelo, dará finalmente la fuerza de tensión que las tiras pueden soportar sin deslizamiento relativo al suelo. Este es el valor que ha de compararse con la fuerza de tensión actuante en cada tira, habida cuenta del número de tiras que entran por metro lineal del muro en la dirección normal al plano del papel.

La secuela anterior permite tantear la separación más conveniente de las tiras de refuerzo, tanto en la dirección vertical como en la horizontal. El factor 2 que se puso al coeficiente de fricción entre las tiras y el suelo obedece a que la fricción se desarrolla tanto en la superficie superior como en la inferior de la tierra.

La estabilidad interna de la masa de tierra armada puede también analizarse con base en la teoría de Rankine, tal como se aplica a los problemas convencionales de empuje de tierras. En la Fig. 6.4.12., se presenta un croquis en que se ve la situación de la hilera i -ésima, a la profundidad H_i , siendo ΔH el espesor de relleno que corresponde a cada hilera de tiras de refuerzo.

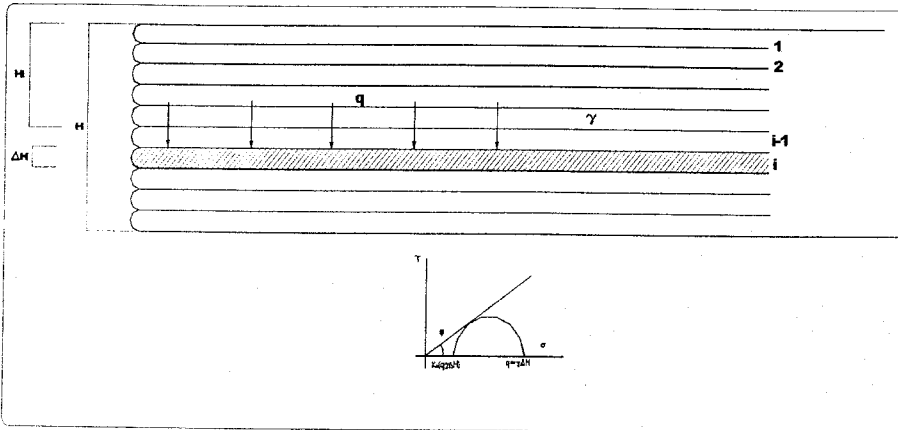


Fig. 6.4.12. OTRO MÉTODO PARA ANALIZAR LA ESTABILIDAD INTERNA DE LA TIERRA ARMADA.

El peso de la tierra armada en la profundidad H_i se considera como sobrecarga actuando en ese nivel. Si K_A es el coeficiente de presión de tierra, con que se aplica la teoría de Rankine, dicha sobrecarga produce un empuje

$$E_q = K_A * q * \Delta H$$

Además, a la profundidad H_i y en el espesor ΔH actuará un empuje que vale, según la Teoría de Rankine y considerando al suelo como puramente friccionante.

$$E = \frac{1}{2} K_A * \gamma * (\Delta H)^2$$

El empuje total al nivel H_i será entonces la suma de los dos valores anteriores: se considera aplicado sobre la tira de refuerzo y representa el valor que ha de ser neutralizado por la fricción que se desarrolle entre el suelo y la tira de refuerzo, calculada esta última como se vio anteriormente en la aplicación del método de Coulomb.

Mucho falta por investigar en torno a la tierra armada y, concretamente, a la aplicación de las teorías clásicas de empuje de tierras a su cálculo. Por ejemplo, se ha discutido cuál debe ser el valor del coeficiente de empuje de tierras que se utilice en el último método de cálculo descrito, puesto que las tiras de refuerzo y la cobertura que se coloca sobre la tierra en el frente del muro parecen lo suficientemente fuertes como para producir una fuerte restricción a la deformación lateral del conjunto y, por tanto, parece difícil poder garantizar que el coeficiente de empuje de tierras llegue al valor mínimo. Se ha propuesto utilizar K_0 , correspondiente al estado de reposo, por lo menos en la parte superior del muro, pues en la inferior actúan esfuerzos cortantes horizontales mayores, bajo los que el suelo puede deformarse más.



Es importante definir cuál debe ser el ángulo de fricción que se considere entre las tiras de refuerzo y el material friccionante que constituye el suelo. Para fomentar el desarrollo de la máxima fricción se ha recurrido al uso de materiales finamente corrugados. Que han demostrado que fallan a lo largo de superficies ligeramente fuera de la tira, dentro del material friccionante comportándose éste como solidario de la tira entre las corrugaciones. De esta manera es razonable considerar en este caso un ángulo de fricción igual al de resistencia del material friccionante. En cambio si la tira es lisa, el valor del ángulo de fricción entre ella y el material friccionante puede ser tan bajo como $\Phi/2$.

Otro punto que ha de definirse con cuidado en el futuro es el de la compactación conveniente al formar una masa de tierra armada. Desde luego un acomodo conveniente aumentará la fricción interna de los rellenos y disminuirá el riesgo de desorganización del conjunto por asentamiento, pero una compactación excesiva podrá entrañar riesgos todavía más graves, pues presiones residuales de compactación podrían deformar mucho el frente del muro o, por lo menos, disminuir seriamente la eficiencia de las tiras de armado, obligándolas a invertir gran parte de su efecto en contrarrestar dichas presiones parásitas.

CONDICIONES Y DATOS DE LA ESTRUCTURA

1.- Se analiza la falla en la cual la estructura de tierra armada sufre un colapso en su conjunto.

Para el problema supuesto

$$P = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$P = \frac{1}{2} * 0.333 * 1.6 * 10^2 = 26.64 \text{ ton/m.}$$

El punto de aplicación se encuentra en

$$E = H/3$$

$$E = 10/3 = 3.33 \text{ m.}$$

Por lo que se puede escribir

$$b = H * \gamma * \left[1 + K_a * \left(\frac{H}{L} \right)^2 \right]$$

$$b = 10 * 1.6 * \left[1 + 0.33 * \left(\frac{10}{10} \right)^2 \right] = 21.28 \text{ ton/m}^2$$

$$a = H * \gamma * \left[1 - K_a * \left(\frac{H}{L} \right)^2 \right]$$

$$a = 10 * 1.6 * \left[1 - 0.33 * \left(\frac{10}{10} \right)^2 \right] = 10.72 \text{ to/m}^2$$

Por lo tanto como $a > 0$, el muro no se volcara.



II.- Se analizará la falla por rotura de las tiras de refuerzo

1^{er} tanteo. Se supondrán las tiras separadas $\Delta H = 25$ cm., entonces las fuerzas de tensión en las tiras serán:

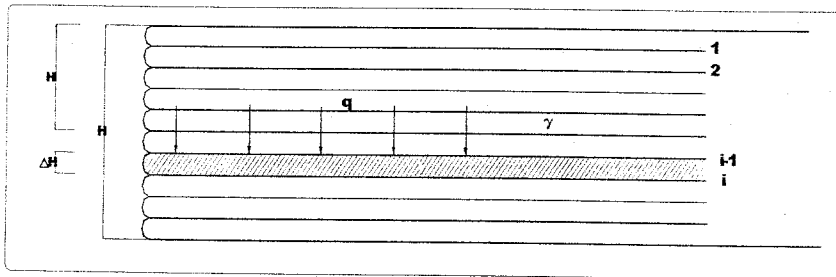
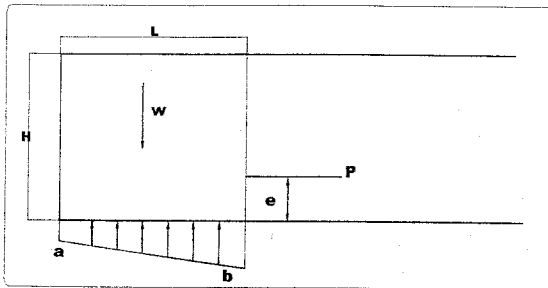


Fig. 6.4.13

$$T_i = (K_A * q * \Delta H) + \left(\frac{1}{2} * K_A * \gamma * \Delta H^2 \right)$$

$$q = (\gamma * H_2)$$

$$T_i = (0.132 * H_i + 0.0165)$$

Para valores diferentes de T_i , se tiene:

1	0.148
3	0.412
5	0.676
8	1.072
10	1.336

Se realizan tanteos para escoger los valores de las tensiones en las tiras más convenientes para el diseño.



III.- Se analiza la falla por deslizamiento de la tierra en la relación a las tiras de armado, acompañada de una desorganización del cuerpo de tierra armada.

El factor de seguridad (Fs) contra cualquier falla horizontal por esfuerzo cortante entre las tiras de armado y el suelo será:

$$F.S. = \frac{2 * \tan\Phi * L}{K_A * H}$$

$$F.S. = \frac{2 * \tan 30 * 10}{0.33 * 10} = 3.5$$

En la obtención de estas fórmulas se supuso que el esfuerzo cortante se desarrolla sobre los planos horizontales a la mitad del espacio entre las tiras, como un sistema de bloques rígidos como se muestra en la figura siguiente.

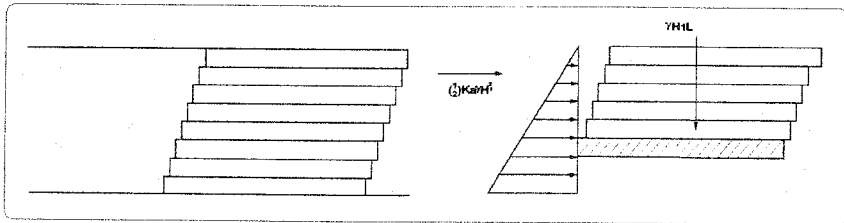


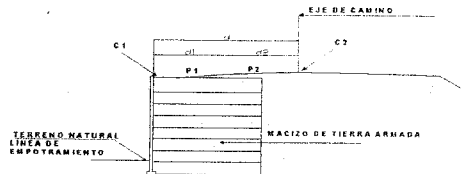
Fig. 6.4.14 ANÁLISIS PARA PREVENIR LA DISTORSIÓN DEL CONJUNTO

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

TRABAJOS DE CAMPO Y ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA EL DESARROLLO DE UN PROYECTO DE TIERRA ARMADA

Muros de contención sin talud

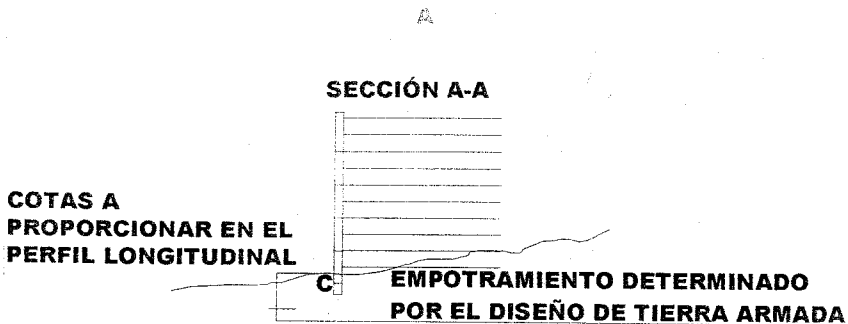
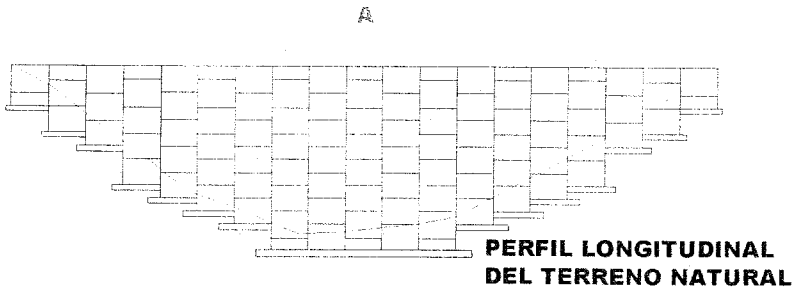
1.- Cotas de coronación del muro (C₁) o datos necesarios para obtenerlas. Por ejemplo, si la plataforma es una calzada de carretera o autopista: Rasante (C₂), distancia del muro al eje del camino (d) y pendientes de proyecto, a considerar (P₁ y P₂).



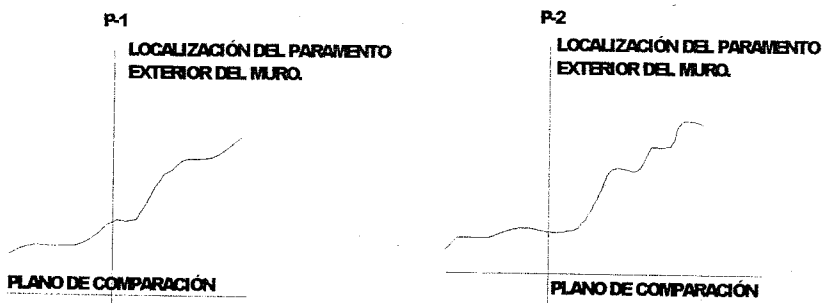


131

2.- Perfil longitudinal del terreno natural correspondiente al paramento del muro, o la nivelación de donde obtenerlo.

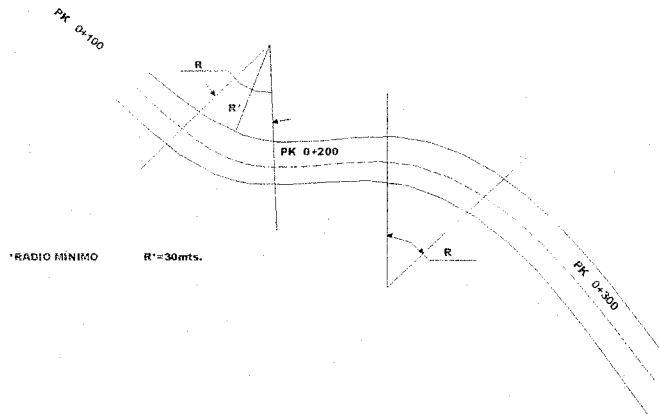


3.- Perfiles transversales al muro para definir el empotramiento necesario.

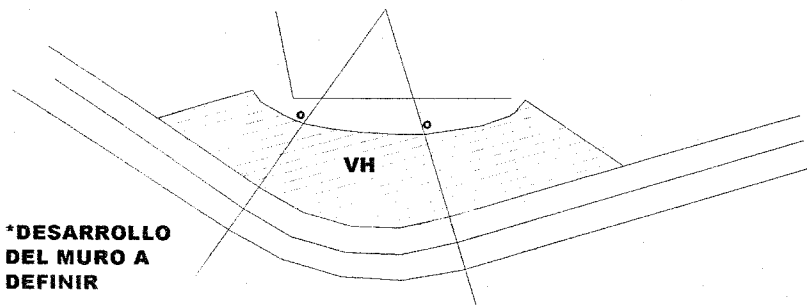




4.- planta de trazo del muro

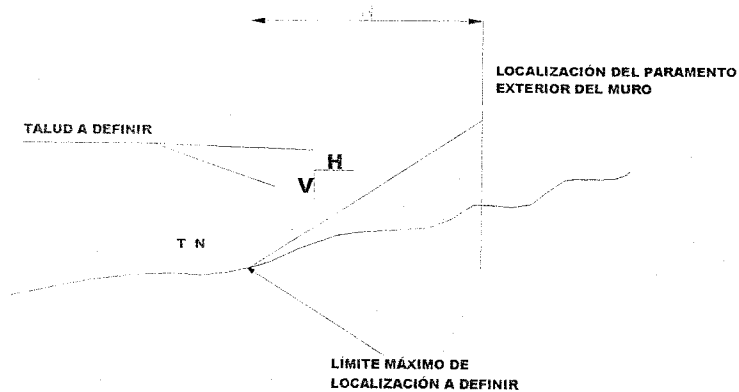


5.- Si el muro debe ir apoyado en el terraplén, definir el límite máximo de localización, el talud a considerar en el relleno y los datos de los puntos (1) y (4), no siendo necesarios evidentemente los (2) y (3).



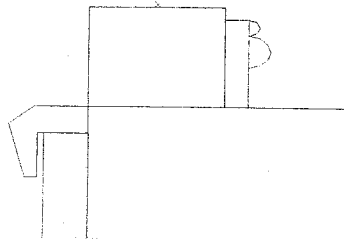


6.- Sobrecargas necesarias de diseño en la plataforma, ya sean sobrecargas uniformes o puntuales. Si la plataforma es una calzada de autopista o carretera y salvo indicación en contrario, se toman 1.2 ton/m^2 .



7.- Definir si lleva o no barrera de seguridad, tipo a emplear y situación con respecto al paramento del muro.

Si $x = 0.50 \text{ m}$ no es necesario sobredimensionar el macizo de tierra armada

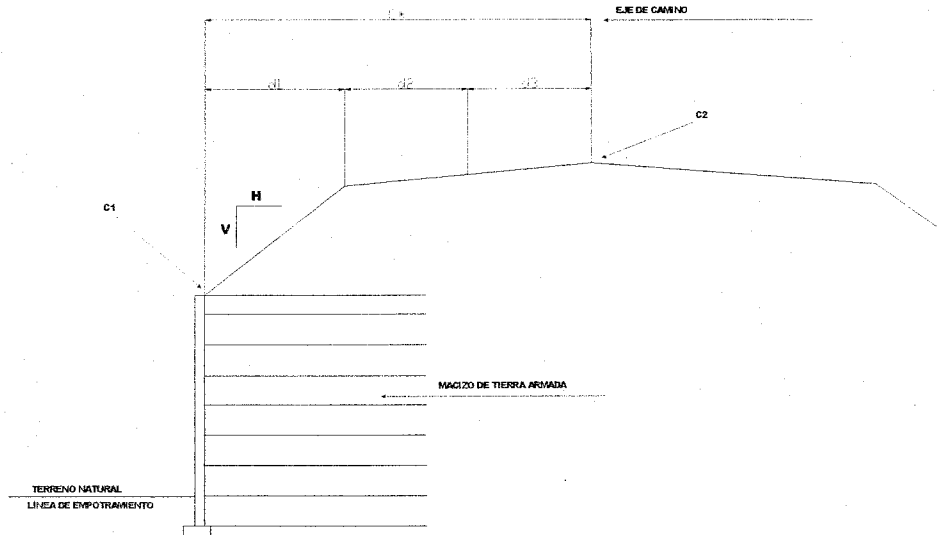


8.- Capacidad de carga del terreno.



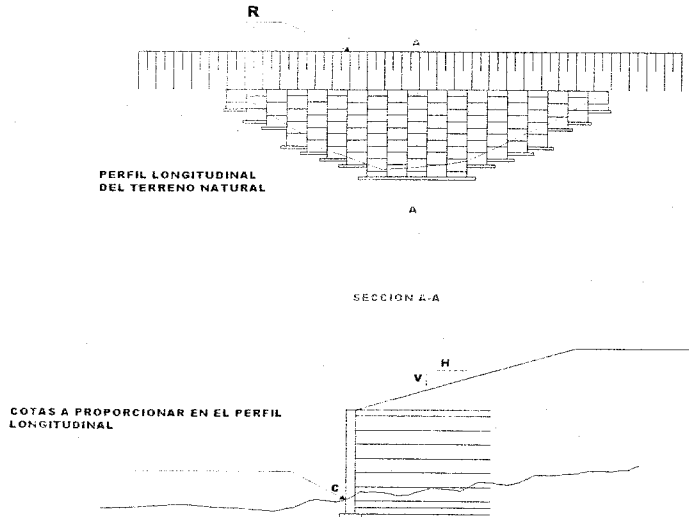
Muros de contención con talud

1.- Cotas de coronación de muro o datos necesarios para obtenerlas. Por ejemplo, si va una carretera en coronación del talud, rasante, distancia del muro al eje del camino o referencias, peraltes a tener en cuenta y tipo del talud.

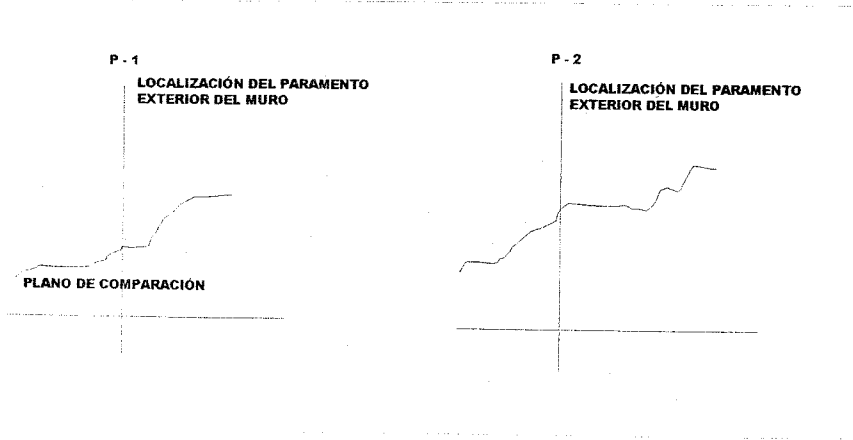




2.- Perfil longitudinal del terreno por el paramento del muro, en el que se reflejará también el longitudinal de la rasante de la plataforma superior (R).



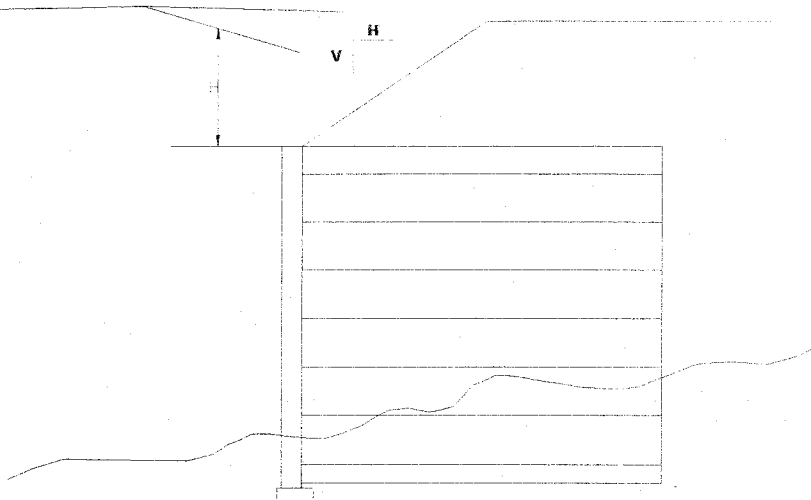
3.- Perfiles transversales al muro para definir el empotramiento necesario.



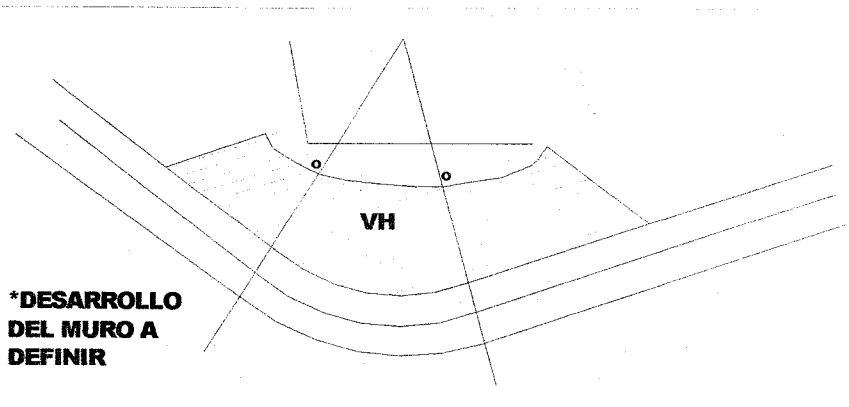


4.- Sección tipo con indicación de la altura y tipo del talud (2:1,3:2 etc.).

TALUD A DEFINIR

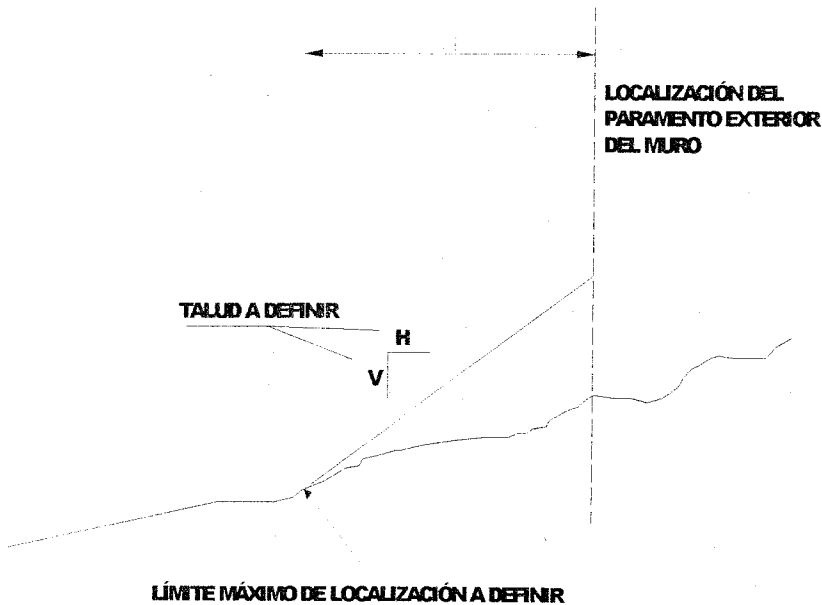


5.- Planta del trazo de muro.





6.- Si el muro debe ir apoyado en el terraplén definir el límite máximo de localización, el talud a considerar en el relleno y los datos de los puntos (1) y (4), no siendo necesarios evidentemente los (2) y (3).



7.- Sobrecargas necesarias de diseño en la plataforma, ya sean sobrecargas uniformes o puntuales. Si la plataforma es una calzada de autopista o carretera y salvo indicación en contrario se toman 12 ton/m^2 .

8.- Capacidad de carga del terreno.



**DISEÑO GEOTECNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





6.5 Muro Lobaton

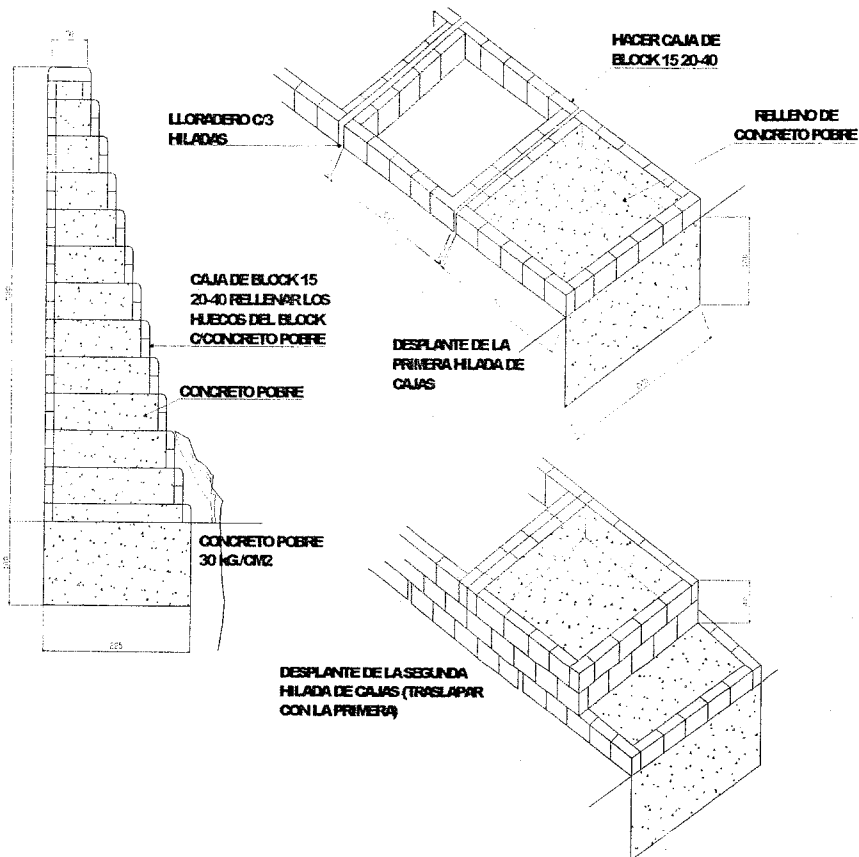


Fig. 6.5.1 MURO TIPO LOBATON PARA LA BARRANCA 7.

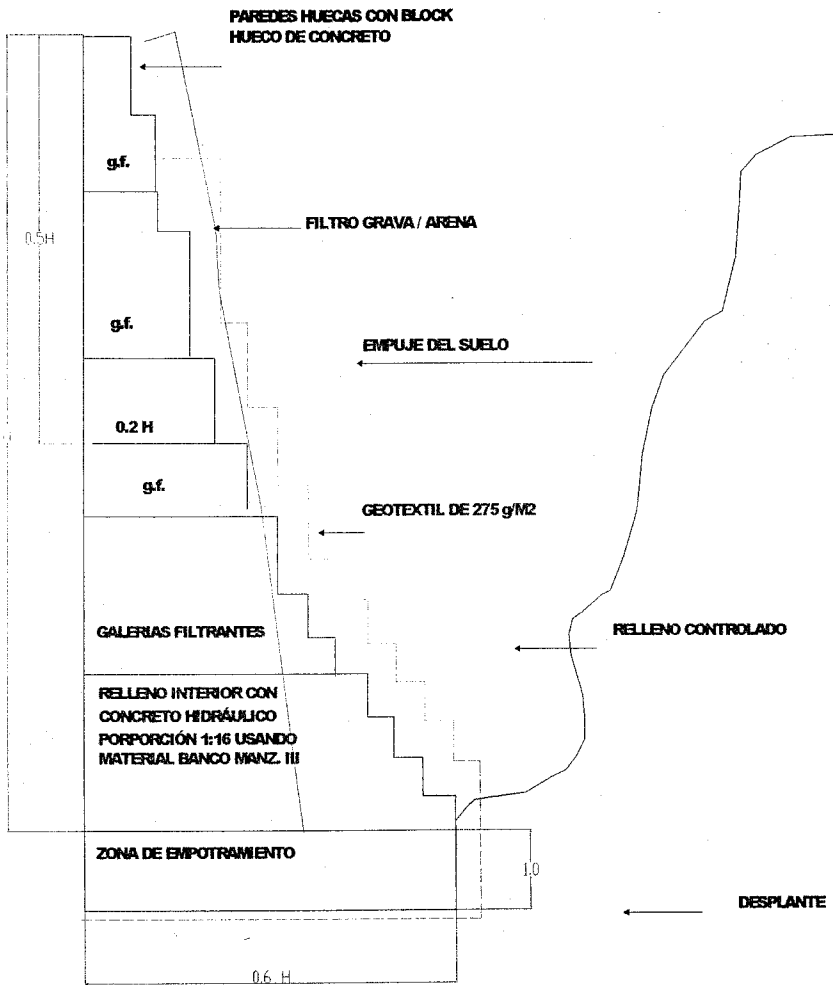


Fig. 6.5.2 MURO LOBATON TIPO CUANDO EL DESPLANTE SEA SOBRE SUELOS DE BUENA CAPACIDAD DE CARGA.

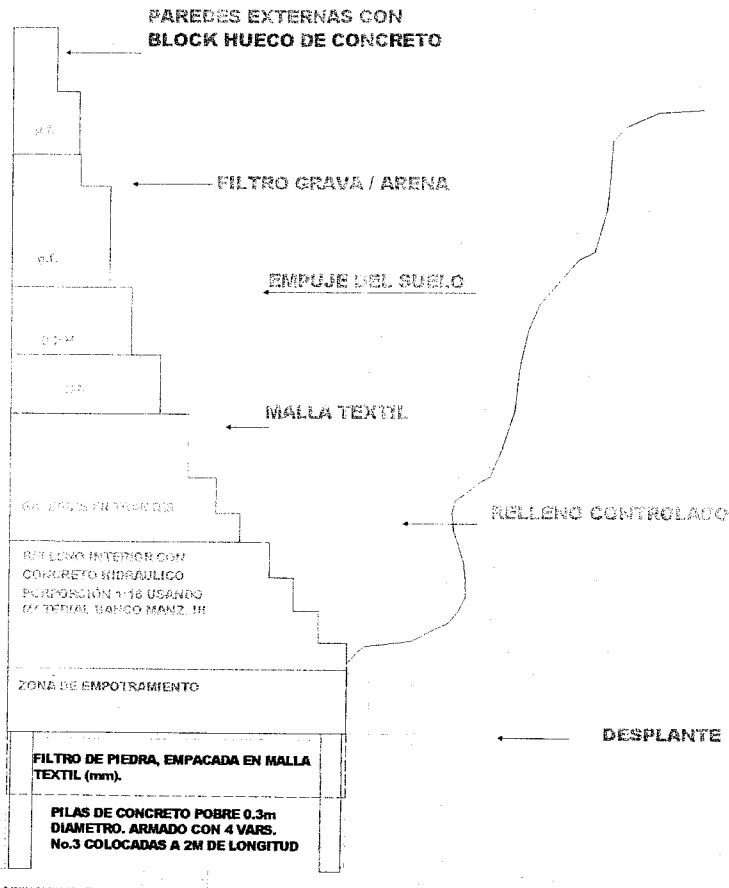


Fig. 6.5.3 DIAGRAM TÍPO PARA LOS MUROS QUE SU DESPLANTE SEA SOBRE RELLENOS

La resistencia del concreto es de 30 Kg. /cm^2 .

La condición crítica de estos muros es cuando se saturan de agua, por ello se ha hecho notar la importancia que revisten los colectores a nivel general, y los drenes de cada muro a nivel particular.

Estos drenes deben captar el agua desde la parte de atrás del muro y evitar que se generen presiones, por lo que el filtro con que se ha propuesto que se rellene el respaldo debe trabajar de manera eficiente, lo cual se logra desde su génesis, usando material adecuado y protegiéndolo con un geotextil.



RECOMENDACIONES PARA LA PROTECCIÓN DEL RELLENO

Se deberán colocar cunetas en los extremos de todas las calles. Las dimensiones de las mismas deberán ser suficientes para captar toda el agua de lluvia conduciéndola hacia las barrancas o a elementos de absorción, destinados para ello, sin permitir que circulen por el interior de los rellenos.

El material que sea necesario colocar para dar el nivel requerido en el relleno o en el respaldo de los muros será previamente seleccionado, debiendo disgregar o eliminar las partículas mayores de 76 mm. El material deberá compactarse al 90 % AASHTO estándar. La compactación en el respaldo de los muros de contención deberá llevarse a cabo empleando equipo manual y espesores pequeños.

Es recomendable, para el material de relleno, que su límite líquido no exceda de 30%, ni presente una expansión mayor de 3%.

Se deberán inspeccionar cuidadosamente las instalaciones hidráulicas que vayan a quedar enterradas en el predio con el fin de evitar fugas, con el siguiente cambio de humedad y de volumen de los materiales.

En todos los casos, después de conformar la superficie de los taludes, se recomienda protegerlos contra la erosión superficial. Entre las más adecuadas están; colocación de pasto en rollo o de malla plástica con pajilla, suelo-cemento, canalones de lámina y mampostería que permitan conducir el agua hasta la cañada principal.

Todos los muros deberán quedar provistos de un adecuado sistema de drenaje, ya que por las características hidrológicas de la zona, así como de los materiales de la misma, la acumulación de agua detrás de los muros puede llegar a ser importante. Para tal efecto se ha pensado colocar drenes con tubo de 10 cm (4") de diámetro, que atraviesen los muros con una pendiente $s = 0.005$. Estos tubos podrán ser de albañal, perforados en tresbolillo y embebidos dentro de una capa de filtro que se deberá colocar en la parte interior del muro, en un espesor de 50 cm como mínimo, para que capten y eliminen el agua en exceso. Su espaciamiento será a cada metro, de manera vertical, comenzando desde el nivel del terreno natural y hasta $0.7 H$, distribuidos en tresbolillo. Su espaciamiento horizontal será a cada 2 y 3 metros, según lo requiera.

La capa filtrante será de grava de $3/4$ ", sin finos. Podría ser formada del mismo material local, cribado y de preferencia lavado. Deberá también quedar empaquetada dentro de un geotextil de 275 g/m^2 , que la separe del material de relleno general y evite la contaminación y posible taponamiento del material de relleno, con el consiguiente aumento de presiones de poro y empujes hidrostáticos detrás del muro de contención.

Dado que la zona del "relleno" actual, está compuesta por materiales inestables, podrían presentarse problemas de estabilidad durante la excavación y la construcción de los muros, por lo que se recomienda realizar la excavación dejando bermas para su estabilización temporal.

El traslape mínimo del geotextil será de 35 cm o en su defecto, deberán de coserse los tramos, con hilo del mismo tipo que el del geotextil (poliéster o polipropileno).



El desplante de todos los muros, se hará 1.0 m dentro de terreno natural. En caso contrario, para los muros lobatón, se le colocarán pilotes con las características ya mencionadas.

Cuando el desplante de un muro se haga sobre material de relleno de una barranca, se le colocará un pedraplén envuelto con geotextil, para desalojar el agua, como subdrenaje de las barrancas.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento a seguir es:

- 1) La profundidad a excavar, donde quedará alojada la cimentación es de 1m, dentro de terreno natural resistente y un ancho variable, de acuerdo a cada muro.
- 2) Si el desplante del muro cae sobre rellenos de las barrancas, se iniciará la perforación con posteadora, a una profundidad de 2 ó 3 m, según lo requiera el muro, con un diámetro de 30cms, para colocar el armado y colar los pilotes que ayudarán al desplante del muro, refiriéndose específicamente al muro Lobatón.
- 3) Tomando en cuenta el punto anterior, posteriormente se colocará el geotextil que envolverá el pedraplén, para el subdrenaje del muro.
- 4) Una vez colocado el pedraplén y envuelto con el geotextil, se construirá su cimentación.
- 5) Luego de construido el muro y su cimentación, se procederá a colocar el material del respaldo del muro, compactándolo al 90% de su Peso Volumétrico Seco Máximo PVSM, en la prueba Pórtor estándar, hasta alcanzar el nivel de la vialidad.
- 6) Conforme se vaya avanzando en la altura del relleno del respaldo, a cada metro, se realizará una cepa de 50 cm de ancho, que descubra el muro y en ella se colocará el geotextil para encapsular el material granular, el cual se compactará con apisonadora manual o mecánica de la mejor manera posible, en capas de 0.2m.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL RELLENO DE LA BARRANCA.

- 1) Se procederá a remover el material en la parte superior del talud en estudio, en una profundidad de 2 m a partir de la vialidad "Ermita", dejando un talud de 6: 1 con una distancia total de 16 m. a partir de la de la guarnición de la vialidad. A partir de este punto se dejará una pendiente de 1:1 hasta llegar a la cota 460. El espesor máximo será de 9 m. Esta última pendiente se convertirá posteriormente en escalones de liga, para alojar el terraplén por construir Fig. 6.5.1.
- 2) Una vez efectuada la remoción, se dejará un escalón del orden de 14 m de ancho en la cota 460 (con respecto al banco de nivel que actualmente se maneja en la obra).
- 3) Al mismo tiempo, se abatirá el talud a partir de la cota 460 hasta la 445, en un talud 1.6: 1. Junto con este abatimiento, deberá efectuarse un amacize del corte



- descubierto, golpeándole suavemente con el equipo de excavación. Al final, quedará un ancho del escalón ya construido previamente del orden de 7 m.
- 4) Una vez construido el escalón, se procederá a construir un muro de retención alojado en el escalón construido, de una altura de 6.50 m. Su sección respectiva se ilustra en la Fig. 6.5.1.
 - 5) El relleno y desplante del muro se hará de la misma forma que los descritos anteriormente.
 - 6) Una vez construido el muro y el escalón, deberá de rellenarse el área excavada y sustituirse por un material adecuado.
 - 7) La sustitución del material se hará en forma controlada: el laboratorio de obra deberá recomendar el material apropiado, y deberá cuidar su grado de compactación. Una vez iniciadas las actividades para formación y compactación del relleno, deberá controlarse cuidadosamente su construcción, manteniendo un criterio lo más rígido posible que se pueda tener.
 - 8) El escalón construido deberá ser adecuadamente conformado. Es conveniente que tenga una ligera pendiente hacia la ladera (de 2 a 3% en el lado interior del escalón) construyendo una cuneta impermeable en esa parte interna, que garantice la rápida eliminación de las aguas. Es conveniente impermeabilizar totalmente la huella del escalón con suelo-cemento o con una geomembrana.
 - 9) Para eliminar el agua que se infiltre por el relleno. En las huellas de los escalones se le colocó una capa de grava de 3/4", o bien un geotextil de 250 g/m², con la finalidad de crear un filtro que capte el agua y la desaloje rápidamente del relleno. La colocación del filtro se recomienda que sea a cada metro, es decir, a cada metro de relleno y se coloca el filtro, y así sucesivamente.
 - 10) El material producto de la remoción se oreará con el fin de utilizarlo en el relleno de esta excavación. El laboratorio deberá hacerle las pruebas correspondientes para su aprobación. En caso de aprobarse, se le agregará cemento o cal, en la proporción que indique el laboratorio, o bien asignarle material de banco para aumentar su calidad y sea útil para el relleno. El grado de compactación mínimo será del 95% de su PVS M Pórter.
 - 11) El escalón libre que deberá dejarse en la cara del muro será de 2m.



MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL.

OBRA:
UBICACION:
PROPIETARIO:
PERITO RESPONSABLE:

GENERALIDADES

Uso:
TOPOGRAFÍA:
LUGAR:
SUELO:
SISTEMA ESTRUCTURAL:
LOSAS:
TRABES:
MUROS:
CIMENTOS:

CARGAS

AZOTEAS:

VIVA: 100.00 Kg. /m².

MUERTA: 250 Kg. /m²

MUROS

120.00 kg./m².

ENTREPISO

VIVA: 150.00 kg./m².

MUERTA: 200.00 Kg. /m².

RESISTENCIA DE MATERIALES

ACERO: $f_s = 2, 100. \text{ Kg. /cm}^2$
CONCRETO: $f'c = 250,00 \text{ Kg. /cm}^2$
TABIQUE: $f_t = 15,00 \text{ Kg. /cm}^2$



ANÁLISIS SÍSMICO							
W = 600.00 Kg. /m ² . (Sobrado)						Área = 64.70 m ²	
W ₀	a ₀	P ₀	Sum. P ₀	X ₀	Inc. X _i	WX _i ² (Ton./cm ²)	PX _i
21.89	0.41	8.92	8.92	0.07	1.21	32.03	10.79
11.54	0.36	3.23	12.15		1.17	15.79	3.77
27.36	0.32	8.75	20.09	0.18	1.14	36.60	9.92
11.54	0.28	3.23	24.13		0.11	12.72	3.39
27.36	0.24	6.56	30.69	0.27	0.96	26.20	6.38
11.54	0.19	2.19	32.88		0.82	7.76	1.80
27.35	0.15	4.10	36.98	0.33	0.69	13.02	2.90
11.60	0.11	1.26	38.24		0.62	3.12	0.65
27.35	0.07	1.91	40.15	0.18	0.36	3.64	0.68
11.64	0.03	0.34	40.49		0.18	0.32	0.06
						149.05	40.39

WT = 188.98 Ton.

$188.94/54.3 = 3.55T/m^2$.

$T = 6.3 (149,050/(981 \times 40386))^{1/2} = 0.38$

ZONA II.

SISMO $(0.32/2)(1.3) \times 188.98 = 39.3$ Ton.

$39.3/3.6 = 4.56$ T/ml.

$4.56 / 1500 \text{ cm}^2 = 3.04$ Kg. /cm².

Para G = 2 100 Kg. /cm².

Delta = $3.04 \times 100 / 2 \times 100 = 0.14$ cm/m $\times 2.55$ m. = 0.36 cm. por piso.

ZONA DE INTERSECCIÓN DE ESPECTROS ZON II Y III Alfa = 0.32

Para efecto sísmico en estructuras con paramentos colocados ortogonalmente y dispuestos alrededor del C.G. de la obra, se hacen las siguientes consideraciones.

COEFICIENTE SISMICO ZONA III 0.4.

Reducción por su construcción de castillos y dalas, conteniendo mampostería Q = 2.

$C = 0.4 / 2 = 2$

Peso de m², de construcción 0.6 T/m².

Por 100.00 m². W = 60.00 T.

Experimentalmente, un muro confinado de 2.00 m., resiste más de 16.00 T; 8.00 T/ml., considerando $12 / 2 = 6.00$ T/ml con un dactor de carga de 1.1 y un factor de resistencia de 0.9. $8 / 1/2 > 6.00$ T /ml. Con 2 m. de muro, dispuestos ortogonalmente, perimetrales y simétricos al centro de gravedad. C.G.), bastan.



PILOTES.

Thomnlinson, de manera empírica, estableció una tabla para calcular la adherencia máxima del pilote, bajo condiciones de carga, en suelos donde $\Phi = 0$, en función del material del que esté fabricado el pilote y de la cohesión de la arcilla en la que sea colocado.

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión (t/m ²)	Adherencia (t/m ²)
Concreto	Blanda.	0-4	0-3.5
	Firme.	4-8	3.5-4.5
Madera.	Dura.	8-15	4.5-7.0
	Blanda.	0-4	0-3
Acero.	Firme.	4-8	3-4
	Dura.	8-15	

\emptyset = Ángulo de fricción interna del suelo.

LOSAS CON POLIESTIRENO COMO CIMBRA

Capa de compresión = 4 cms

Ancho útil 4 X 16 = 64 cms.

Como viga "T". MR = 8 X 0.64 X d = 5.12 d.

d	10 (0.06+0.4)	12 (0.08+0.4)	15 (0.10+0.4)	16 (0.12+0.4)	18 (0.14+0.4)
MRc	512	737	1003	1393	2257
As	Ø1/2+1Ø5/16	3Ø1/2	6Ø%	4Ø1/2	6Ø1/2
L 0.5	LP10	LP12	4		

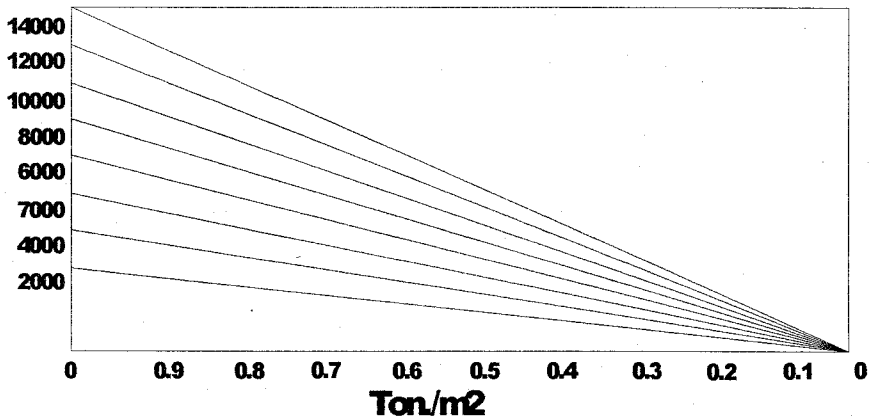
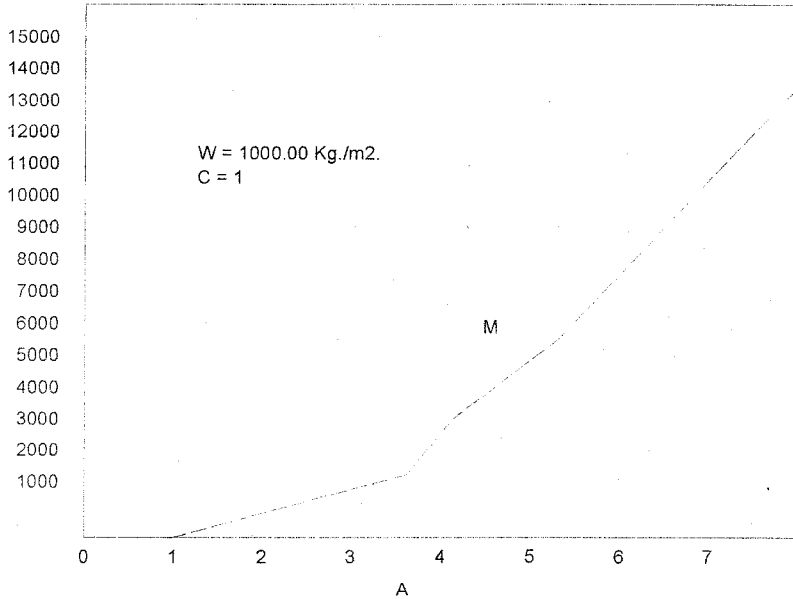
T / ml.

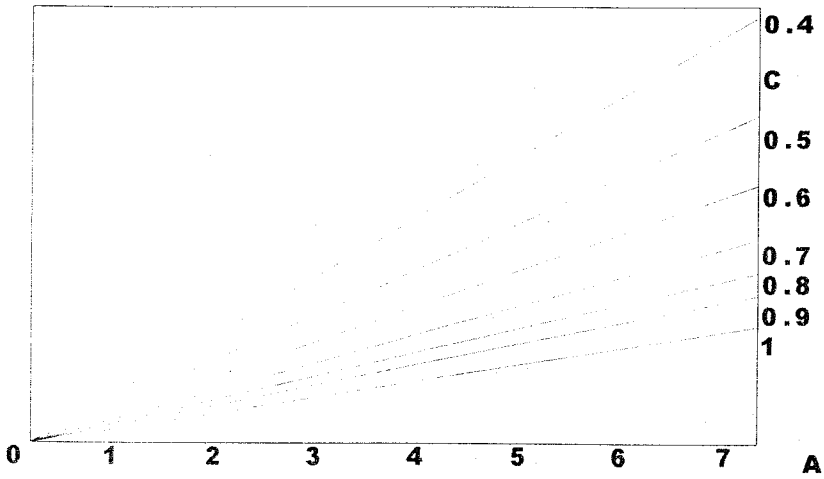
	10	12	15	16	18
MRc	4305	6155	7787	8320	
As	4Ø%+1Ø1/2	6Ø%	6Ø%	6Ø%	
L 10.5	8.2	10	11	11.5	

T / ml.

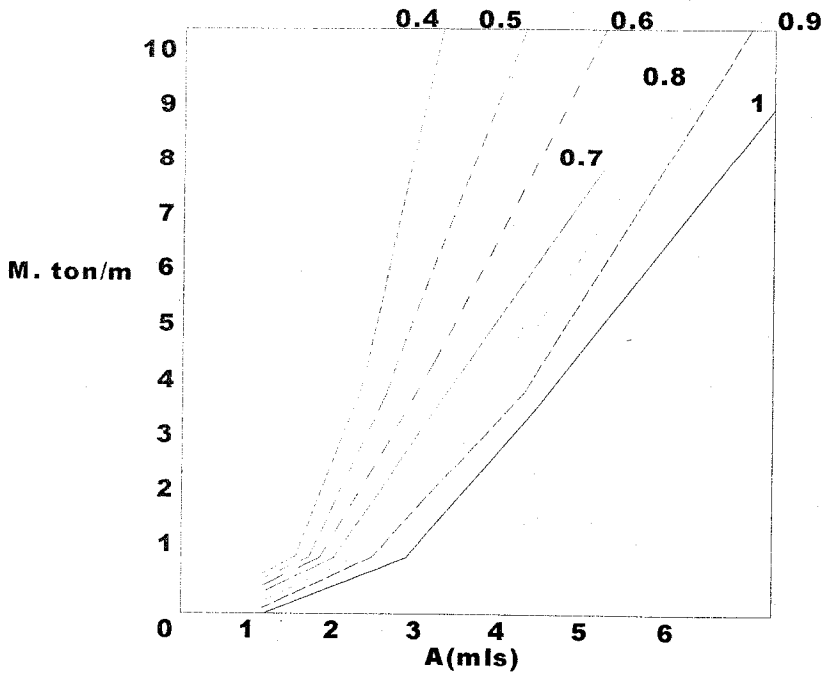


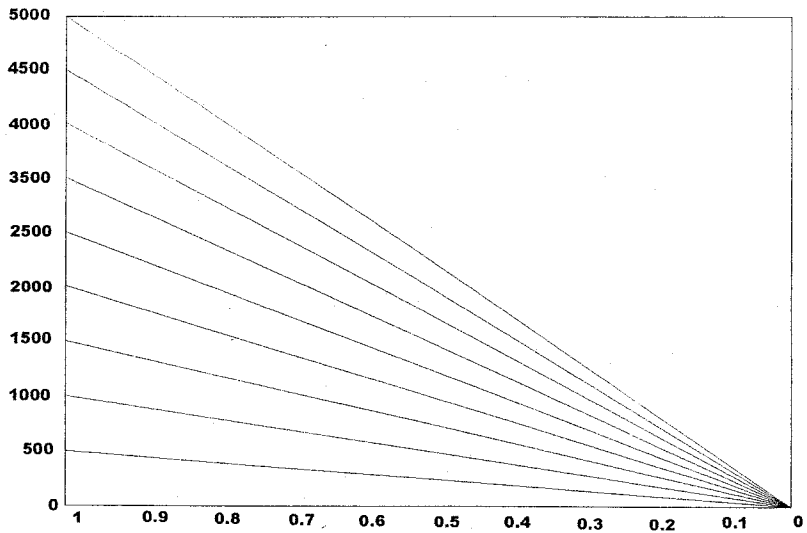
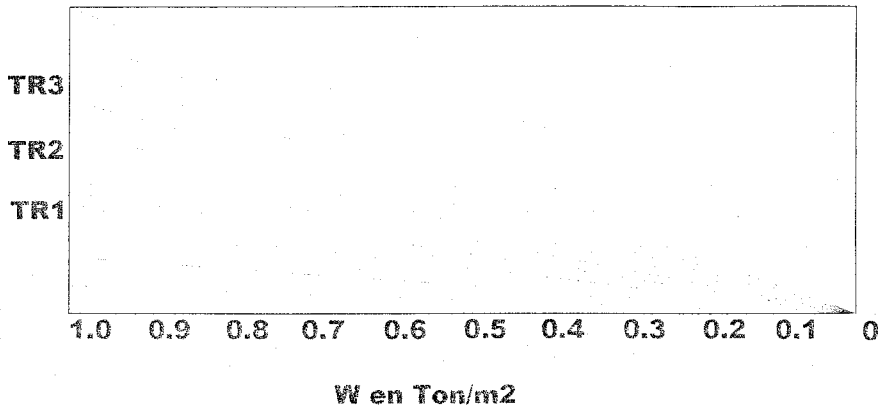
GRÁFICAS VIGAS





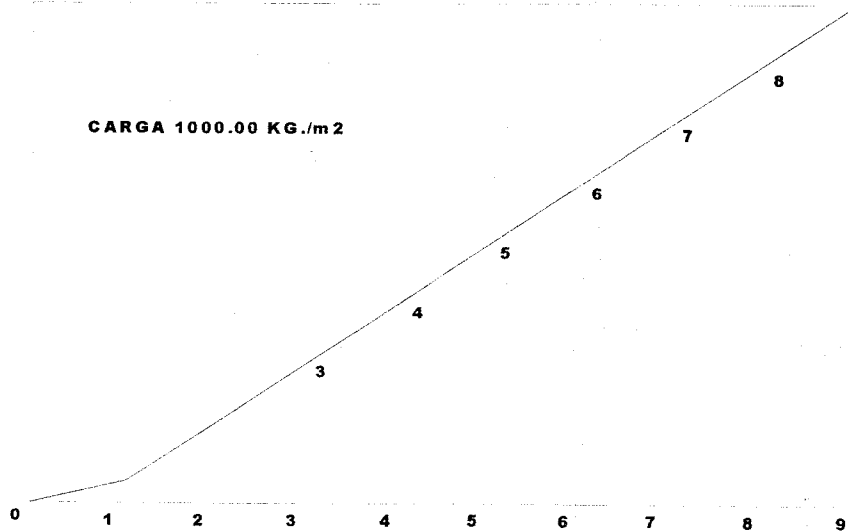
Gráficas







FAJAS ORILLERAS



CÁLCULO DE MUROS DE RETENCIÓN

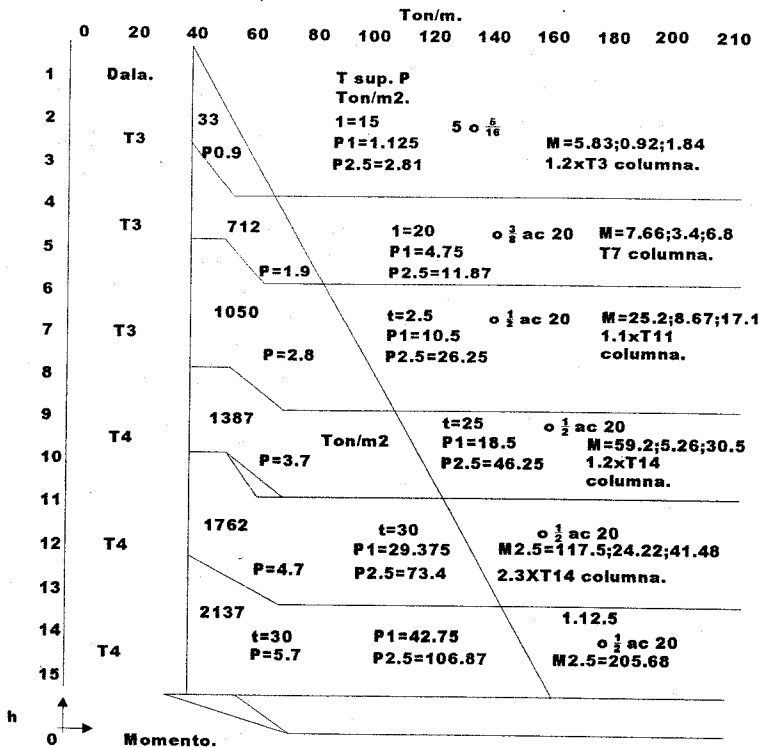
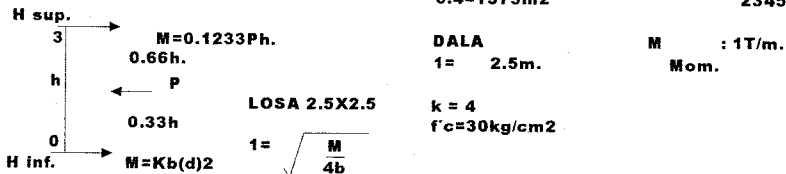
Separación de columnas:	0.90 = 225 m ²	335 Kg./m ²
2.5m.	1.80 = 450 m ²	670 Kg./m ²
Separación de dalas:	2.70 = 675 m ²	1005 Kg./m ²
2.5m.	3.60 = 900 m ²	1340 kg/m ²
Tierra saturada.	4.57 = 1125 m ²	1675 Kg./m ²
	5.49 = 1350 m ²	2010 Kg./m ²
	6.40 = 1575 m ²	2345 Kg./m ²



CÁLCULO DE MUROS DE RETENCIÓN.

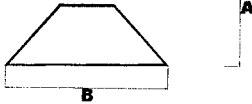
Separación de columnas: 2.50m.
 Separación de dala: 2.50m.
 Tierra saturada.

0.9= 225m ²	335 kg/m ² .
1.8= 450m ² .	670 kg/m ² .
2.7= 675m ² .	1005 kg/m ² .
3.6= 900m ² .	1340 kg/m ² .
4.57= 1125m ²	1675 kg/m ² .
5.49= 1350m ²	2010 kg/m ² .
6.4= 1575m ²	2345 kg/m ² .





CÁLCULO DE VIGAS TRAPECIO POR CARGAS.



$A/B=C$

SUPONEMOS:
1000.00 Kg./m²

$MB=W(B)^2$

$B=A/C$

$W=A/2 \times 1000$

$MB=A/2 \times 1000 \times (B)^2 = A/2 \times 1000 / B \times (A)^2 / (C)^2 = (A)3 \times \frac{1000}{16} \times (C)^2$

$M=1000 \times A/2 \times A/2 \times \frac{1}{3} \times A/3 = (A)3 \times \frac{1000}{48}$

$M = (A)3 \times 1000 \left(\frac{1}{16} \times (C)^2 - \frac{1}{48} \right)$

$C=1 \quad \frac{1}{16} - \frac{1}{48} = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) \times (A)^3 \times 1000$



$W/6 = (5 \times 2.5) / 2 \times 1000 \times \frac{1}{6} = 5200$

$(1000 \times 25) / 16 \left(\frac{1}{16} - \frac{1}{48} \right) = 5200$

$((1000 \times 25) / 16) \left(\frac{1}{16} \right) = ((1000 \times 25) / 16) (0.667)$

$M=(A)3 \times 625 \times (1/(C)2 - \frac{1}{3})$

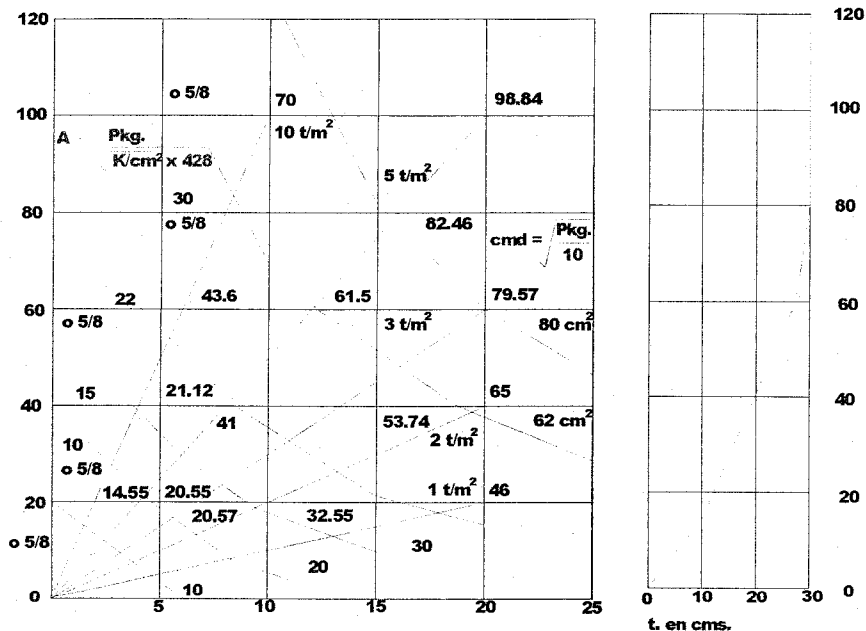
Para C = 1 $M=(A)3 \times 625 \times (1-0.33)$

$M = 41.5 \times (A)^3$

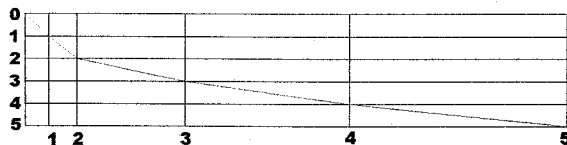
A	M
1	41.5
2	332
3	1120
4	2660
5	5200
6	8952



ZAPATAS CUADRADAS
GRÁFICAS



Área



CIMENTACIÓN

ZAPATA CORRIDA	CM1	60	10	Ø $\frac{3}{8}$ @20	Ø $\frac{3}{8}$ @30	100
	CM7	70	12	Ø $\frac{3}{8}$ @15	Ø $\frac{3}{8}$ @30	100
	CM8	80	12	Ø $\frac{3}{8}$ @12	Ø $\frac{3}{8}$ @30	100
	CM10	100	14	Ø1/2@17	Ø $\frac{3}{8}$ @25	150
	CM15	150	14	Ø1/2@15	Ø $\frac{3}{8}$ @25	150
	CM20	200	15	Ø $\frac{3}{8}$ @15	Ø $\frac{3}{8}$ @25	150
ZAPATA AISLADA	Z 1	100	15	Ø $\frac{3}{8}$ @20	Ø $\frac{3}{8}$ @15	100
	Z 2	120	18	Ø $\frac{3}{8}$ @20	Ø1/2@15	170
	Z 3	150	20	Ø $\frac{3}{8}$ @20	Ø $\frac{3}{8}$ @15	190
	Z 4	200	20	Ø $\frac{3}{8}$ @20	Ø $\frac{3}{8}$ @15	200
	Z 5	250	25	Ø $\frac{3}{8}$ @20	Ø $\frac{3}{8}$ @15	250
	Z 6	300	30	Ø $\frac{3}{8}$ @20	Ø $\frac{3}{8}$ @10	



TRABES

		TRABES						
MONOLÍTICA	T 2	20	15	2Ø ¾	2Ø ¾		5/16@20	
	T 3	30	15	3Ø ¾	2Ø ¾	2Ø ¾	5/16@20	
	T 4	40	15	2Ø ½	2Ø ¾	2Ø ½	5/16@15	
	T 5	50	15	3Ø ½	2Ø ¾	2Ø ½	5/16@15	
	T 6	60	15	3Ø ½	2Ø ½	3Ø ½	5/16@15	
	T 7	70	15	4Ø ½	2Ø ½	3Ø ½	¾@15	2Ø ¾
	T 8	80	15	5Ø ½	2Ø ½	4Ø ½	¾@15	2Ø ¾
	T 9	90	15	3Ø ¾	2Ø ½	3Ø ¾	¾@15	2Ø ½
	T 10	100	15	4Ø ¾	2Ø ½	3Ø ¾	¾@15	2Ø ½
	T 11	110	15	4Ø ¾	2Ø ½	3Ø ¾	¾@15	2Ø ½
	T 12	120	20	5Ø ¾	2Ø ½	4Ø ¾	¾@15	2Ø ½
	T 13	130	20	6Ø ¾	2Ø ½	3Ø ¾	¾@15	4Ø ½
	T 14	140	20	6Ø ¾	2Ø ½	5Ø ¾	¾@15	4Ø ½
	T 15	150	20	7Ø ¾	2Ø ½	6Ø ¾	¾@15	4Ø ½
	RETICULAR	TR 1	30	60	2Ø ¾	2Ø ½	2Ø ¾	5/16@50
TR 2		30	110	3Ø ¾	3Ø ½	3Ø ¾	5/16@50	15X20X40
TR 3		30	160	4Ø ¾	4Ø ½	4Ø ¾	5/16@50	15X20X40
TR3E		40	180	12Ø ¾	4Ø ½	8Ø ¾	5/16@50	20X20X40
TR 4		40	275	15Ø ¾	5Ø ½	10Ø ¾	¾@50	20X20X40
TR4E	50	275	15Ø ¾	5Ø ½	15Ø ¾	¾@50	20X20X40	

4Ø ¾ al centro
de trabe

LOSAS NERVADAS (POLIESTIRENO)

LP	10	0.60	0.10	2Ø ½	6-6-10	2Ø5/16	¼ @30	4
LP	12	0.60	0.10	2Ø ½	6-6-10	2Ø ½	¼ @30	4
LP	14	0.60	0.10	2Ø ½	6-6-10	2Ø ½	¼ @30	4
LP	16.5	0.60	0.10	2Ø ½	6-6-10	2Ø ½	¼ @30	4
LP	21	0.60	0.12	3Ø ½	6-6-10	3Ø ½	¼ @30	4
LP	29	0.60	0.12	3Ø ¾	6-6-10	2Ø ¾	¼ @30	4
LP	34	0.60	0.12	3Ø ¾	6-6-10	2Ø ¾	¼ @30	5
LP	39	0.60	0.12	3Ø ¾	6-6-10	2Ø ¾	¼ @30	6
LP	44	0.60	0.12	3Ø ¾	6-6-10	2Ø ¾	¼ @30	7



LOSAS

MONOLITICA	LM1	10	Ø%@25	Ø%@25	Ø%@25	Ø%@25	
	LM2	10	Ø%@18	Ø%@18	Ø%@25	Ø%@25	
	LM3	11	Ø%@15	Ø%@22	Ø%@18	Ø%@25	
	LM4	14	Ø½@10	Ø½@10	Ø¼@15	Ø½@15	
	LM5	15	Ø%@18	Ø%@18	Ø%@30	Ø%@30	
RETICULAR	LR1	30	Ø%@50	Ø%@50	Ø%@50	Ø%@50	25X40X40
	LR2	30	Ø½@50	Ø½@50	Ø%@50	Ø%@50	25X40X40
	LR3	30	2Ø%@50	2Ø%@50	Ø%@50	Ø%@50	25X40X40
	LR4	35	2Ø%@50	2Ø%@50	Ø%@50	Ø%@50	25X40X40
	LR4E	40	4Ø%@50	4Ø%@50	2Ø%@50	2Ø%@50	30X40X40

Notas:

El concreto podrá hacerse en la obra, con proporcionamiento de arena y grava a criterio de un operador experimentado, a modo de no dejar vacíos en la mezcla, (módulo de Abraham 5.2, relación 1:2:2 cemento, árido, 20 mm. árido máx. revenimiento 16 cm. si hay laboratorio).

Vibrar evitando contacto de vibrador con varillas, cuando haya masas de concreto con fraguado inicial, dentro del colado, pues el acero puede separarse del concreto, no vibrar cuando haya fraguado inicial, en alguna parte del colado.

Los pilotes que son prolongación de castillos y columnas, se colaran contra el terreno y se acampanara la base a 45°, en una altura de medio ancho.

Las losas y trabes se colaran con concreto de rapidez normal de fraguado, pudiendo desmoldarse a las 24 hr., dejando apoyada la estructura en el centro y cuartas partes del claro, cuando menos ocho días, para peso propio y quince días para algún tipo de sobrecarga, para los postensados, debe dejarse los anclajes de 60 diámetros y su inclinación de salida, según diseño.

El aumento de la flecha con el que se produce el postensado, podrá incrementarse en un 25% durante 24 hr. A fin de comprobar la resistencia de los anclajes, la soldadura y el concreto, (los apoyos al "L" y "L/4". deberán quedar sueltos automáticamente, pero no se retiraran antes de 72 hr, para tener seguridad durante la prueba).

El curado se deberá hacer durante un mínimo de ocho días.

El postensado se hará 15 días después de fraguado el concreto.

Se construirán castillos c-1, en todos los remates e intersecciones de muros a una distancia no mayor de 2.50 ml.



Se debe cumplir con los siguientes requisitos:

Llevar en las obras, un libro de bitácora, foliado y encuadernado, en el cual se anotaran los siguientes datos:

- Nombre, atribuciones y firmas del director responsable de obra y los corresponsables si los hubiere.
- Fecha de las visitas del D.R.O. y de los corresponsables.
- Materiales empleados para fines estructurales o de seguridad.
- Procedimientos generales de construcción y control de calidad.
- Descripción de los detalles definidos durante la ejecución de la obra
- Nombre o razón social de la persona física o moral que ejecute la obra.
- Fecha de iniciación de cada etapa de la obra.
- Incidentes y accidentes.
- Observaciones e instrucciones especiales del D.R.O., de los corresponsables y de los inspectores del G.D.F.

Colocar en un lugar visible de la obra, un letrero con el nombre del D.R.O. y de los corresponsables en su caso, y sus números de registro.

Número de la licencia y ubicación de la obra.

En caso de que el propietario de un predio o edificación, no cumpla con las ordenes giradas con base a este reglamento y las demás disposiciones legales aplicables, previo dictamen que emita u ordene el G.D.F. este estará facultado para ejecutar, a costa del propietario o poseedor, las obras, reparaciones o demoliciones que haya ordenado; para clausurar y para tomar las demás medidas que considere necesarias.

nota: también se requiere una bitácora fotográfica para el D.R.O.

Capacidad de carga de las pilas. Tomando en cuenta correlaciones con la resistencia de punta del cono eléctrico, la capacidad de carga admisible Q_a para las pilas se calcula con la siguiente expresión:

$$Q'' = F(2)$$

Donde:

Q_{pu} : Capacidad de carga última por punta, (ton)

FD: Factor de dimensionamiento, 3 (estático) y 2 (sísmico)

Donde Q_{pu} se calcula mediante la siguiente expresión propuesta por Vesic:

$$Q''' = \{J'', A''\}$$

Donde:

A_p : es el área de la punta de la pila, m^2

q_{cp} : es la resistencia de punta del cono, $1,500 \text{ ton}/m^2$



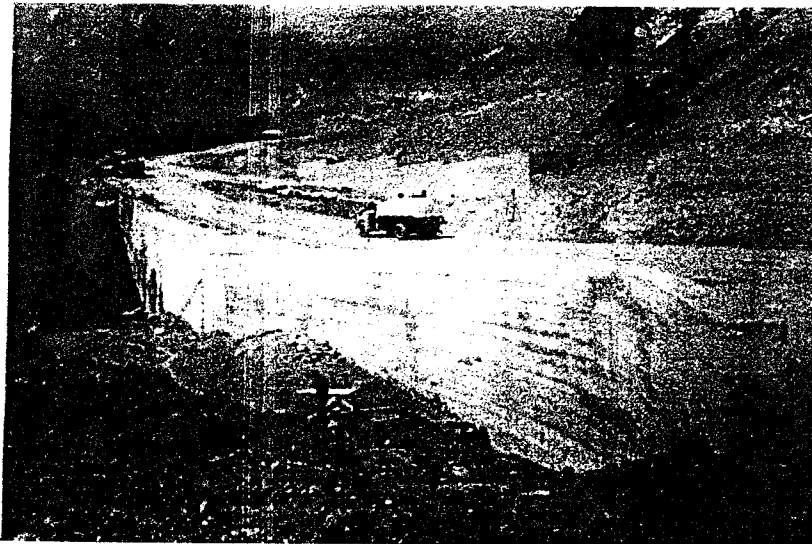
La capacidad de carga por punta, así calculada y aceptando factores de seguridad mayores de 3 y 2, resultó de 500 y 750 ton/m², para condiciones estáticas y sísmicas, respectivamente. En la tabla se presenta el diámetro de pila contra la capacidad de carga admisible.

Tabla 6.5.I. Capacidad de carga para diferentes diámetros de pilas

Diámetro (m)	Capacidad (ton)	Capacidad (ton)	Capacidad (ton)
0.6	424	141	212
0.8	754	251	377
1	1178	393	589
1.2	1696	565	848
1.4	2309	770	1155
1.6	3016	1005	1508
1.8	3817	1272	1909
2	4712	1571	2356
2.2	5702	1901	2851
2.4	6786	2262	3393

El dimensionamiento de las pilas se realizará haciendo intervenir la descarga de la estructura y la capacidad de carga admisible del suelo.







**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





6.6 Geomallas

INTRODUCCIÓN

El concepto de suelo reforzado se conoce desde hace miles de años. Desde entonces, los materiales de refuerzo han sido desde ramas de árbol, pasando por flejes metálicos, hasta finalmente geosintéticos.

Los **geosintéticos** son materiales sintéticos o naturales manufacturados en forma de lienzo, tira o panel aplicados en ingeniería geotécnica, ambiental, hidráulica y de transporte.

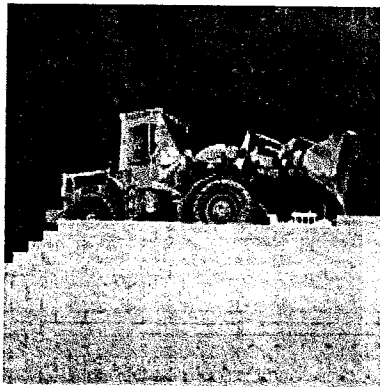
Los muros vegetalizados son macizos de tierra reforzados con geosintéticos. Estas estructuras se componen de capas de material de relleno compactado envueltas por un geosintético que tiene una alta resistencia a tracción.

La **Geomalla** es una estructura manufacturada en forma plana, conformando una red regular con todos sus elementos conectados de forma integrada, ya sea por extrusión, soldadura o tejido, cuyas aberturas son usualmente mayores que los componentes del suelo natural y son usadas en aplicaciones como geotecnia, protección ambiental, hidráulica e ingeniería vial.

El uso adecuado de las geomallas para reforzar el suelo, es una alternativa técnica e industrial, a los muros de concreto convencionales o células prefabricadas de concreto.

Desde un punto de vista económico, se puede conseguir una reducción en el costo total de la construcción del orden del 30%, debido al uso de las geomallas.

Esta tecnología de suelo reforzado, permite la construcción de terraplenes y muros con "cara verde", taludes estables a inclinaciones de 80° o incluso más cuando son utilizados bloques de concreto prefabricados en la fachada.



Muro con bloques de concreto prefabricado



Estos elementos prefabricados de concreto se unen a las geomallas, las cuales, gracias a su resistencia a la tensión y a su trabazón con el suelo, simultáneamente sujetan la cara e internamente refuerzan el suelo de una manera uniforme, a diferencia del sistema de anclaje hecho con barras metálicas.

Adicionalmente, la notable flexibilidad de la estructura del suelo reforzado, permite utilizarla sobre suelos de baja capacidad de carga, ajustándose a los asentamientos y absorbiendo pequeñas deformaciones.

De esta forma, se obtienen ventajas técnicas y económicas considerables, debido que se dispone de una fachada ligera que ya no tiene que tomar los empujes del suelo natural al aumentarse considerablemente la resistencia friccionante del suelo, gracias a la inclusión de las geomallas.

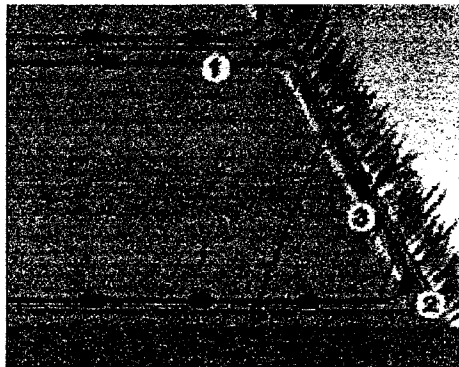
Cuando se diseña apropiadamente, la estructura trabaja con un alto factor de seguridad y tiene una gran capacidad para soportar altos niveles de cargas dinámicas y estáticas.

Las fuerzas desestabilizadoras del muro se transmiten por cortante al geosintético y éste entra en tracción; la resistencia a tracción del geosintético debe ser capaz de absorber el esfuerzo de tracción horizontal generado durante la vida útil de la estructura. Además, el geotextil debe estar anclado a la zona estable del terreno, para que se pueda transmitir éste esfuerzo horizontal. Éste anclaje se consigue gracias al rozamiento entre el relleno y el geosintético.

La presión intersticial del agua puede disminuir la resistencia prevista del geosintético: el diseño completo debe incluir la solución del sistema de drenaje.

La ventaja económica que conlleva su aplicación ha facilitado este desarrollo. En el norte de Europa y en Norteamérica su aplicación está mucho más extendida.

ELEMENTOS QUE LO COMPONEN





Los elementos del sistema se componen de geomallas mono-orientadas (1), una formaleta de acero perdida en la cara (2) para dar el talud deseado, a base de una retícula de acero 150 x 150 mm o bien 200x200 mm, Ø8 mm. La formaleta se arma con unos bastones que garantizan su estabilidad mientras se compacta el material. El uso de la formaleta perdida permite altos rendimientos en la instalación y mejor acabado en la cara el talud. Finalmente se coloca una biomanta (3) en la cara para protegerla contra la erosión y crear una adecuada superficie para la hidrosiembra o colocación de pasto.

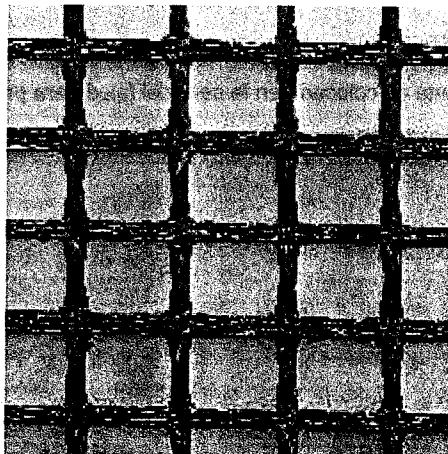
Elementos del sistema:

- Material inerte para el terraplén:

La técnica de suelo reforzado permite el uso de prácticamente cualquier material. No obstante, se sugiere utilizar material granular por tener una buena capacidad de drenaje y un ángulo de fricción alto. Así mismo, se recomienda evitar gravas y materiales de difícil compactación. Si el material del sitio presenta propiedades mecánicas pobres, mejorarlo con grava y arena puede ser recomendable. Cerca de la cara, el material debe tener condiciones que permitan el crecimiento de la vegetación. El relleno se debe hacer en capas con espesores recomendables entre 30 -35 cm. con niveles mínimos de compactación del 95% del proctor estándar.

- Elementos de refuerzo:

Los elementos de refuerzo para el sistema son las geomallas mono-orientadas las cuales tienen una estructura inerte. Gracias a su particular y patentado proceso de fabricación, alcanzan grandes niveles de tensión. Las aperturas de la geomalla permiten el interlock de las partículas y proporcionan un confinamiento lateral óptimo del material Granular. De esta manera se limitan los movimientos relativos y aumenta la resistencia al corte.



GEOMALLA



- **Formaleta de acero**

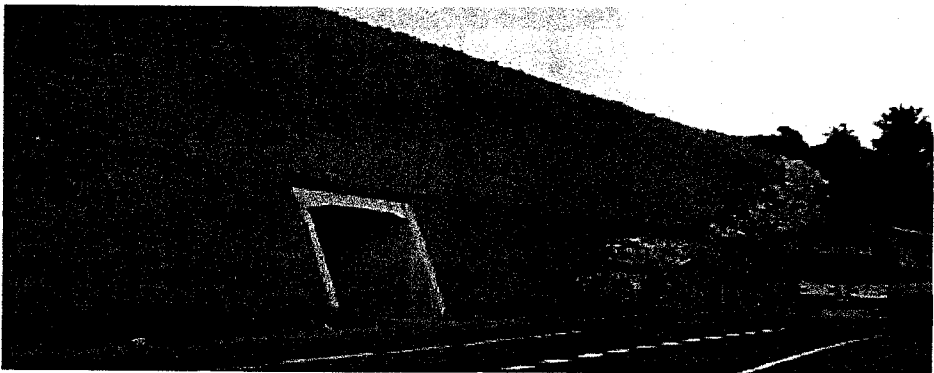
El sistema utiliza en la cara una formaleta perdida a base de una retícula de acero doblada dando la forma del talud deseado. La retícula es de 150 x150 mm o 200 x 200 mm; Ø8 mm. Los lados horizontal e inclinado están unidos por un bastón de acero que garantiza la estabilidad de su geometría durante las etapas de compactación. El uso de la formaleta permite altos rendimientos en la construcción y un acabado uniforme de la cara.



FORMALETA

➤ **Biomanta**

Una biomanta es colocada en la cara del talud para protegerla de la erosión.





➤ Hidrosiembra

La última fase del trabajo consiste en hidrosebrar el talud en el período climático más recomendable. Se puede utilizar una mezcla de tierra negra y semilla además de fertilizantes que permitan una rápida generación de vegetación. Así mismo se puede hacer una siembra directa de pequeñas plantas, arbustos o pasto, según las recomendaciones locales de clima y vegetación.



HIDROSIEMBRA

TIPOS DE GEOMALLAS

Tensar Earth Technologies suministra sistemas de ingeniería compuestos de materiales resistentes al deterioro físico y a la pérdida de resistencia causada por los suelos altamente corrosivos.

- ❖ **Geomallas uniaxiales (UX)** Las mallas UX están elaboradas con resinas de polietileno de alta densidad, resistentes a la deformación cuando se someten a grandes cargas, durante periodos de tiempo prolongados. Estas geomallas soportan grandes cargas de tracción aplicadas en una dirección (la de rollo), y su estructura reticular abierta se traba con los materiales de relleno naturales.
- ❖ **Geomallas biaxiales (BX)** Fabricadas con resinas de polipropileno o copolímeros que resisten grandes cargas dinámicas a corto plazo o cargas moderadas a largo plazo. Soportan cargas aplicadas en cualquier dirección en el plano de la geomalla.
- ❖ **Geotextiles de alta resistencia Vectra** Elaborados con hilos de poliéster muy resistentes, ofrecen la ventaja técnica de una mayor resistencia a la tracción con menor deformación. Su porosidad puede ser controlada por una serie de aperturas tejidas en su estructura, lo cual facilita la consolidación del suelo sin disminuir su resistencia a la tracción.



VENTAJAS DE LOS MUROS VEGETALIZADOS

Las ventajas que supone la ejecución de un muro vegetalizado son las siguientes:

- Mayor integración paisajística del muro. Menor impacto medioambiental que con otros sistemas.
- Menores cargas transmitidas al subsuelo. Se pueden construir muros en terrenos con baja capacidad portante y sin pilotaje. El sistema admite asentamientos diferenciales. La mayoría de los asentamientos ocurren durante la construcción.
- Se pueden construir muros de alturas mayores que con otros sistemas.
- No se necesita cimentación tradicional: no tienen "puntera" y por lo tanto es posible reducir los costes de expropiación.
- Mejor compactación del terreno. Los daños debido a una mala compactación son menores.
- Se pueden utilizar materiales de relleno que no son utilizables en estructuras de suelo reforzado con armadura metálica. No existen limitaciones electromecánicas que produzcan corrosión a los materiales de refuerzo.
- Mejor comportamiento a sismo (estructuras flexibles).
- Menor costo en muros grandes (mayores de 5-7 m y de más de 50 m de longitud).

SISTEMAS DE EJECUCIÓN

Existen tres tipos principales de sistemas de ejecución de muros vegetalizados, según el sistema de encofrado que se utilice para la compactación de la cara vista:

⇒ **Sistemas internos y temporales:** son sistemas que utilizan un encofrado que se apoya en la tongada inmediatamente inferior para ejecutar la tongada superior. Una vez que la tongada ha sido conformada tras la compactación del relleno, el encofrado se elimina.

Sus inconvenientes más importantes son:

No siguen una referencia externa y por lo tanto es difícil mantener la verticalidad del muro. Las posibles deformaciones que ocurren en la compactación de una tongada se acumulan en las tongadas superiores. El acabado no suele ser adecuado

No tienen ningún tipo de sistema de seguridad para los operarios que trabajan a una determinada altura

⇒ **Sistemas internos y permanentes:** son sistemas que utilizan un encofrado que se apoya en la tongada inmediatamente inferior para ejecutar la tongada superior. Una vez que la tongada ha sido conformada tras la compactación de l relleno, el encofrado se queda. El sistema de encofrado suele ser un mallazo metálico en forma de L.

Mediante este sistema el acabado de la cara vista suele ser más correcto, debido a que el mallazo es más sólido y permite una compactación de la cara vista, más energética.



La cara vista queda perfectamente protegida frente a acciones posteriores

⇒ Sistemas externos y temporales: son sistemas que utilizan un encofrado que se apoya en un andamiaje externo. Una vez que la tongada ha sido conformada, el encofrado deslizante se eleva para permitir la compactación de una nueva tongada. Al finalizar el muro, el andamiaje se retira.

El sistema permite mantener perfectamente la verticalidad deseada y permite una compactación enérgica de la tierra vegetal y por lo tanto el acabado de las tongadas puede ser extraordinario. El sistema lleva consigo un sistema de seguridad para los operarios.

PROPIEDADES DE LOS GEOSINTÉTICOS DE REFUERZO.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Un aspecto fundamental a la hora de diseñar una estructura de muro ecológico se basa en un conocimiento exhaustivo del tipo de material. El proyectista debe conocer los valores siguientes cuando realiza un diseño con materiales geosintéticos.

1. INTERACCIÓN ENTRE EL SUELO Y EL GEOSINTÉTICO

El geosintético debe tener la suficiente adherencia al suelo para que las fuerzas desestabilizantes de la estructura se transmitan a él por cortante. Además, debe tener la suficiente adherencia para fijarse a la zona estable del terreno, y poderle transmitir esa fuerza de tracción.

En el análisis de estabilidad, el proyectista tiene que suponer la interacción real suelo - geomalla y definir los coeficientes y tiene que decidir los factores de seguridad que se aplicarán a la extracción de la geomalla y al deslizamiento directo.

La información más acertada sobre la interacción suelo - geomalla se obtiene realizando ensayos del producto específico. De nuevo, no se dispone frecuentemente de esta información y por eso se aplican valores por defecto. Los valores que las diferentes normativas proponen para materiales sin homologación son valores menores y por lo tanto los diseños con estos materiales sin certificar son mayores.

En todo caso, es recomendable que el suministrador certifique el valor de este coeficiente para que el ingeniero responsable no tenga dudas.



2. RESISTENCIA A TRACCIÓN

Estas son las cuestiones importantes para determinar la resistencia de la geomalla con relación a la vida total de la estructura en proyecto:

1. La relación tensión-deformación de la geomalla
2. El comportamiento a fluencia de la geomalla (no sólo de la materia prima) y la extrapolación de los datos de fluencia disponibles hasta el final de la vida de proyecto de la estructura.
3. La influencia del daño mecánico en la instalación debido a la compactación.
4. La influencia medioambiental.

Los factores de seguridad parciales son conocidos para los productos certificados, ya que durante el proceso de certificación se han ejecutado todas las investigaciones relevantes, las cuales son posteriormente evaluadas por un instituto independiente de certificación.

Todas estas cuestiones se especifican por medio de factores parciales de seguridad. Se puede determinar la tensión de diseño de una geomalla (F_d) de la siguiente forma:

$$F_d = \frac{F_k}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot \gamma} \quad [\text{kN/m}]$$

Donde:

F_k tensión nominal o resistencia a tracción a corto plazo
[kN/m]

A_1 [-] factor de seguridad de fluencia

A_2 [-] factor de seguridad para daño mecánico

A_3 [-] factor de seguridad debido a uniones y solapes. Si no hay solapes en la dirección del refuerzo: $A_3=1.00$

A_4 [-] factor de seguridad para efectos medioambientales

γ [-] factor de seguridad en el proyecto, fabricación y extrapolación de datos

La normativa internacional ISO 10319 define el ensayo para determinar el diagrama tracción – deformación de un geosintético de refuerzo y por lo tanto su resistencia nominal. Esta resistencia nominal se debe aminorar con los 4 coeficientes siguientes para obtener la resistencia de diseño.

2.1. Comportamiento a fluencia

La fluencia engloba la pérdida de resistencia de un material de refuerzo debido al paso del tiempo. Cuando un material es sometido a una carga constante en el tiempo, éste experimenta una deformación y pierde sus propiedades mecánicas.



La fluencia depende de la carga aplicada, el tiempo, la carga aplicada y del producto. Además, las altas temperaturas afectan negativamente a las geomallas de polietileno.

Los ensayos de fluencia de los diferentes materiales de refuerzo tienen como objetivo el poder determinar el comportamiento del material transcurridos 120 años (las estructuras y terraplenes reforzados se diseñan para 120 años). Según los resultados y la duración del ensayo, el proyectista debe aplicar unos coeficientes de seguridad que son variables para cada material.

La bibliografía internacional recoge valores de estos coeficientes para determinados materiales según su materia prima y presentación. Por ejemplo, estos valores en Francia muestran que los geosintéticos de poliéster tienen la mitad de fluencia que la que tienen los geosintéticos de polietileno.

También se debe tener en cuenta que ante un mismo material, por ejemplo poliéster, el valor de fluencia es exclusivo de cada tipo de poliéster.

2.2. Daños durante la instalación

La pérdida de resistencia que el material de refuerzo sufre durante la instalación se cuantifica por medio de un coeficiente de seguridad, también específico para cada material.

El valor de este coeficiente de minoración es función del tipo de material de relleno, nivel de compactación, de las características del refuerzo y sobretodo de la existencia o no de una capa protectora sobre la fibra resistente: las geomallas tienen un coeficiente menor que los geotextiles y por ello, es muy peligroso y muy frecuente la adopción de los mismos coeficientes para ambos tipos de refuerzo. Las geomallas recubiertas de materiales poliméricos tienen una pérdida menor que los geotextiles desnudos.

Su valor debe determinarse por medio de ensayos específicos para cada producto.

2.3. Daños químicos y biológicos

El material de refuerzo está expuesto al ataque del entorno que lo rodea durante la vida útil de la estructura. Dicho ataque es función del pH del suelo y del polímero que compone el refuerzo.

Este coeficiente depende por supuesto de las propiedades químicas y biológicas del relleno. Al igual que el coeficiente anterior, su valor es exclusivo para cada tipo de refuerzo y debe determinarse por experimentación.

2.4. Extrapolación de todos estos valores ya que no se conoce cual va ser el comportamiento real del material a lo largo de la vida útil de la estructura.



El valor de los tres coeficientes de minoración anteriores se basa en los ensayos realizados para cada material durante un determinado periodo de tiempo. Sin embargo, el comportamiento real durante la vida útil del muro es desconocido. Por ello se debe aplicar un coeficiente de extrapolación para el comportamiento real del refuerzo.

3. ANÁLISIS DE ESTOS VALORES

Los factores de seguridad parciales son conocidos para los productos certificados, ya que durante el proceso de certificación se han ejecutado todas las investigaciones relevantes, las cuales son posteriormente evaluadas por un instituto independiente de certificación.

Debido a que las geomallas no certificadas tradicionalmente no pueden dar toda la información anteriormente mencionada, en muchos países se han desarrollado standards o guías que informan de los factores parciales de seguridad por defecto, que no son específicos para cada producto y que por lo tanto pueden ser aplicados en general. Estos factores son mucho mayores que los que conllevan los materiales homologados.

En la práctica los proveedores de productos no certificados intentan a menudo convencer a los responsables de las obras de que los factores parciales de seguridad certificados y específicos para cada producto pueden aplicarse también para sus productos. Esto no es así ya que esos productos no han sido investigados y certificados, y por lo tanto se desconoce su comportamiento en el tiempo.

A los productos no certificados se deben aplicar los factores parciales de seguridad por defecto, que las diferentes normativas de cada país han desarrollado con ese propósito.

Una comparación de los factores de seguridad certificados y por defecto y su impacto sobre la resistencia permitida en el proyecto en las geomallas de poliéster viene dado en la TABLA 6.6.1 (con una vida de proyecto de 120 años). En esta tabla se comparan los valores de los coeficientes que se deben aplicar en Alemania y en Francia. En ambos países, cuando se utilizan materiales homologados se pueden aplicar unos coeficientes de seguridad menores.

A ₁ Fluencia	1.67	2.5 Poliéster	5.0 Polietileno	2.5 Poliéster 5.0 Polietileno
A ₂ Daño mecánico	1.1 (relleno redondeado fino) 1.2 (relleno redondeado grueso)	1.5 (relleno redondeado fino) 2.0 (relleno redondeado grueso)		1.5
A ₃ Uniones y solapes	1.0 (sin uniones ni solapes)	1.0 (sin uniones ni solapes)		1.0 (sin uniones ni solapes)
A ₄ Efectos medioambientales	1.0 (4.0 < pH < 9.0)	1.0 (ningún impacto esperado)		1.05
G general	1.3	1.4		1.2
F _d tensión de diseño en % de la tensión nominal	38% - 42%	Poliéster 14% - 19% Polietileno 7% - 9.5%		Poliéster 21% Polietileno 10.5%



Con un ejemplo se pueden ver las diferencias significativas que existen en Alemania y Francia en las resistencias de diseño de una geomalla con y sin certificación: TABLA 6.6.2

Material	Resistencia nominal (kN/m)	Resistencia de diseño (kN/m)	Resistencia de diseño (kN/m)
FortracÒ 80/30-20	80 kN/m	30.7-33.5 kN/m	30.7-33.5 kN/m
Geomalla de poliéster	80 kN/m	11.4-15.2 kN/m	16.9 kN/m
Geomalla de polietileno	80 kN/m	5.7-7.6 kN/m	8.5 kN/m

PROPUESTAS DE DISEÑO

Cada tipo de material de refuerzo tiene unas características propias y no se debe aplicar el mismo coeficiente obtenido del ensayo de un determinado material a otro material semejante.

Estos posibles problemas se resuelven, si el proyectista dispone de información certificada del tipo de refuerzo. Es decir, cada fabricante tiene la posibilidad de demostrar que su producto tiene un comportamiento específico adjuntando los correspondientes certificados homologados expedidos por un organismo competente e independiente.

El proyectista debe cerciorarse de la idoneidad del geotextil o geomalla adoptado para ese tipo de estructura: se debe exigir el certificado de homologación del material donde se indique que realmente ese material esta fabricado para el uso que se le demanda.

Además, el fabricante del geosintético debe suministrar el valor de los diferentes coeficientes de minoración que se deben aplicar a la resistencia nominal del geotextil, para obtener la resistencia de trabajo real, en unas determinadas condiciones y para un determinado período de tiempo.

Los pliegos de prescripciones técnicas particulares de estos materiales deberían no sólo recoger las especificaciones técnicas, sino también la resistencia de diseño utilizada en el proyecto, de acuerdo con la vida de servicio de la estructura, el tipo de material de relleno y la puesta en obra.

La instalación de geomallas certificadas tiene la ventaja de que en el proyecto se deben aplicar factores de seguridad certificados y verificados, que son más bajos que los factores de seguridad que las diferentes normativas recogen por defecto. Esto puede significar un ahorro interesante en este tipo de obras.

Además, la Administración, el contratista y el proyectista tendrán la seguridad de que el material instalado cumple con los requisitos del proyecto, ya que estos materiales novedosos están más sujetos a la suspicacia que otros.



El mayor riesgo consiste en que en la práctica los factores parciales de seguridad certificados (sólo aplicables a geomallas certificadas) se usan para calcular la resistencia de proyecto de las geomallas no certificadas. Esto se produce por razones comerciales. Esta realidad es peligrosa, ya que al aplicar estos coeficientes bajos a geomallas sin certificar, se reducen los coeficientes de seguridad de la estructura y se puede poner en peligro la estabilidad de la estructura total a lo largo de la vida de servicio. A las geomallas no certificadas sólo se deben aplicar los factores parciales de seguridad por defecto.

Debe quedar muy claro si se desconoce el comportamiento en el tiempo de las propiedades de un determinado tipo de material de refuerzo, éste no debe utilizarse para la ejecución de este tipo de estructuras. Se justifica todavía más, la necesidad de conocer las características del material, siempre mediante certificados de homologación por la gran posibilidad de suspicacia existente debido a lo novedoso de estos materiales.

APLICACIÓN

Para reparar taludes que han fallado, el suelo es sustituido por otro con mejores propiedades geotécnicas, aumentando significativamente los costos y el impacto ambiental. En estos casos, el uso de las geomallas, permite la reconstrucción de los taludes, utilizando el suelo del lugar y asegura una cara vegetada. De esta forma, el impacto ambiental es minimizado, y el talud reforzado es reintroducido a su estado natural sin causar un impacto en el medio ambiente negativo.



Arezzo (Italia)
Reparación de la falla de un estacionamiento

Para reparar un deslizamiento, es necesario reparar el suelo colapsado, nivelar el material retenido, compactar la cimentación y reconstruir el talud en capas de material bien compactado con geomallas. El talud puede ser reconstruido de manera mucho más fácil y rápida ya que no hay requerimientos de excavación para cimentación, obra civil con elementos de concreto y acero de refuerzo y no hay tiempos muertos tales como fraguado del concreto.



Las capas de geomallas, interceptarán la superficie de falla e impedirán el deslizamiento y deterioro progresivo del talud reconstruido.

De extrema importancia es el hecho de que el talud reforzado con geomallas tiene una resistencia intrínseca a los sismos. Debido a su comportamiento elasto-plástico y al trabajo conjunto suelo-geomalla, el talud reforzado no es propenso a fallar por el efecto de terremotos, aun de considerable magnitud.

EJEMPLO ESQUEMATICO

EL PROBLEMA

Las estructuras de contención de suelo pueden dividirse en:

↓ Muros de fachada

Cuando son usualmente designados para cubrir un talud rocoso pronunciado o un risco, por razones ambientales y de seguridad. Este tipo de muros usualmente dispone sólo pequeñas o nulas presiones horizontales del relleno anterior, pero tiene que resistir las presiones internas y externas del suelo de relleno.

↓ Muros con relleno mejorado para terrazas

El que debe soportar carga constante de un terreno inclinado en la parte superior. La presión del suelo a resistir será, la mayoría de las veces, más alta que un muro de fachada.

↓ Muros de retención.

Cuando son usualmente diseñados para soportar tanto cargas estáticas como dinámicas. El diseño y construcción de muros de fachada, muros de retención y con suelo mejorado para terrazas, dan soluciones prácticas y económicas, debido a la viabilidad de utilizar, generalmente, el suelo existente en el lugar para el relleno, la fácil ejecución con maquinaria, velocidad de construcción, estética y costo total. Las autoridades técnicas y el cliente a menudo requieren soluciones específicas, algunas veces con cara vegetada mientras otras veces una cara de concreto o de otro tipo de cara "rígida".

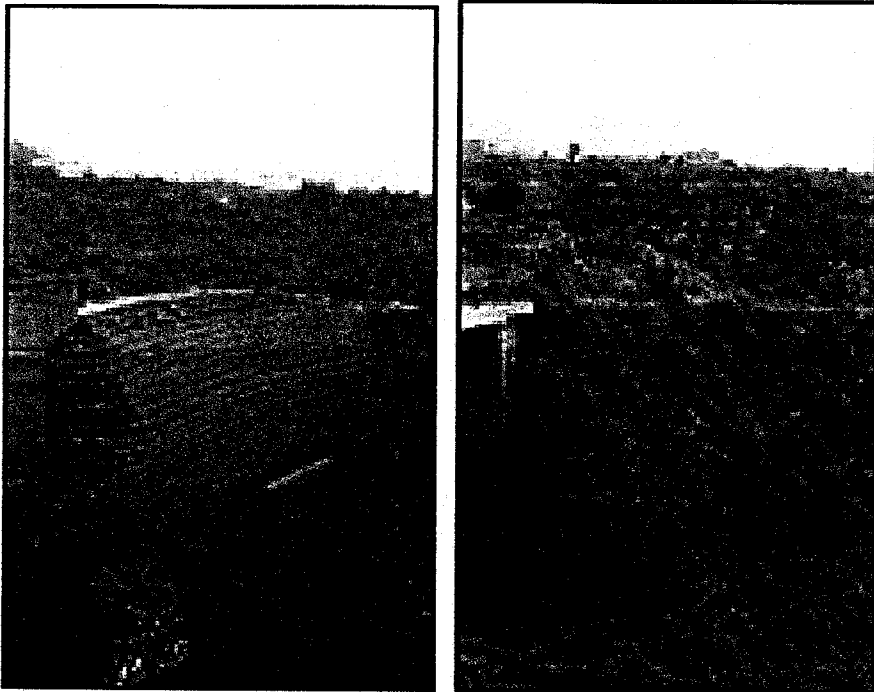
LA SOLUCIÓN

Los muros reforzados con geomallas pueden ser diseñados y construidos para realizar la mayor variedad de requerimientos en términos de soporte de cargas y



acabados en la fachada. Las geomallas de refuerzo en estructuras con suelo reforzado proporcionan un bajo costo y soluciones diversas en problemas de construcción de muros; la experiencia de los ingenieros puede ayudar a encontrar una adecuada solución, ya sea con una cara vegetada o de concreto, o bien, nuevas soluciones pueden ser desarrolladas tanto en el acabado final de la cara como en el sistema constructivo y todos los accesorios y detalles de diseño.

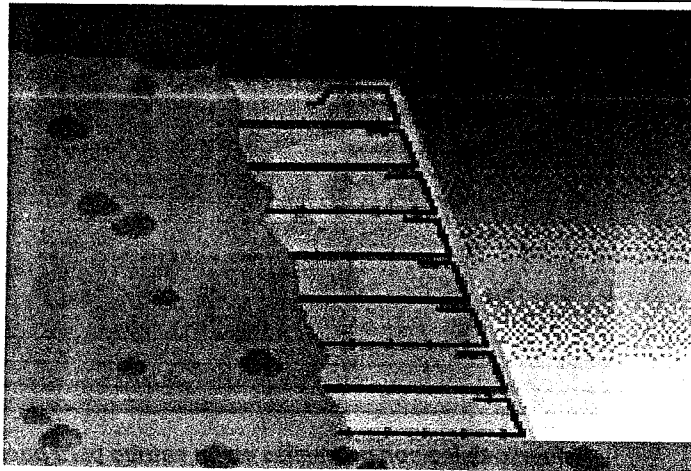
Los métodos de diseño específicos, las pruebas de rendimiento y los programas de instrumentación pueden ser desarrollados para satisfacer las necesidades de las autoridades técnicas.



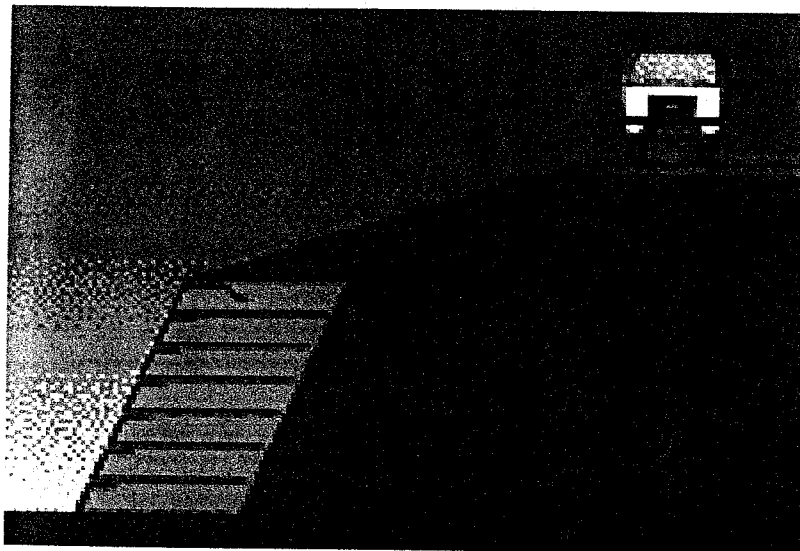
Levanto (Italia)

Muro de acceso al viaducto anexo:

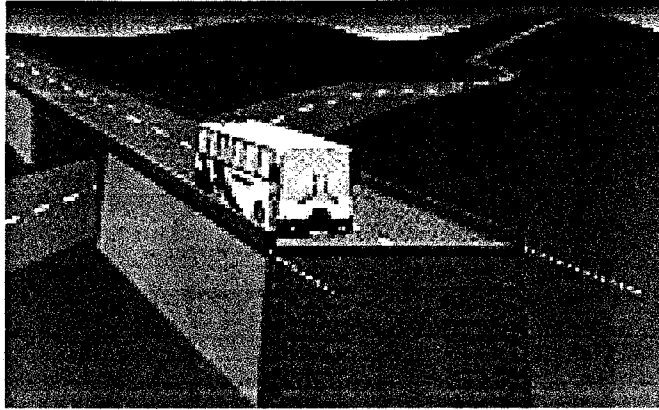
**a) al final de la construcción; b) después de completada la hidrosiembra
y la vegetación natural.**



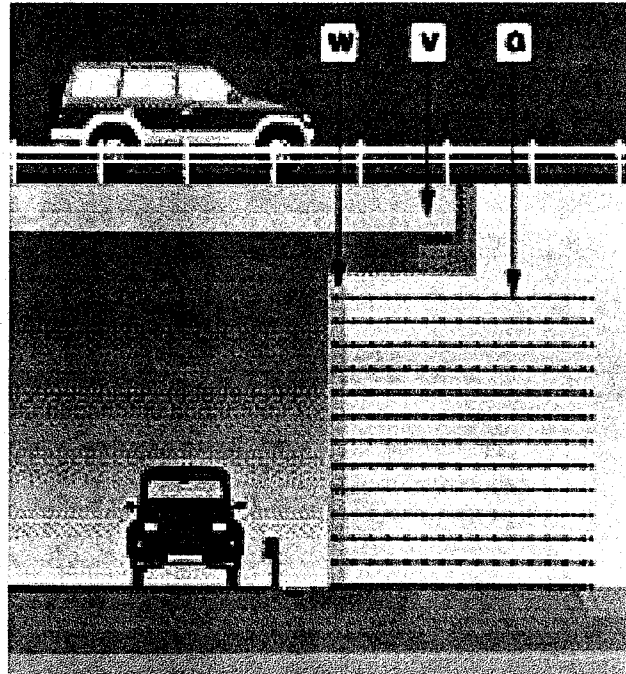
Refuerzo con geomallas para fachada de muros cubriendo un talud rocoso



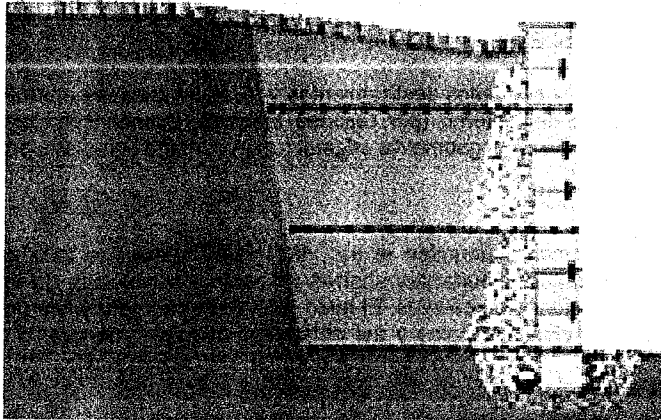
Geomallas de refuerzo en muros de retención



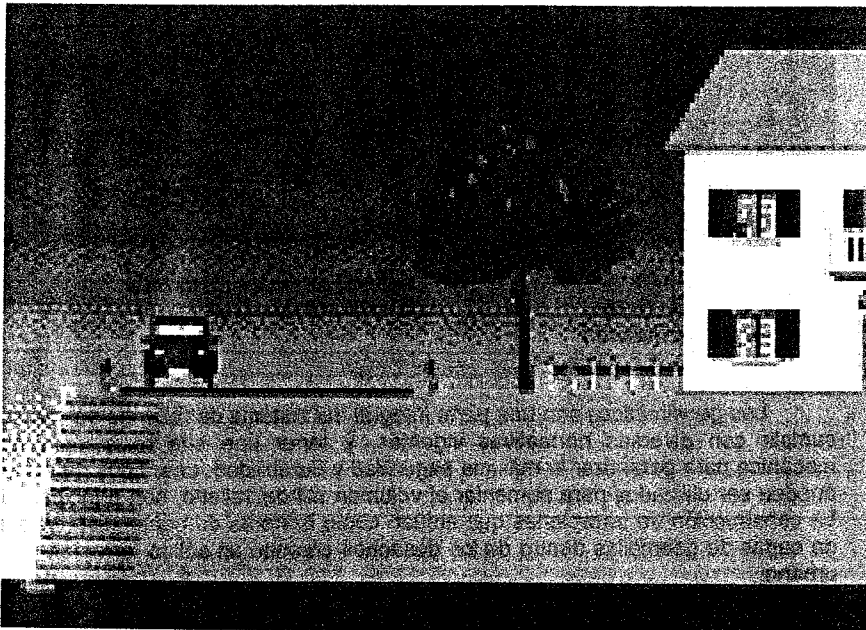
Refuerzo típico con geomallas en un estribo para puente



Leyenda:
G -Geomallas TENAX
V -Viga del puente
W -Cara del muro



Segmento de un muro de retención con acabado de block



Geomallas de refuerzo en muros de retención.



EJEMPLO ESQUEMATICO

EL PROBLEMA

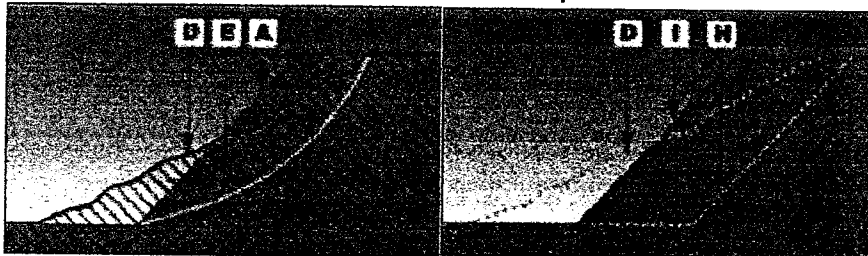
Grandes y pequeños deslizamientos y fallas de taludes naturales ocurren en áreas donde el valor del entorno (por razones técnicas, económicas, turísticas o artísticas) exige reparación con la geometría original (o tan cercana como sea posible).

LA SOLUCIÓN

Las geomallas permiten el uso del mismo suelo que fallo para reconstruir los taludes, generando importantes ahorros respecto a la solución de importar material de mejores condiciones mecánicas. El talud reforzado con geomallas puede ser fácilmente vegetado con plantas locales y así obtener una mayor integración con el entorno. La experiencia de los ingenieros permite obtener las mejores soluciones para minimizar el impacto ambiental.

El problema: Típica falla de talud

La solución: con geomallas el talud puede ser reconstruido con el mismo suelo que falló.



Leyenda:

A -Perfil original
E -Superficie de faifa
N -Perfil de excavación

D -Perfil después de la falla
I -Perfil del talud reforzado

Los geosintéticos son una parte integral del sistema de rellenos sanitarios. Deben cumplir con diversas normativas vigentes, y tener una alta resistencia química y mecánica para garantizar la máxima seguridad y durabilidad. Los tipos de sistemas que pueden ser utilizados para aumentar el volumen útil del relleno, son principalmente dos: La construcción de terraplenes que actúan como barreras de contención, y la inserción de capas de geomallas dentro de los desechos creando un sólido terraplén de desecho urbano.



Carimate (Italia)

Barrera de contención en un relleno sanitario con una rampa de acceso a la planta.

Terraplenes de suelo reforzado construidos con geomallas permiten secciones mucho menores, respecto a las que se obtendrían sin reforzar, y aumentan el volumen disponible para desechos. Consecuentemente permiten la reducción en cantidad y calidad del material necesario para construir los terraplenes. Esta tecnología tiene grandes aplicaciones sin incurrir en ninguna dificultad desde el punto de vista del diseño, ya que los métodos de cálculo son los mismos utilizados en terraplenes de suelo reforzado estándares, al considerar a los depósitos retenidos como una fuerza adicional de empuje. Reforzando directamente el relleno y no el suelo con geomallas, el volumen disponible es aun mayor con costos de construcción más bajos.

EJEMPLO ESQUEMATICO

EL PROBLEMA

Hay Muchas situaciones donde la disposición de espacio o material de relleno obliga a la construcción de terraplenes con taludes pronunciados, mucho mayores al ángulo de reposo.

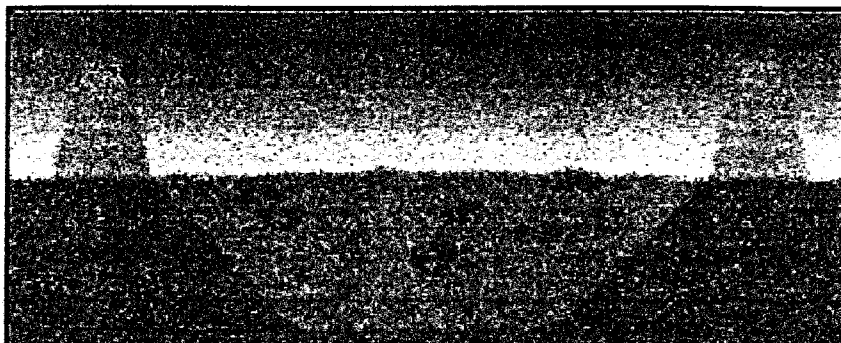
LA SOLUCIÓN

En todos estos casos, las estructuras con suelos reforzados con geomallas, permiten una solución económica y segura que puede ser utilizada en diversas aplicaciones

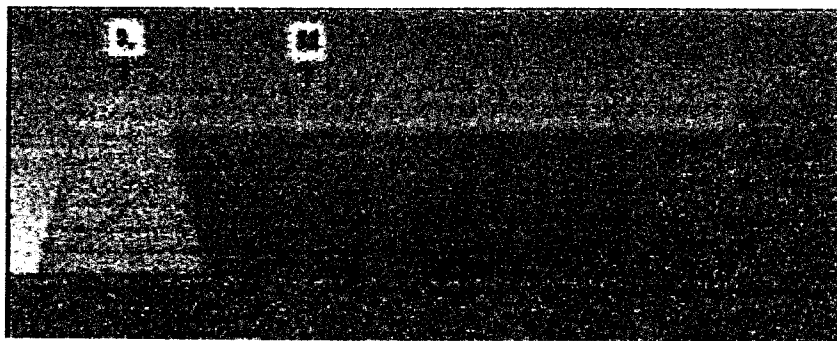
- ❖ Aumentar el volumen disponible en rellenos saturados.



- ❖ Construir presas de tierras para desechos sólidos y líquidos. En todas estas aplicaciones, la flexibilidad de los productos, la facilidad de construcción y la posibilidad de utilizar cualquier tipo de suelo disponible en el sitio, son algunas de las ventajas técnicas y económicas de las estructuras reforzadas con geomallas respecto a otras soluciones.



Terraplenes reforzados para aumentar el volumen de un relleno



Presa de terraplén reforzado con mucho mayor volumen disponible, y la misma ocupación de suelo.

Leyenda:

L -presa de terraplén reforzado;

M -Presa de terraplén no reforzado.

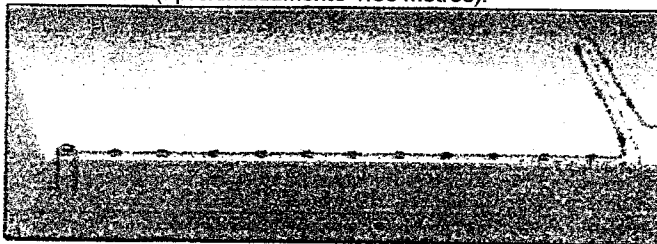


PROCESO CONSTRUCTIVO

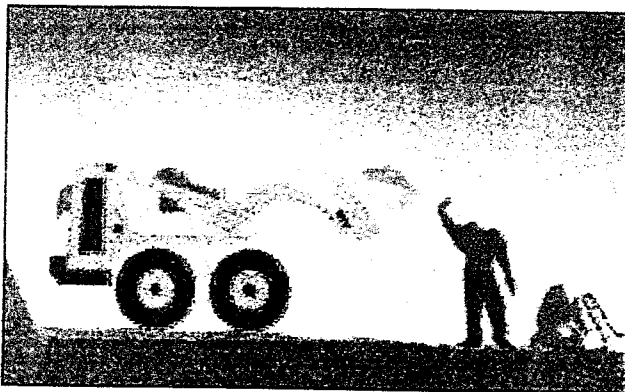
1. Corte las geomallas, forme la cimbra con malla de acero y prepare sendas varillas de anclaje. Después nivele y compacte la capa base, coloque y alinie encima la cimbra conectando cada extremo sujeto a la malla con alambre o plástico.



2. Coloque las geomallas de refuerzo en capas horizontales perpendiculares a la cara y a lo largo de la cara interna de la cimbra de acero, ancle la malla al suelo mediante grapas en forma de "U" y temporalmente coloque la última porción de la malla fuera de la cimbra. La última porción de malla corresponderá a la longitud total de la envoltura (aproximadamente 1.50 metros).



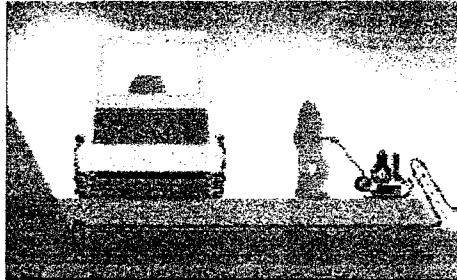
3. Coloque la bioestera en el lado interno de la geomalla en la cara y coloque las varillas de anclaje para fijar la cimbra.



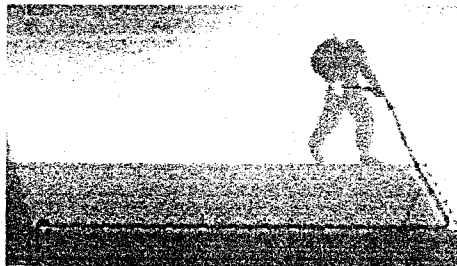
4. Coloque el suelo sobre la geomalla a una altura aproximada de 0.30 m. y compactela hasta alcanzar una compactación no menor al 95% Próctor Standard;



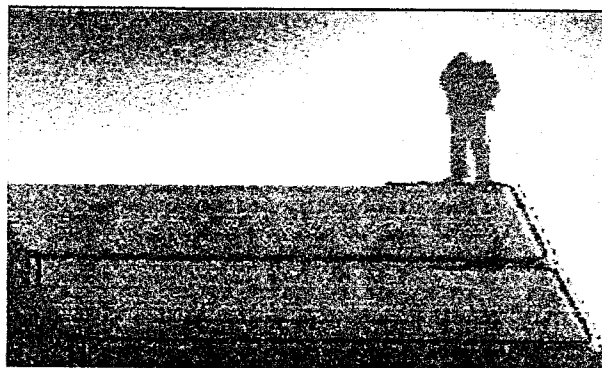
alrededor de 1.00 m. cerca de la cara la compactación deberá ser mediante el uso de maquinaria ligera, placa vibratoria o similar, mientras que el otro bloque reforzado puede ser compactado con maquinaria pesada.



5. Envuelva la porción final de la malla, previamente manténgala fuera de la cimbra; hacia el interior, tense ligeramente la malla y áncela al suelo mediante grapas en forma de "U".



6. Repita los pasos 1 al 5 hasta finalizar los trabajos. Luego hidrosiembra la cara y en su caso, coloque en la cara una geoestera para fomentarla, así como para esconder los elementos sintéticos y metálicos y para proteger la hidrosiembra.





EJEMPLO DE APLICACIÓN

EL PROBLEMA

En la parte central de Taiwán, un exclusivo fraccionamiento requería extender su construcción en la cima de un área montañosa. El propietario planeó maximizar el espacio utilizable para albergar algunas casas y villas de lujo. Con la finalidad de crear más espacio para casas nuevas, los ingenieros consideraron construir un muro de 35 m de altura, con 60° de inclinación y 250,000 m³ de relleno, extraído de un banco de una colina cercana.

Los elementos considerados para el diseño fueron el impacto ambiental, estética, maximización del espacio utilizable y la completa utilización de los materiales de relleno existentes en el sitio.

LA SOLUCIÓN

Se consideraron varias opciones, y en función de los costos se optó por la construcción de un muro de 35 m de altura reforzado con geomalla.

El muro de 35 m de altura se conformó por taludes parciales de 5 m de altura con una inclinación de 2.1 (V: H) y bermas de 2.5 m. Para la realización del diseño se consideró factor sísmico, material de relleno existente, suelo de cimentación adecuado, y drenaje en la parte posterior, así como acabado con vegetación.

Para el refuerzo del relleno se seleccionó la geomalla mono-orientada de polietileno de alta densidad (HDPE). El sitio se localiza en un área de bosque subtropical, donde las tormentas torrenciales son muy frecuentes, por lo que el contratista tenía que terminar la obra dentro de un período de tres meses.

El sistema de instalación fue construido por cimbra de madera preparada en el sitio con amarres que permiten dar el ángulo requerido y soportar la presión durante la compactación. Las geomallas fueron colocadas utilizando una grapa de acero en forma de "U", colocada sobre el suelo de relleno compactado. La vegetación en la cara fue colocada con un sistema de presiembra en la cara del talud dentro de la geomalla.

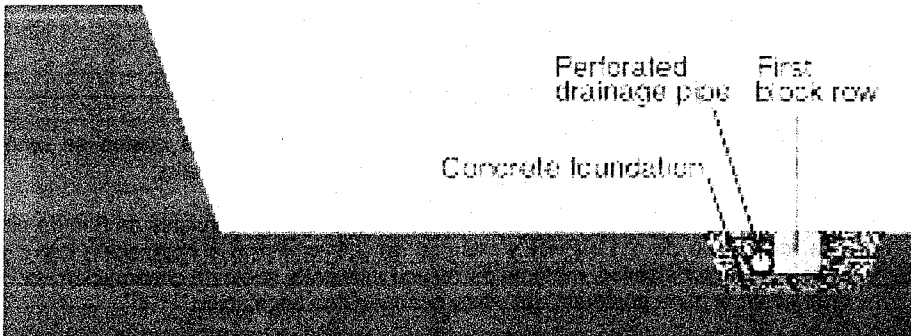
Para evitar que la vegetación se perdiera en la época de sequía, se diseñó un sistema de irrigación, que consistía en tubería flexible (½") y aspersores uniformemente distribuidos en la cara del talud. Los escurrimientos provocados por las lluvias torrenciales se consideraban críticos para la estabilidad local en la cara del talud: por tal motivo se colocaron drenes horizontales mediante geocompuestos, tanto vertical como horizontal de 1.5m.



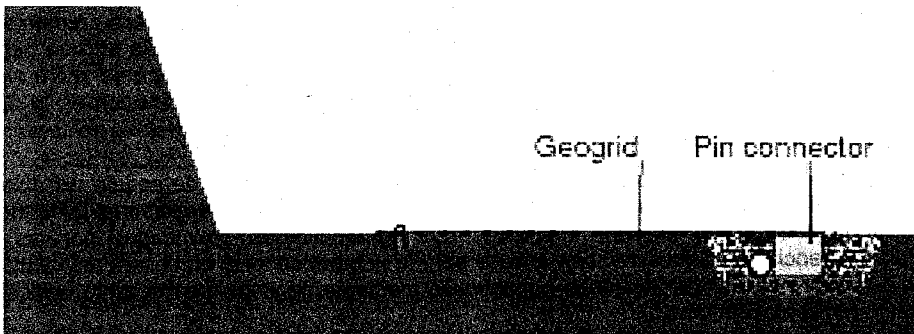
SISTEMA MUROFORTE

Procedimiento Constructivo:

1. Nivele el suelo existente o la excavación y realice una pequeña zanja (0.30 m. de profundidad y 0.70 m. de ancho) para la elaboración de una pequeña cimentación en concreto o con grava compacta. Coloque el primer block siguiendo la cimentación, de esta forma la parte superior de la cara del block es alineada con la base del muro (0.20 m. de profundidad). Coloque un tubo ranurado para drenaje de agua detrás de la primera hilada de bloques. Rellene por encima la zanja y junto a los bloques con material granular para drenaje.

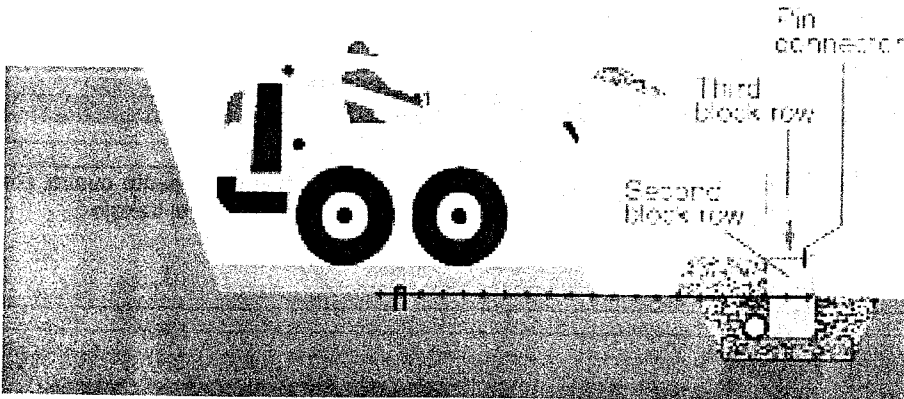


2. Instale las geomallas de refuerzo en forma horizontal en la base del muro, perpendicular a la cara. Ancle la geomalla en el bloque inferior y al suelo con un ancla en forma de "U".

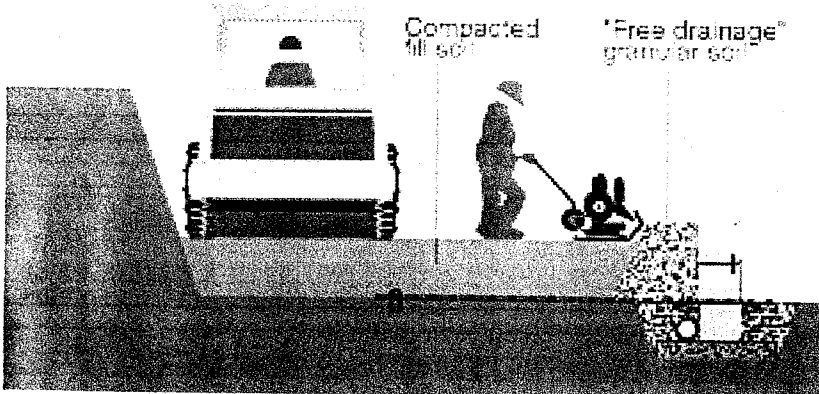




3. Introduzca las anclas conectoras inoxidables dentro de los bloques y llene por encima de la primera hilada de los elementos de la fachada con material granular seco (tamaño máximo de agregado de 30 milímetros) y compacte manualmente al interior de los huecos del block. Coloque la segunda hilada de bloques; inserte las anclas conectoras al soporte de la tercera hilada de bloques. Extienda 0.20 m. de material de relleno sobre las geomallas para permitir el tránsito del equipo de construcción. Rellene alrededor de 0.30 m. detrás de los bloques con material granular para permitir el drenaje de agua.

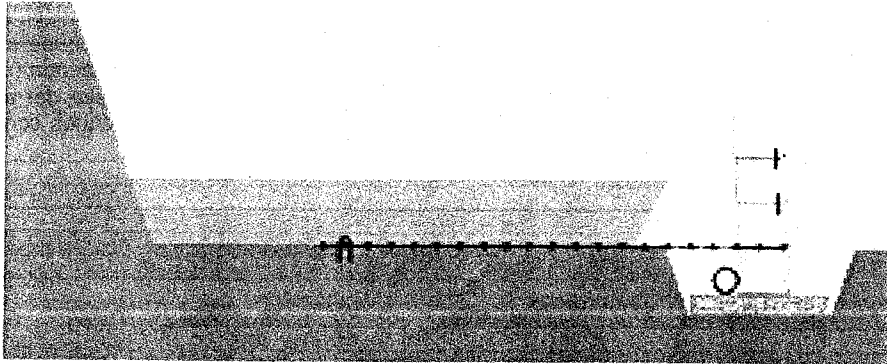


4. Concluya con el tendido del material de relleno sobre las geomallas hasta que el espesor de 0.20 m. del material de relleno alcance una buena compactación con una densidad no menor al 95% Proctor Estándar. Cerca de la fachada (aproximadamente 1.00 m.) La compactación se llevará a cabo usando equipo manual vibratorio.

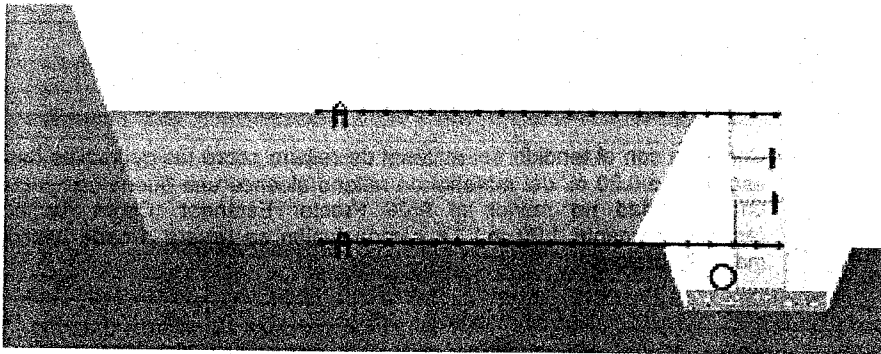




5. Coloque en adelante las hiladas de bloques, inserte las anclas conectoras y llene con material inerte como en las hiladas anteriores.



6. Extienda y compacte el material de relleno como en el punto cuatro. Repita las operaciones desde el punto 2 al punto 6 hasta completar el trabajo.



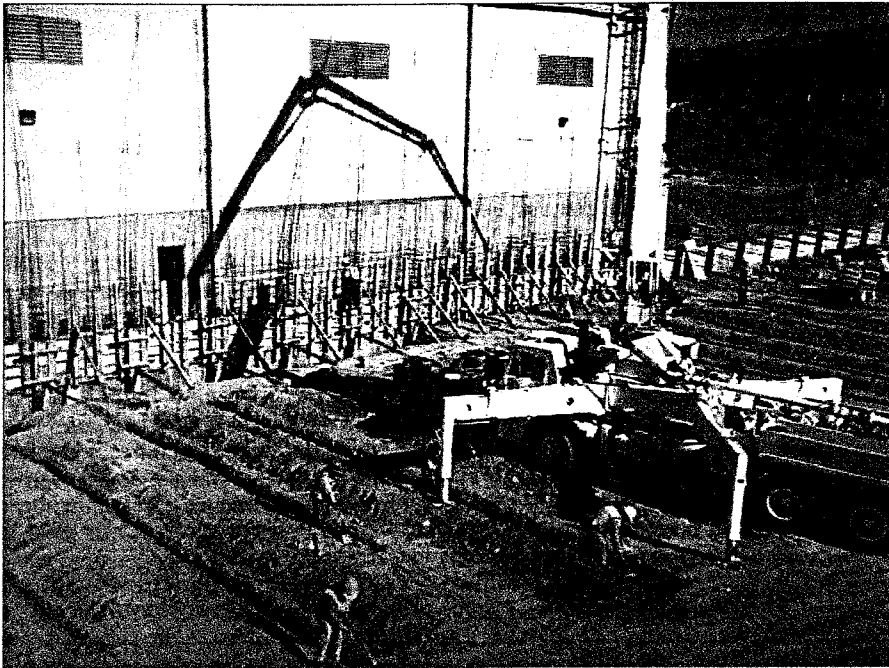


6.7 Muro Atirantado

DESPLANTE SOBRE TOBAS

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- 1) Se limpiará la superficie de la toba cementada.
- 2) Se colocará una plantilla de $f'c = 100 \text{ Kg. / cm}^2$ sobre la toba, de 6 cm. de espesor.
- 3) Se colocará la zapata dejando salidas las varillas verticales de la costilla y del muro. Ver fig. 6.7.1. Se colocará el tubo de 4" con geotextil paralelo al muro y tubos de fierro galvanizado de 2" de diámetro, perforados, de longitud igual a la altura del relleno, e instalados a separaciones de 6.0 m.
- 4) Se colocará un tramo de costilla y muro de 2.4m de altura dejando bien ancladas y salidas las varillas horizontales de la dala con un largo de 1.50m y con la punta roscada para recibir un conector, a la altura especificada para la dala.
- 5) Se empezarán a colocar y compactar las capas del terraplén hasta la altura de la parte superior de la dala. Los suelos en esta zona serán los más arenosos que se encuentren en el predio o bancos de préstamo. La franja de 2.50m de ancho junto al muro se compactará con rodillo de mano habrá una barrera paralela al muro que impida el paso del equipo pesado dentro de esta franja.
- 6) Se hará una zanjita de 0.15m de altura por 0.30m de ancho, en la superficie del terraplén, se colocará la varilla de refuerzo de las dalas con separadores para dar recubrimientos. La varilla en la dala se puede colocar en paquetes para dar recubrimientos. La varilla de la dala no podrá empalmarse ni soldarse en campo, se usarán conectores para unir sus tramos.
- 7) Se colará la dala con $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ y acabado rugoso por arriba.
- 8) Se colocarán placas de espuma de uretano o poliestireno según la Figura 6.7.2 encima de la dala después del colado, de 0.35 por 0.80 m por 0.08m de espesor, solamente junto a la costilla Fig. 6.7.2.
- 9) Se podrá tender suelo sobre la dala al día siguiente y compactarlo a los tres días del colado.
- 10) Se seguirá construyendo el terraplén hasta la altura de la parte superior de la dala siguiente.
- 11) Se construirá simultáneamente el tramo de muro de contención siguiente, hacia arriba, según el inciso 4) y siguientes.



MURO ATIRANTADO



CONSTRUCCIÓN DE DALAS PARA MURO ATIRANTADO



Fig. 6.7.1 CORTE ZAPATA DE MUROS TÍPICA

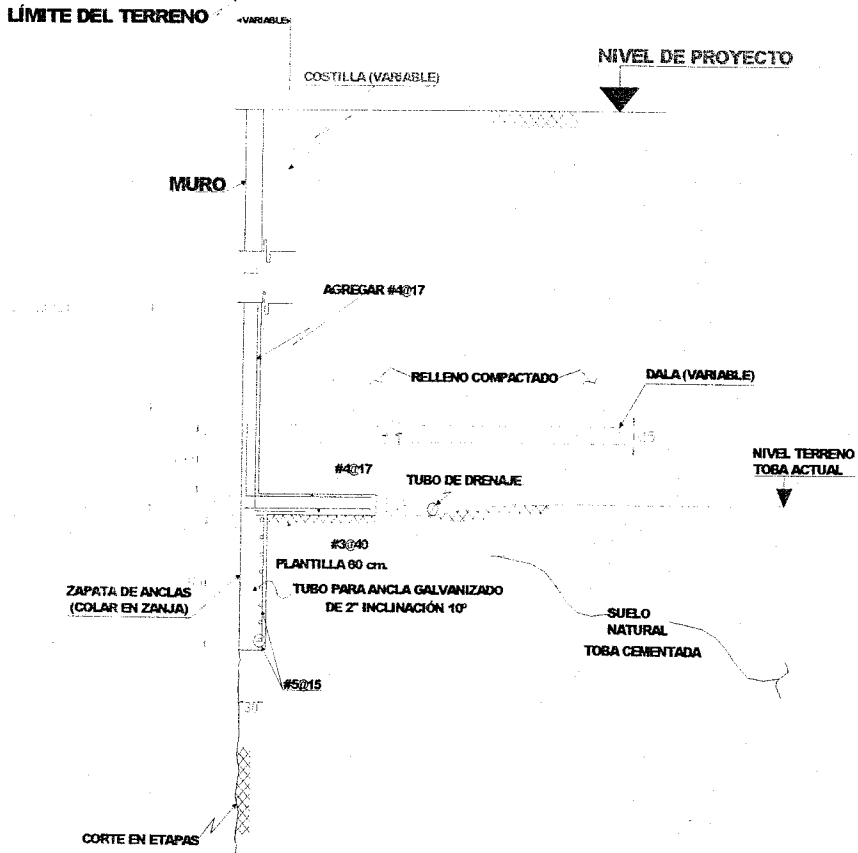
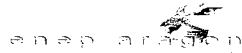
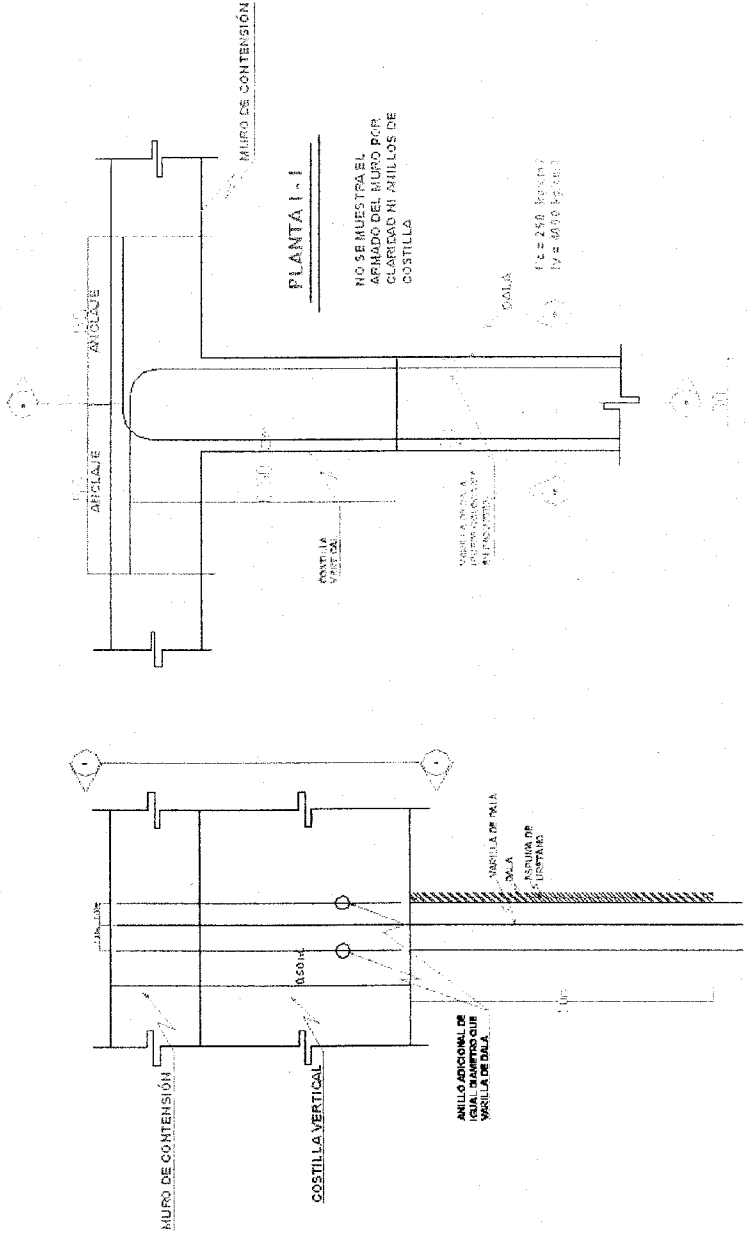




Fig. 6.7.2

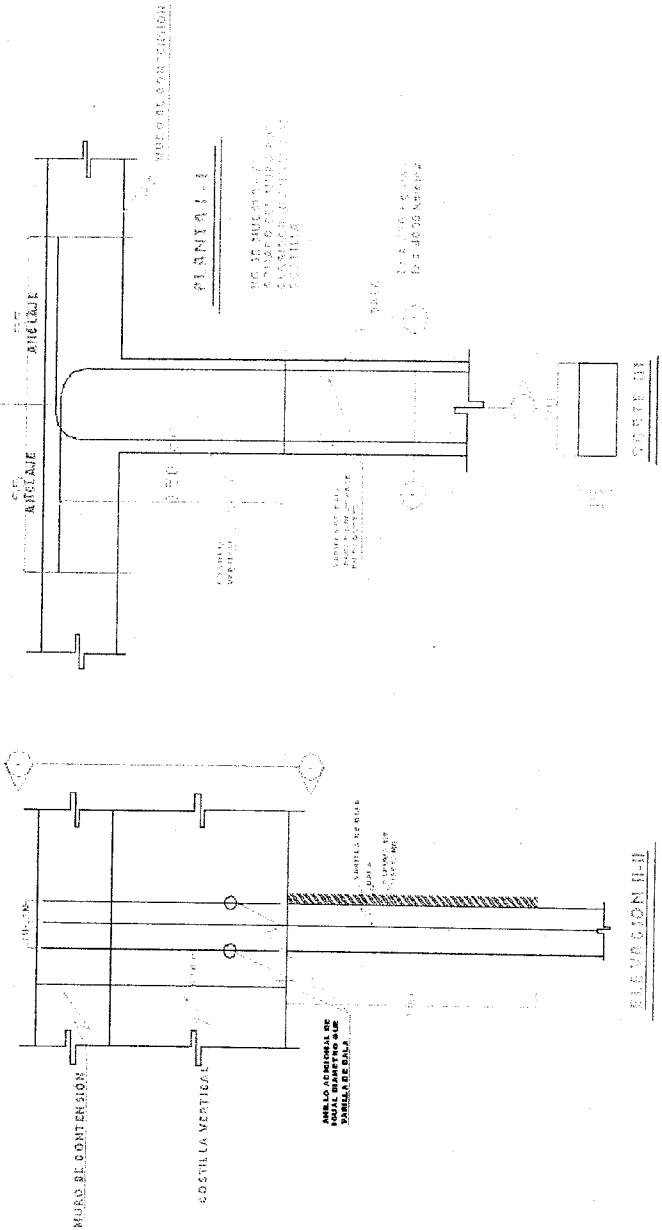
DETALLE DE ANCLAJE DALA A CASTILLO





MURO ATIRANTADO

DETALLE DE ANCLAJE DALA A CASTILLO





LOTE 3
MURO DE CONTENCIÓN ATRANTADO
ALTURA 2.60 m.



SECCION TÍPICA
NO SE INDICAN COSTILLAS

BALDA DE CONCRETO DE 0.3m X 0.10m (TÍPO)

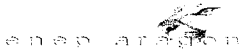
DESPLANTE EN TORA CEMENTADA

HABRÁ ANCLAS EN CORTES

MURO DE CONTENCIÓN ATRANTADO
NOTAS

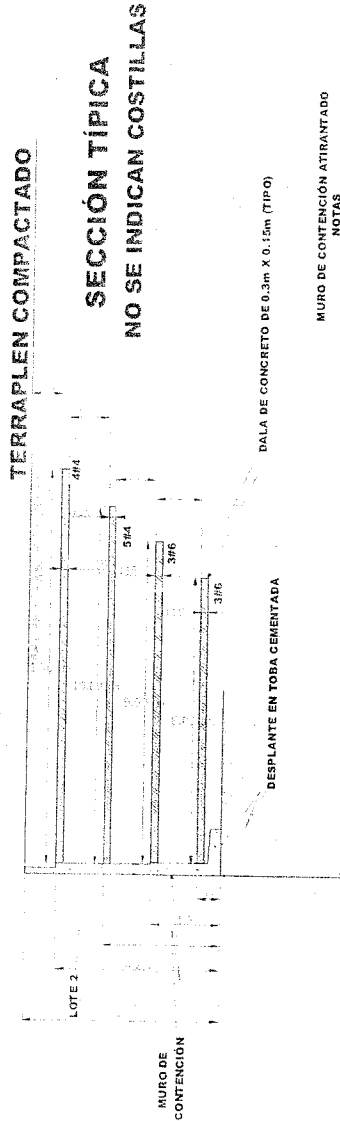
1. LA VARILLA DE LAS DALAS HORIZONTALES DE ANCLAJE NO PODRÁ TRASLAPARSE NI SOLDARSE; SE USARÁN CONECTORES PARA UNIR LOS TRAMOS DE VARILLA, SE PUEDE COLOCAR EN PAQUETES DE 2.
2. EL MURO SE CONSTRUIRÁ CON UNA INCLINACIÓN DE 2% HACIA ATRÁS.
3. EL MURO DE CONCRETO TENDRÁ PERFORACIONES, PARA SALIDA DE AGUA DE 2" DE DIAMETRO ESPACIADOS A 2.5 m. HORIZONTALMENTE POR 1.20 VERTICALMENTE.
4. LA COMPACTACIÓN DEL RELLENO ATRÁS DEL MURO EN UNA FRANJA DE 2.5m. DE ANCHO, SE HARÁ CON UN RODILLO DE MANDO. NO PODRÁ USARSE PARA NADA EL RODILLO COMPACTADOR GRANDE.
5. ESCOGER EL SUELO MÁS ARENOSO PARA ZONA BAJO TUBILETAS.
6. COLOCAR TUBOS EN CAUCE Y DRENES PREVIAMENTE DEJAR CONCRETO DE DALAS, RUGOSO, POR ARRIBA.

ESC. 1:100





SAN MARTÍN OBISPO
MURO DE CONTENCIÓN ATRANTADO
 ALTURA 5.00 m.



MURO DE CONTENCIÓN ATRANTADO
 NOTAS

1. LA VARILLA DE LAS DALAS HORIZONTALES DE ANCLAJE NO PODRÁ TRASLAPARSE NI SOLDARSE SE USARÁN CONECTORES PARA UNIR LOS TRAMOS DE VARILLA, SE PUEDE COLOCAR EN PAQUETES DE 2. EL MURO SE CONSTRUIRÁ CON UNA INCLINACIÓN DE 2% HACIA ATRÁS.
2. EL MURO DE CONCRETO TENDRÁ PERFORACIONES PARA EL PASO DE AGUA DE 2" DE DIAMETRO ESPACIADOS A 2.5 m. HORIZONTALMENTE POR 4.30 VERTICALMENTE POR 2.50 m.
3. LA COMPACTACIÓN DEL RELLENO ATRÁS DEL MURO EN UNA FRANJA DE 2.5m. DE ANCHO. SE HARÁ CON UN RODILLO DE MANO, NO PODRÁ USARSE PARA NADA EL RODILLO COMPACTADOR GRANDE. ESCOGER EL SUELO MAS ARENOSO PARA ZONA BAJO TABLETAS.
4. COLOCAR TUBOS EN CAUCE Y DRENES PREVIAMENTE DEJAR CONCRETO DE DALAS, RUGOSO, POR ARRIBA.

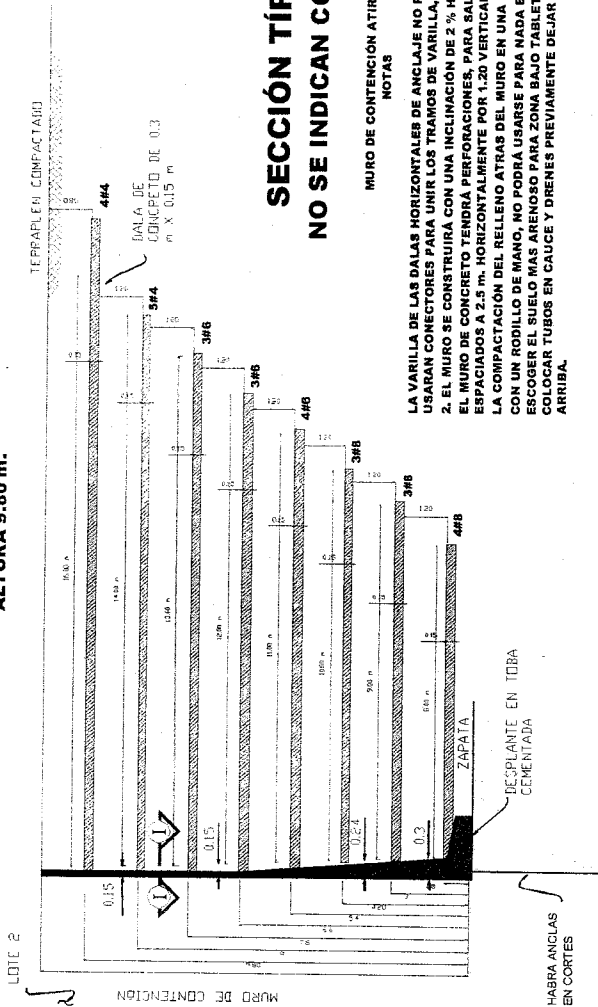
ESC. 1:100





13

LOTE 3
MURO DE CONTENCIÓN ATRIRANTADO
ALTURA 9.80 m.

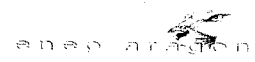


SECCIÓN TÍPICA
NO SE INDICAN COSTILLAS

MURO DE CONTENCIÓN ATRIRANTADO
NOTAS

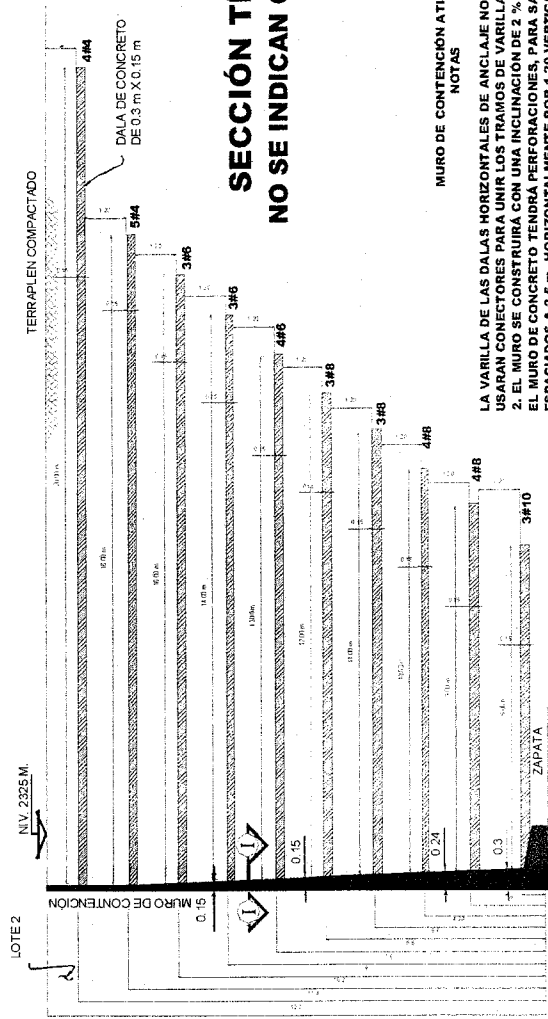
1. LA VARILLA DE LAS DALAS HORIZONTALES DE ANCLAJE NO PODRÁ TRASLAPARSE NI SOLDARSE; SE USARÁN CONECTORES PARA UNIR LOS TRAMOS DE VARILLA, SE PUEDE COLOCAR EN PAQUETES DE 2.
2. EL MURO SE CONSTRUIRÁ CON UNA INCLINACIÓN DE 2 % HACIA ATRAS.
3. EL MURO DE CONCRETO TENDRÁ PERFORACIONES, PARA SALIDA DE AGUA DE 2" DE DIAMETRO ESPACIADOS A 2.5 m. HORIZONTALMENTE POR 1.20 VERTICALMENTE.
4. LA COMPACTACIÓN DEL RELLENO ATRÁS DEL MURO EN UNA FRANJA DE 2.5m. DE ANCHO. SE HARÁ CON UN RODILLO DE MANO, NO PODRÁ USARSE PARA MADA EL RODILLO COMPACTADOR GRANDE. ESCOGER EL SUELO MAS ARENOSO PARA ZONA BAJO TABLETAS.
5. COLOCAR TUBOS EN CAUCE Y DRENS PREVIAMENTE DEJAR CONCRETO DE DALAS, RUGOSO, POR ARRIBA.

ESC. 1:100





LOTE 3
MURO DE CONTENCIÓN ATIRANTADO
ALTURA 12.20 m.



SECCIÓN TÍPICA
NO SE INDICAN COSTILLAS

MURO DE CONTENCIÓN ATIRANTADO
NOTAS

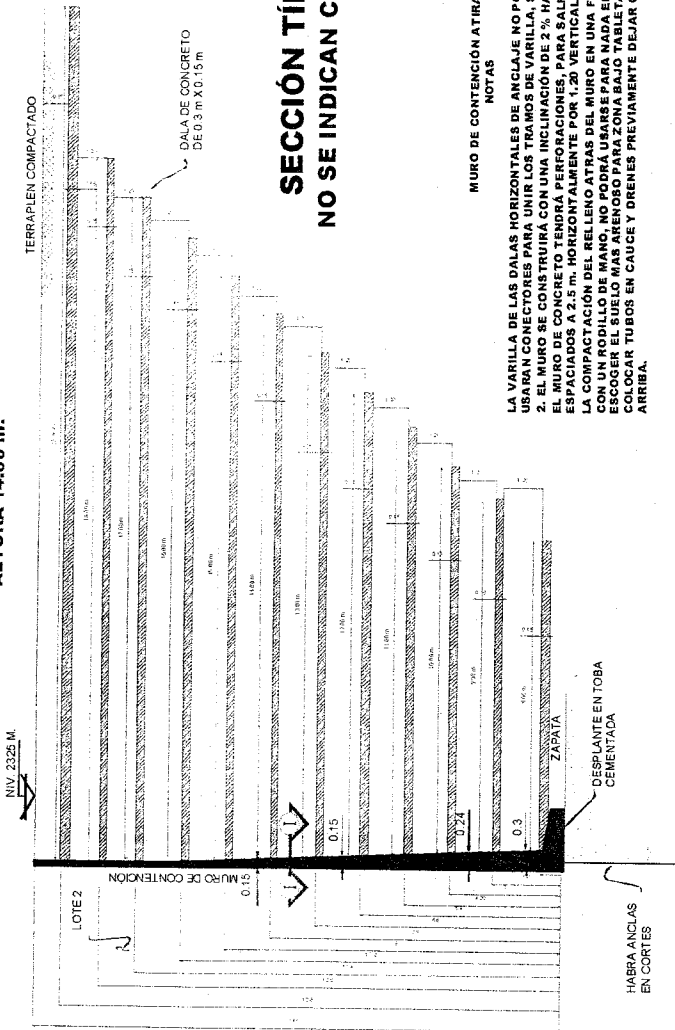
1. LA VARILLA DE LAS DALAS HORIZONTALES DE ANCLAJE NO PODRÁ TRASLAPARSE NI SOLDARSE; SE USARÁN CONECTORES PARA UNIR LOS TRAMOS DE VARILLA, SE PUEDE COLOCAR EN PAQUETES DE 2.
2. EL MURO SE CONSTRUIRÁ CON UNA INCLINACIÓN DE 2 % HACIA ATRAS.
3. EL MURO DE CONCRETO TENDRÁ PERFORACIONES, PARA SALIDA DE AGUA DE 2" DE DIÁMETRO ESPACIADOS A 2.5 m. HORIZONTALMENTE POR 1.20 VERTICALMENTE.
4. LA COMPACTACIÓN DEL RELLENO ATRÁS DEL MURO EN UNA FRANJA DE 2.5m. DE ANCHO. SE HARÁ CON UN RODILLO DE MANO, NO PODRÁ USARSE PARA ZONA BAJO TABLETAS.
5. ESCOGER EL SUELO MÁS ARENOSO PARA ZONA BAJO TABLETAS.
6. COLOCAR TUBOS EN CAUCE Y DREÑES PREVIAMENTE DEJAR CONCRETO DE DALAS, RUGOSO, POR ARRIBA.

ESC. 1:100





LOTE 3
MURO DE CONTENCIÓN ATIRANTADO
ALTURA 14.60 m.



SECCIÓN TÍPICA
NO SE INDICAN COSTILLAS

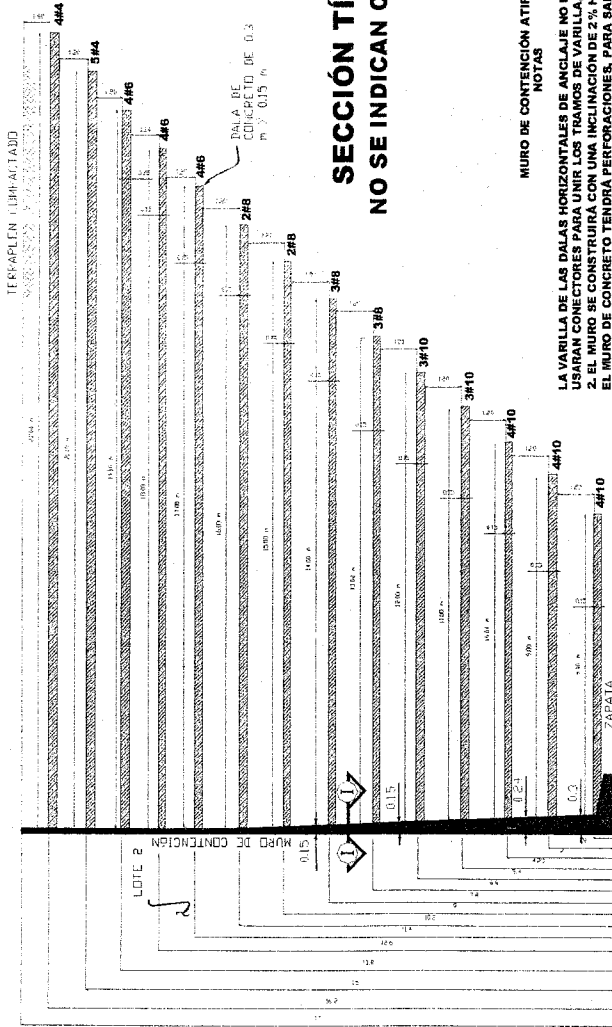
MURO DE CONTENCIÓN ATRANTADO
NOTAS

1. LA VARILLA DE LAS DALAS HORIZONTALES DE ANCLAJE NO PODRA TRASLAPARSE NI SOLDARSE SE USARAN CONECTORES PARA LOS RAYOS DE VARILLA, SE PUEDE COLOCAR EN PAQUETES DE 2.
2. EL MURO SE CONSTRUIRÁ CON UN MARGEN DE SEGURIDAD DEL 2% HACIA ARRIBA. EL MURO DE CONCRETO TENDRÁ PERFORACIONES PARA EL PASO DE AGUA DE 2" DE DIAMETRO ESPACIADOS A 2.5 m. HORIZONTALMENTE POR 1.20 VERTICALMENTE.
3. LA COMPACTACIÓN DEL RELENO ATRAS DEL MURO EN UNA FRANJA DE 2.5m. DE ANCHO, SE HARÁ CON UN RODILLO DE MANO, NO PODRÁ USARSE PARA NADA EL RODILLO COMPACTADOR GRANDE. COLOCAR EL SUELO MAS ARENOSO PARA ZONA BAJO TABLETAS.
4. COLOCAR TUBOS EN CAUCE Y DRENES PREVIAMENTE DEJAR CONCRETO DE DALAS, RUGOSO, POR ARRIBA.

ES C. 1:100



LOTE 3
MURO DE CONTENCIÓN ATRIRANTADO
ALTURA 17.00 m.



SECCIÓN TÍPICA
NO SE INDICAN COSTILLAS

MURO DE CONTENCIÓN ATRIRANTADO
NOTAS

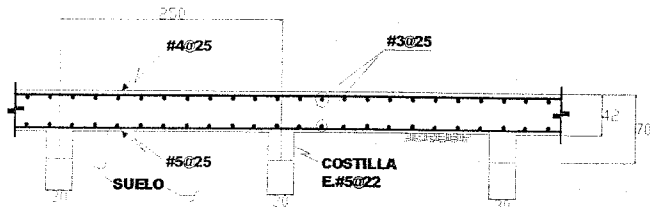
LA VARILLA DE LAS DALAS HORIZONTALES DE ANCLAJE NO PODRÁ TRASLAPARSE NI SOLDARSE; SE USARÁN CONECTORES PARA UNIR LOS TRAMOS DE VARILLA, SE PUEDE COLOCAR EN PAQUETES DE 2. EL MURO DE CONSTRUIRÁ CON UNA INCLINACIÓN DE 2% HACIA ATRÁS.
EL RELENTO DEL MURO DEBE SER HORIZONTALMENTE POR 1.50 VERTICALMENTE.
LA COMPACTACIÓN DEL RELENTO ATRÁS DEL MURO EN UNA FRANJA DE 2.5m. DE ANCHO, SE HARÁ CON UN RODILLO DE MANO, NO PODRÁ USARSE PARA NADA EL RODILLO COMPACTADOR GRANDE.
ESCOGER EL SUELO MÁS ARENOSO PARA ZONA BAJO TABLETAS.
COLOCAR TUBOS EN CAUCE Y DRENES PREVIAMENTE DEJAR CONCRETO DE DALAS, RUGOSO, POR ARRIBA.

ESC. 1:100

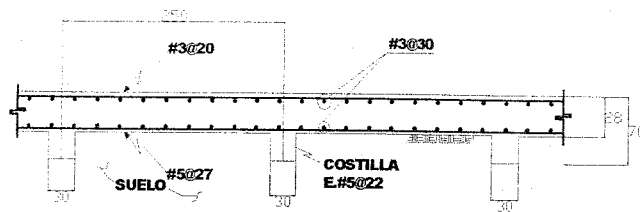


MURO ATIRANTADO ARMADO DE MURO

MURO TIPO 1

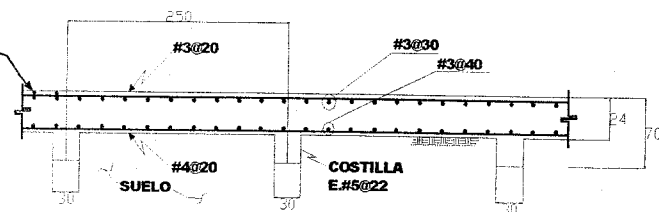


MURO TIPO 2



MURO TIPO 3

POSICIÓN
VARILLA
VERTICAL DE
COSTILLA TÍPICO



$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y=4000 \text{ kg/cm}^2$

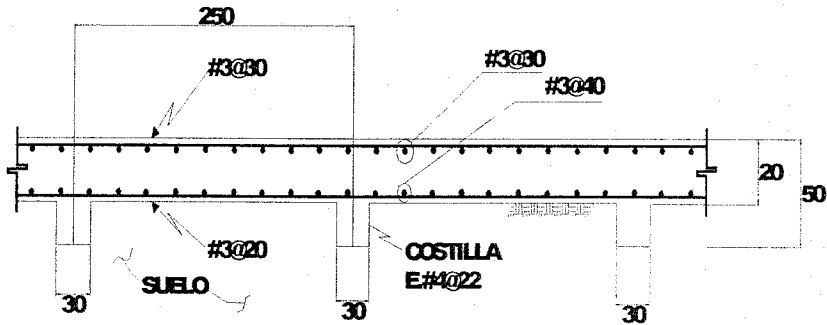


13

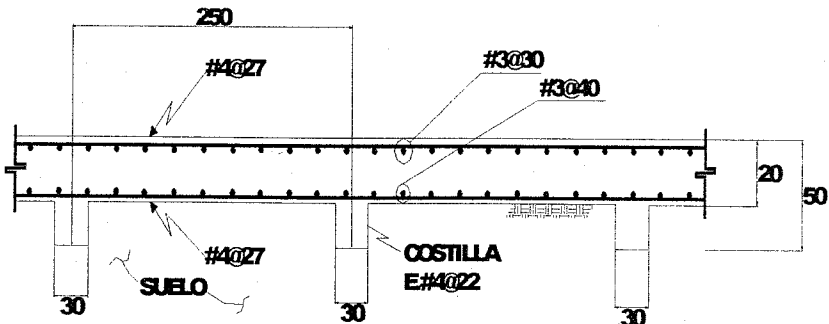
MURO ATIRANTADO

ARMADO DE MURO

MURO TIPO 4



MURO TIPO 5



$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$



6.8 Anclaje

De acuerdo a los resultados obtenidos del estudio de Mecánica de Suelos realizado para el lote denominado KRAFT, que se encuentra en proceso de construcción dentro del Fraccionamiento San Martín Obispo, en particular en la colindancia con el lote denominado HASBRO, en el Municipio de Cuautitlán Izcalli, Estado de México, donde se construirá una nave de tipo industrial, y en el área restante se tendrá una vialidad interior, un patio de maniobras y un estacionamiento superficial que dará servicio a la nave ya las oficinas de cada una de las plataformas proyectadas se consigna lo siguiente:

En la colindancia oriente (Fig.6.8.1) con el predio denominado HASBRO en las zonas donde aflora la toba volcánica, se tendrán taludes con alturas máximas de 14 m de acuerdo a datos proporcionados por el cliente, los materiales que constituyen a estas zonas son básicamente tobas volcánicas constituidas por arcillas limosas con escasa arena de color café claro, con resistencia a la penetración mayor a 50 golpes a partir de 5 m de profundidad media, sobreyaciendo a estos materiales y a partir de la superficie actual del terreno se tienen materiales naturales resistentes con gravas pumíticas con un espesor promedio de un metro, lo que representan ser materiales adecuados, pero sin embargo en esta zona será necesario tomar especial cuidado en los primeros materiales para su excavación, dado que a pesar de ser materiales con más de 50 golpes, su constitución granulométrica refleja inestabilidad para dejar taludes verticales e incluso para dejar taludes con una pendiente ligera y sin anclaje.

Por lo que se recomienda que en esta zona se podrá dejar un talud vertical, siempre y cuando se implementen tres cinturones de anclas permanentes para contener los materiales superficiales a largo plazo, pues son los más desfavorables, ante una posible falla local que es la más probable que ocurra. En las Fig.6.8.2 a la Fig. 6.8.6 se observan los detalles de las anclas recomendadas.

El sistema de anclaje estará constituido por un muro de concreto lanzado de 10 cm. de espesor reforzado con una doble malla electrosoldada 6x6/6-6, y un refuerzo del mismo calibre de 1 m por 1 m en el punto de aplicación del ancla, con 5 cm., adicionales de concreto lanzado en la misma área del refuerzo mencionado.

Las anclas para los dos primeros cinturones estarán localizadas a cada 3 m de separación tanto horizontal como verticalmente, dispuestas en tresbolillo, de 14m de longitud activa cada una, un diámetro de 4", constituidas por un paquete de 5 torones de 0.5" o por un paquete de 4 torones de 0.6" de diámetro con 54 ton de capacidad de carga.

Las anclas para el tercer cinturón estarán localizadas a cada 6 m de separación tanto horizontal como verticalmente.

Dado que el nivel de máxima excavación corresponde a un nivel de piso que tendrá la cota -14 m, para dejar este nivel será necesario dejar taludes verticales en estas colindancias con altura de 14 m.



En las Fig.6.8.7 a la Fig. 6.8.6.8, se presentan un corte representativo a lo largo de la colindancia analizada, en los que se indica el nivel actual de la superficie del terreno, las características de los materiales resistentes de depósito natural que existen en el lugar, en los que se efectuara el corte requerido, se indican los límites y profundidad de la excavación que alojara al proyecto.

El procedimiento constructivo de la excavación que se realizará en ellos, debe contemplar preferentemente el manejo de taludes inclinados, que particularmente proporcionan una mayor estabilidad a los materiales expuestos en la superficie del talud, en una primera etapa de excavación en que no se confinen los materiales mediante alguna estructura de retención. El realizar la excavación con taludes verticales, aun en áreas reducidas y a corto plazo, dado el carácter inestable que presentan estos materiales ante el intemperismo; tiene una alta susceptibilidad a sufrir caídos, desprendimiento de bloques o desconchamientos locales, que generalmente son progresivos, que podría dar lugar a una falla de talud de mayores proporciones.

De acuerdo a los resultados de los análisis de estabilidad de taludes que más adelante se consignan, un talud no protegido por alguna estructura de retención, realizado en los materiales existentes, con altura mayor a 10 m para resultar estable a mediano plazo, con un factor de seguridad del orden de 1.25, deberá tener una pendiente 0.5:1.0 (horizontal : vertical). La excavación en los materiales resistentes de depósito natural requiere realizarse con talud vertical, para el que tendrá un factor de seguridad mayor de 1.5, implica colocar un sistema de retención mediante anclaje constituido por anclas de fricción, con una separación máxima de 3 m entre si, y con una longitud variable 18 y 15.5 m.

Para que los taludes de excavación no invadan el área que cubrirá la estructura proyectada y se desarrollen dentro de los límites de propiedad del predio, en algunos casos deberán tener inclinaciones mayores a 35° que como se vera mas adelante en los materiales existentes, es la inclinación máxima que pueden adoptar los taludes para tener condiciones admisibles.

Debido a que la inclinación de los taludes necesaria para lograr lo anterior, dadas las características de los materiales que constituyen el talud, no corresponden a una condición estable, deberán aumentarse las condiciones de estabilidad de los taludes mediante su retención en la profundidad en la que la excavación se realiza en los materiales existentes empleando una estructura constituida por una placa de concreto lanzado reforzada con malla electrosoldada y retenida por anclas de fricción cuya longitud activa se desarrolle detrás de la superficie potencial de deslizamiento de los taludes definido.

Mas adelante considerando las características de los taludes en cuanto a los materiales que los constituyen, a su geometría es decir, a su altura e inclinación, se determino para cada caso el espesor de la placa de concreto lanzado, el refuerzo de malla electrosoldada, la longitud y distribución de las anclas y el procedimiento constructivo de todo el sistema.



Inicialmente se dejará a lo largo del talud proyectado un corte de talud con un metro de banqueteta y una berma con pendiente 0.5:1.0 (horizontal: vertical).

La excavación se hará con un frente de ataque horizontal y alternada, profundizándose en tramos de 5 m de tal manera que la excavación se efectuó inicialmente hacia las colindancias, perfilando los taludes con la inclinación de proyecto (vertical), instalando la malla sobre la que se aplicará el concreto lanzado y construyendo las anclas y simultáneamente a la instalación de la estructura de retención de los taludes, se excave toda la zona central y una vez tensadas las anclas del nivel excavado se profundice la excavación otro tramo de 5 m, siguiendo el mismo procedimiento hasta alcanzar el NME.

La construcción de la estructura de retención en los taludes cuya inclinación sea mayor a la de 0.5:1.0 (horizontal:vertical), se efectuará para cada nivel de anclaje en dos etapas, de tal manera que inicialmente en la primera etapa se deje una berma con una banqueteta de un metro de ancho y un talud de 0.5:1.0 (horizontal:vertical), y para descubrir el nivel a que se instalan las anclas, se realice en tramos alternados de 5 m de ancho, construyendo en estos tramos la estructura de retención y una vez tensadas las anclas de estos primeros tramos, procediendo a terminar la estructura de retención correspondiente al nivel de anclaje atacado. (Fig.6.8.5). La banqueteta inicial dejada incrementara su longitud (base) conforme se vaya rebajando el talud.

Los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son cohesivos-friccionantes, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene mas probabilidad de ocurrir es el de rotación a lo largo de la superficie de falla cilíndrica o de deslizamiento sobre superficies casi planas ubicadas en la proximidad de la superficie del talud.

Para la determinación del factor de seguridad contra falla por rotación o deslizamiento de los taludes de interés incluyendo sobrecargas de 1.5, 2.0 y 4.0ton/m² sobre la corona del talud y el efecto de la acción sísmica sobre el talud, se empleo un programa de computadora basado en el método de Bishop simplificado.

Considerando un talud con pendiente 1.0:1.0 (horizontal: vertical) las características estratigráficas y físicas de los materiales que atraviesa la superficie potencial de falla y una sobrecarga que varia de 1.5 a 4 ton/m² sobre la corona del talud el factor de seguridad contra de la falla por deslizamiento resulta mayor de 1.25 que es admisible para condiciones de corto plazo. Esta pendiente podría aplicarse en las colindancias analizadas, sin embargo no es posible dado que se invadiría el área de estacionamientos y reduciría los espacios previstos para este proyecto, buscando optimizar el área de estacionamiento.

Para incrementar el factor de seguridad contra falla por deslizamiento de los taludes con inclinaciones mayores de 35° se retendrán parcialmente mediante un muro anclado que cubra y confine los materiales existentes que constituyen el cuerpo de los taludes.



La distribución, número y capacidad de las anclas, será tal que la presión aplicada a los materiales por el muro de concreto lanzado al que se sujetan incrementa la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie potencial de falla aun valor que dé por resultado un factor de seguridad admisible contra deslizamiento para las diferentes condiciones de trabajo del talud. En la Fig.6.8.7 se muestra la distribución y descripción de las anclas que satisfacen la condición anterior, para las diferentes condiciones que se tendrán en las colindancias. En el Anexo se muestran los análisis efectuados para la estabilidad de taludes recomendados.

La posibilidad de que una grieta generada en el talud reduzca su factor de seguridad, dependerá de si la superficie de falla crítica corta la zona de tensiones, en la que resulta factible la generación de grietas.

De acuerdo a los resultados obtenidos y considerando las condiciones del talud mostradas en la Fig.6.8.7, donde se analizó la falla rotacional obteniendo un factor de seguridad el cual es admisible de acuerdo con la práctica de la ingeniería de cimentaciones ^{*}, pero si se encuentra al límite será necesario colocar un sistema de retención que incremente el factor de seguridad.

En general se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones alargo plazo debe ser de 1.5, por lo que es necesario colocar un sistema de retención (muro anclado) que incremente el factor de seguridad.

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se consideró la geometría del talud mostrado en Fig.6.8.7, donde a las fuerzas actuantes se les sumó el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual al peso de material dentro del círculo crítico multiplicado por el coeficiente sísmico, el cual se tomó como 0.053.

De acuerdo con el análisis anterior se obtuvo un factor de seguridad para condiciones dinámicas, que son admisibles de acuerdo a la práctica de la ingeniería de cimentaciones ^{*} pero se encuentra al límite. Se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a corto plazo debe ser de 1.25, por lo que en caso necesario será necesario colocar un sistema de retención (muro anclado).¹

Tomando en cuenta que los resultados obtenidos no sean adecuados a los lineamientos establecidos y considerando que estos se encuentran al límite de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el D.F. se recomienda colocar un sistema de anclaje, que incremente el factor de seguridad de la estabilidad.

¹ Navdocks DM-7, Department of the navy Bureau YAr d an docks Washington 25 D.C., Chapter 7, P. 7



Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada en la Fig.6.8.7 con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4" (10cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión. Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua -cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa de nuevo la perforación. Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.

Tan pronto se concluya la perforación se introduzca el tensor, se inyectará el ancla, obturando la boca del barreno para uniformizar la presión de inyección. La mezcla a inyectar consistirá de una lechada compuesta con agua-cemento, en proporción 1:2, respectivamente.

El agua a utilizar será limpia y debe mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea: una vez logrado esto, se colocará una lechada en el recipiente de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieren las anclas. La inyección se deberá realizar a una presión de 3 Kg. /cm² en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba a al tensor, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
- b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante manómetro, que la presión no sea menor que el valor especificado.
- c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojarán los tensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que al detectarse alguna fuga, en función del volumen inyectado se evaluará en que momento se suspenderá la inyección.

Como medida complementaria tendiente a lograr una completa inyección del barreno, se introducirá una manguera secundaria a este junto a la barra e perforación, hasta la profundidad del bulbo (longitud del ancla) y se inyectará a través de ella si se presentan problemas de inyección a través del orificio de la manguera de inyección en el área central del tensor.

Las anclas serán de fricción y postensadas, de 10 cm. de diámetro, con un desarrollo de 15 grados con respecto a la horizontal y casi ortogonal a la superficie del talud con distribución reticular de 3.0 m en ambos sentidos horizontal y vertical, iniciando a 1.5 m a partir de la corona del talud. Las características del anclaje se indican en la Fig.6.8.2 a la Fig. 6.8.7.



Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar, cuando menos, una muestra de cada 5 anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en 3 probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor a 100 Kg. /cm², la relación agua-cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

Tensión y longitud de anclas

En el análisis se consideró que la longitud activa de las anclas se encontrara por detrás de las zonas de posible deslizamiento.

El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre el interfase ancla-suelo; Broms (1968) y Littlejohn (1970) establecieron la siguiente ecuación para estimar la carga por fricción.

$$P = P_i \tan \Phi D L \pi FR$$

Donde:

- P: Capacidad del ancla, en ton.
- P_i: Presión de inyección de la lechada, Kg. /cm²
- D: Diámetro de cuerpo del ancla, igual a 10 cm.
- L: Longitud del ancla, en m
- Φ: Ángulo de fricción interna del suelo en el que se instalará el ancla, considerada de 32°
- π: 3.1416
- FR: Factor de reducción igual a 0.7

Se obtuvieron las capacidades, longitudes y distribución de anclas mostradas en la Fig.6.8.7.

La carga de tensión que se realiza en cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será el siguiente:

- Se aplicara la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar el 125% de la tensión de diseño.
- Se mantendrá esta tensión por 5 minutos, después se descargara totalmente
- Se volverán a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto, hasta alcanzar esta, y se sujetará el ancla a la estructura de repartición.



Adicionalmente para el volumen de obra deberá considerarse las siguientes notas:

- a) Dentro del concepto de colocación de malla electrosoldada 6x6-6/6 deberá incluirse las varillas para anclarla ($\Phi \frac{1}{2}$ "), las cuales se espaciarán 2.5 m y tendrán una longitud de 40 cm. (en tobas) Además debe incluirse la colocación de drenes, que serán tubos de PVC $\Phi=2$ " y 50 cm., de longitud espaciados 2.5 m (vertical y horizontal) los cuales deberán sobresalir en la malla 20 cm.
- b) Dentro del concepto de anclas deberá incluirse la perforación en el diámetro
- c) indicado, el suministro y habilitado del acero del ancla para la carga especificada y la inyección con lechada de cemento del ancla. Para las cargas especificadas se usará los siguientes cables preesforzados (toron):

Carga	TORON
12 ton	0.5"
15 ton	0.6"

- d) El esfuerzo de malla de 1x1 m, incluirá el labrado de una "caja" de 6 cm., en el corte.
- e) La resistencia del concreto lanzado sería de 200 Kg. /cm²
- f) Y el detalle de las anclas con separadores, se muestra en la Fig.6.8.4

Recomendaciones

Durante la construcción de mejoramiento de taludes deberán considerarse drenes para evitar el empuje hidrostático actuando sobre el muro de concreto el cual incrementa las fuerzas actuales y reduce el factor de seguridad.

Para observar el comportamiento de los taludes se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales con el siguiente procedimiento:

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de comportamiento del talud.

Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará a los taludes para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo del talud a través de la determinación de la evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales en los puntos más representativos de la masa del suelo.



Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró. A continuación se proporciona las recomendaciones para colocar la instrumentación.

❖ **Testigo Superficial**

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior, el perno es de cabeza esférica de 518 x 4 pulgadas y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel para enfocar el tránsito.

❖ **Criterios de Instalación**

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción. Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación señalando una a cada lado de la excavación, en la colindancia con la vía pública; la separación entre testigos superficiales será de 6 m.

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación, según los procedimientos que se describen a continuación:

❖ **Testigos Superficiales**

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación ya las distancias recomendadas.
- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confirmándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada.
- Se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero

❖ **Procedimiento de Medición**

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptica de centrado de precisión de 15 segundos las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato.

Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20m y amplificación de 25 diámetros. Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100m, utilizando estatales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.



Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación.

En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará. Con aproximación de ± 0.5 mm.

Se efectuarán mediciones semanales hasta que la construcción alcance el nivel de banqueta.

Especificaciones para concreto lanzado

a) La calidad de una mezcla para concreto lanzado depende de la relación agua-cemento, el tamaño y graduación de los agregados, el tipo de cemento, los aditivos y la aplicación adecuada.

El procedimiento recomendado de preparación y aplicación de la mezcla es la siguiente:

- Consiste en mezclar las cantidades predeterminadas de agua, cemento y agregados en un recipiente para luego lanzarlos en chorro a las paredes del suelo. Los aditivos acelerantes deben añadirse en la boquilla, es decir, a la salida del chorro. Estos aditivos pueden estar tanto en forma líquida como en polvo.
 - La preparación y aplicación de la mezcla seca depende de los factores siguientes:
 - Granulometría adecuada en los agregados.
 - La humedad de la mezcla antes de llegar a la boquilla debe estar entre el 2 y el 5 por ciento. Una humedad menor agravaría el problema del polvo y una humedad mayor taponaría las mangueras.
 - Adecuado proporcionamiento agua-cemento. Esta operación es realizada en la boquilla, por una persona muy bien entrenada.
 - Características del rebote, que dependen tanto de los tres factores antes mencionados como de los siguientes
1. El ángulo de lanzamiento debe ser normal a la superficie tratada.
 2. La boquilla debe mantenerse de 1.0 a 1.2 m de la superficie tratada.
 3. Las presiones del agua y del aire deben ser constantes y de 5.0 y 5.7 Kg./cm² respectivamente.
 4. La alimentación del aditivo acelerante debe ser constante fácil de ser variada en el momento que se requiera (si la superficie está húmeda, deberá ser mayor la cantidad necesaria de aditivo).



- Mantenimiento del equipo. El manejo de la mezcla seca obliga a mantener limpio el equipo con mayor rigor que las operaciones con el concreto normal. La mezcla seca tiende a acumularse en las aspas de las mezcladoras. Tanto las boquillas como los alimentadores deben limpiarse inmediatamente cuando el ambiente es húmedo.
- Supervisión y operación de alta calidad. El personal de supervisión debe ser altamente calificado. Las cuadrillas de operación deben ser, entrenadas adecuadamente.

b) Características de la mezcla

La calidad de la mezcla para concreto lanzado es función del tamaño y granulometría de sus agregados, calidad del cemento y los aditivos; relación agua-cemento; grado de compactación, y de la adecuada hidratación (cuando se trata de la mezcla seca).

Para que un agregado produzca un concreto lanzado de compactación óptima, máxima resistencia, impermeabilidad y rebote mínimo, debe cumplir con las normas ASTM y su granulometría debe estar de acuerdo con las curvas de la Fig.6.8.9. El martilleo que produce las partículas del agregado grueso sobre la capa de concreto previamente aplicada contribuye a obtener la compactación deseada. Las arenas deben constituir menos del 60% de la mezcla de agregados.

Los requisitos de resistencia a la compresión dependen principalmente del contenido del cemento. Sin embargo, un contenido de cemento excesivo puede dar lugar a contracciones y agrietamiento perjudicial. El contenido de cemento después de la aplicación es, generalmente, mayor que la dosificación de la mezcla producida debido a que el material de rebote está constituido de agregado en una mayor proporción.

El agua debe estar libre de impurezas y debe cumplir con los requisitos de elaboración del concreto común.

Los aditivos acelerantes del fraguado hacen posible la aplicación del concreto lanzado en superficies húmedas y aún sobre filtraciones que, en ocasiones, pueden taponarse. Sin embargo, su empleo debe controlarse ya que reducen la resistencia final del concreto. Cuando se emplean aditivos del 2 al 6% del peso, la reducción de la resistencia no debe ser mayor de 20%. Los valores de la resistencia a la compresión simple a los 28 días deben estar comprendidos entre 150 y 300 Kg./cm², que para fines estructurales son suficientes.



Son dos tipos de máquinas lanzadoras para mezcla seca.

1. La de doble cámara de presión con válvulas de campana intermedia de acción neumática (Fig.6.8.9). La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se cierra ésta y se levanta la presión que abre la válvula de campana intermedia y deja pasar la mezcla de la cámara inferior; en éste se levanta a su vez la presión que cierra la válvula intermedia y la mezcla va alimentándose bajo presión a la tubería de descarga, mediante una rueda de cavidades. Mientras se efectúa la operación de descarga se está alimentando mezcla seca a la cámara superior para empezar un nuevo ciclo. Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga prácticamente continua. Requiere entonces una continua atención del operador, el cual debe desenvolverse con destreza. Son cualidades de este tipo de máquina su robustez y el poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan o requieren frecuentemente mantenimiento".
2. El tipo revolver (Fig.6.8.10). La mezcla seca se alimenta continuamente a la tolva que corona la parte superior de la máquina, de ahí cae el cilindro rotatorio tipo revolver que consta de nueve o más compartimentos cilíndrico donde se deposita la mezcla. Cada carga de mezcla en cada compartimento cae a través de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras. Este tipo manejar agregado grueso más fácilmente que las del otro tipo. Tiene por otra parte, más piezas de desgaste y suelen producir más polvo".
3. Las primeras tienen motor neumático, las segundas pueden venir con motor neumático o con motor eléctrico; por lo general el rendimiento es mayor con el motor neumático aunque el consumo de aire es considerable. Las del primer tipo consumen 600 pies³/min. en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consume cerca de 900 pies³/min."
4. Los rendimientos varían entre 6 y 9 m³/h. La distancia de envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 275 m horizontales y 92 m verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tuberías de acero, en lugar de mangueras, para reducir la fricción. También pueden conectarse en serie dos máquinas, para ganar distancia".

c) Mediciones de Control

Uno de los métodos de control de concreto lanzado es tomar muestras durante la aplicación y efectuar con ellas pruebas de compresión simple a diferentes tiempos, por ejemplo, 48 horas y 28 días.

El muestreo puede realizarse por medio de moldes de madera fijos sobre las paredes para recoger el concreto que se acumula ahí durante la aplicación y después labrar las muestras necesarias.



Otro método de control del comportamiento del concreto lanzado es de la instrumentación que básicamente consiste en la instalación de extensómetros para detectar los movimientos del terreno y de extensómetros, celdas extensométricas (strain gages) y cuerdas vibrantes para la medición de movimientos y deformaciones en el revestimiento de concreto lanzado.

Como método de control, la instrumentación descrita ayuda a detectar con anticipación movimientos y deformaciones que si progresaran pondrían en peligro la estabilidad de la obra. Cuando se detecta en una zona instrumentada una tendencia en los movimientos y deformaciones, aunque de valores muy pequeños, deben efectuarse las lecturas con mayor frecuencia para determinar el empleo de soportes adicionales y verificar posteriormente el efecto de estas medidas correctivas.

En vista de que las mediciones con muy pequeñas (en ocasiones son del orden de la precisión de los instrumentos) deben instalarse y medirse instrumentos embebidos en paneles testigos para poder descartar el efecto de las contracciones químicas y térmicas del concreto lanzado.

Considerando que las anclas tendrán la inclinación que se indica, se determinaron las longitudes necesarias, su distribución y la capacidad requerida. Durante la excavación y conformación de los taludes un ingeniero especialista de Mecanica de Suelos, deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis y en caso necesario de acuerdo al comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación propuesto.

Los anclajes en suelos son elementos inyectados, empotrados en el suelo, en los que por medio de un elemento de tracción de acero (tensor) y un cuerpo de inyección exactamente delimitado por la perforación que lo aloja, (constituido por el cilindro de lechada de cemento que se inyecta a la perforación), se transmite al suelo la fuerza aplicada al muro de concreto lanzado por el tensado del ancla. En la zona no inyectada (en la que el tensor es lubricado) al anclaje mantiene la libertad de movimiento. En la parte exterior el anclaje tiene lugar por medio de cuñas de apriete y un disco de anclaje que sujeta a los torones (paquetes de alambres de alta resistencia).



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

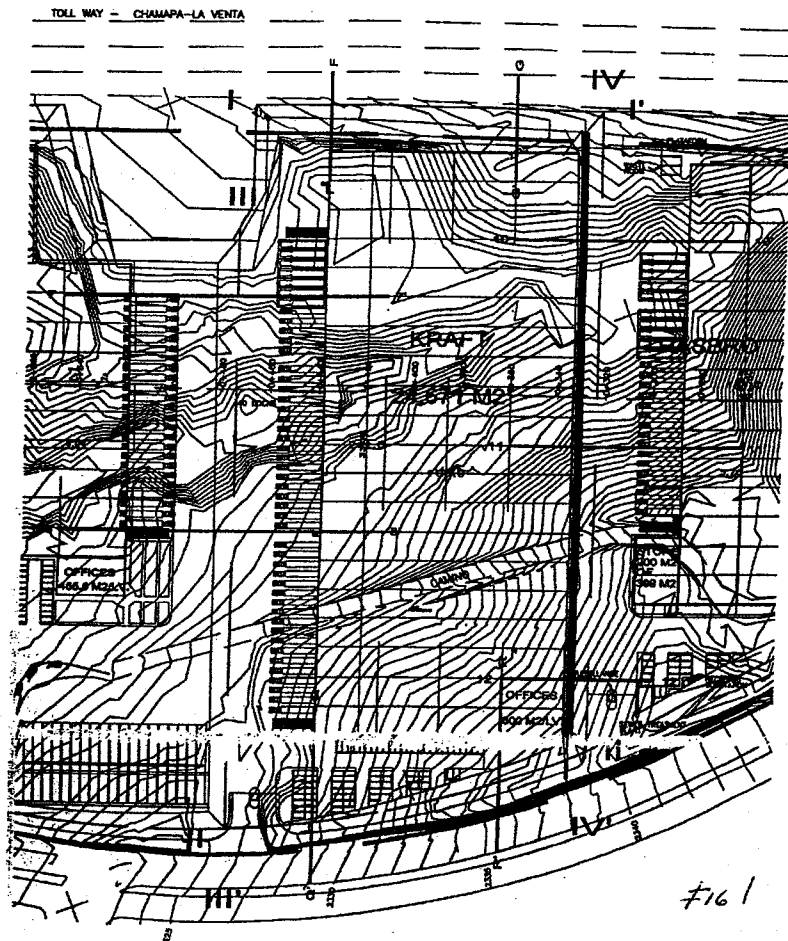


Fig.6.8.1

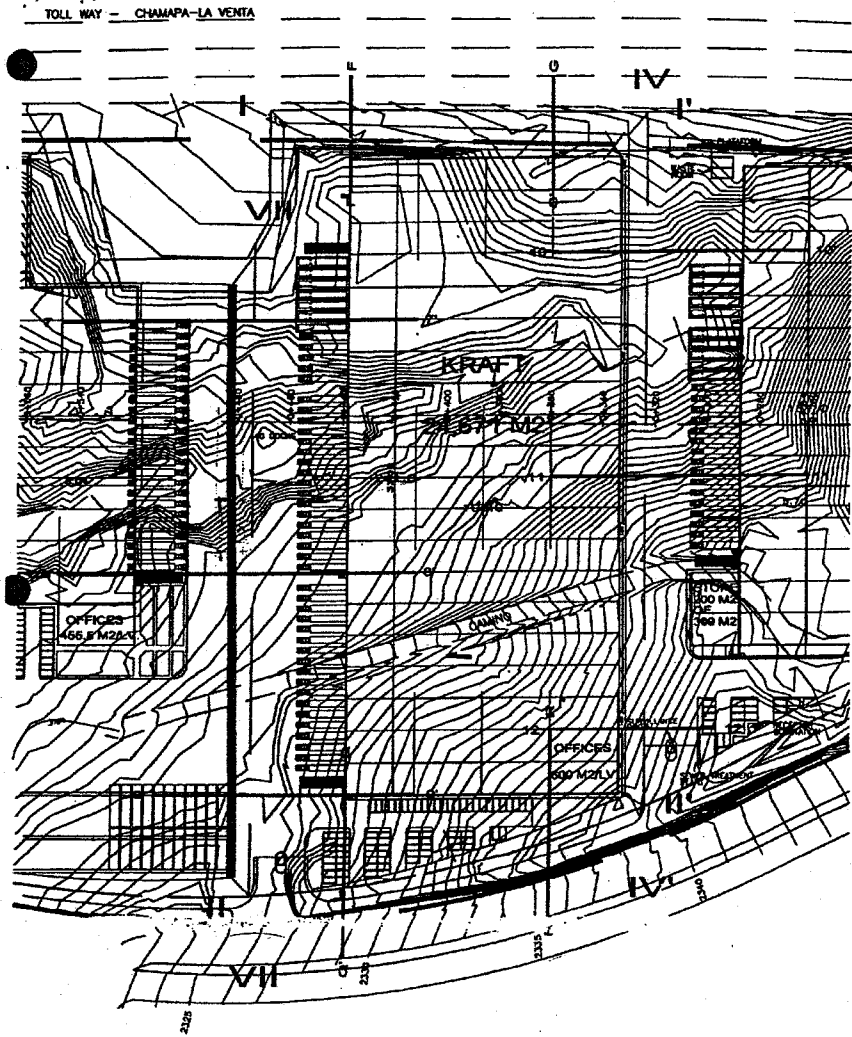


Fig.6.8.2

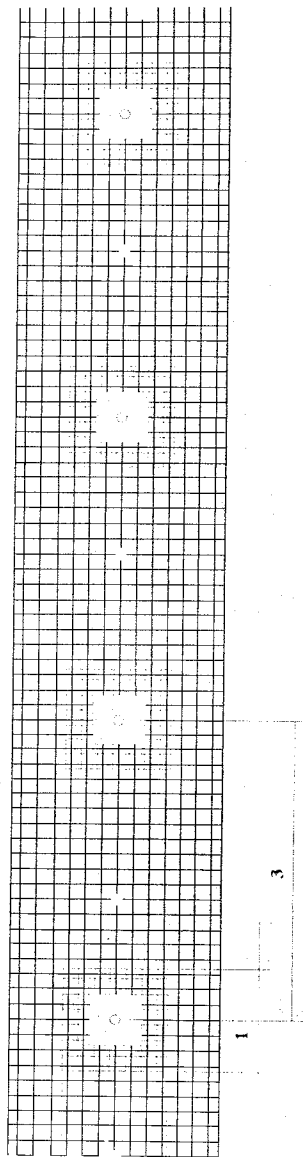


13

DREN 2'0" PROYECCION DE LA 1a. MALLA.

ANCLAS REFUERZO EN CADA ANCLA
MALLA 6X6,4/4

DRENES DE 2'0" PVC@3M.



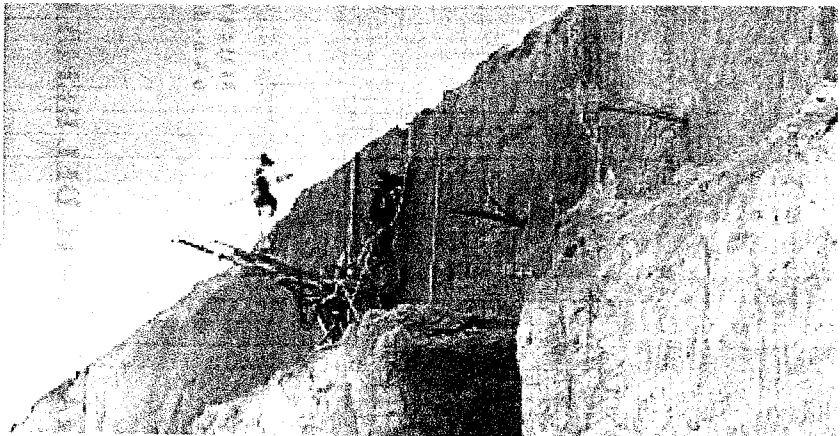
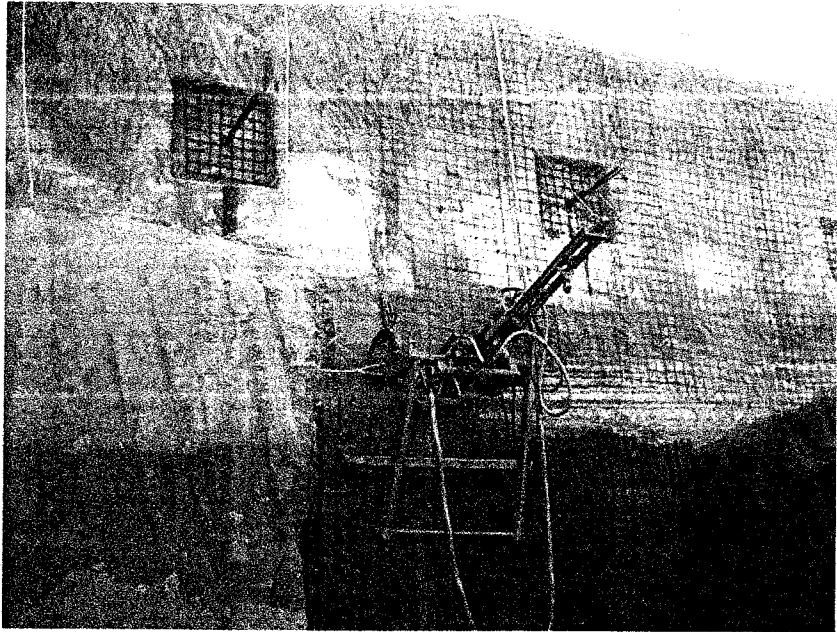
MALLA GENERAL POR CINTURON CINTURON DE ANCLAS
DE ANCLAS

VISTA GENERAL DEL REFUERZO DE ANCLAS 1er. NIVEL

Fig.6.8.3



**DISEÑO GEOTECNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**



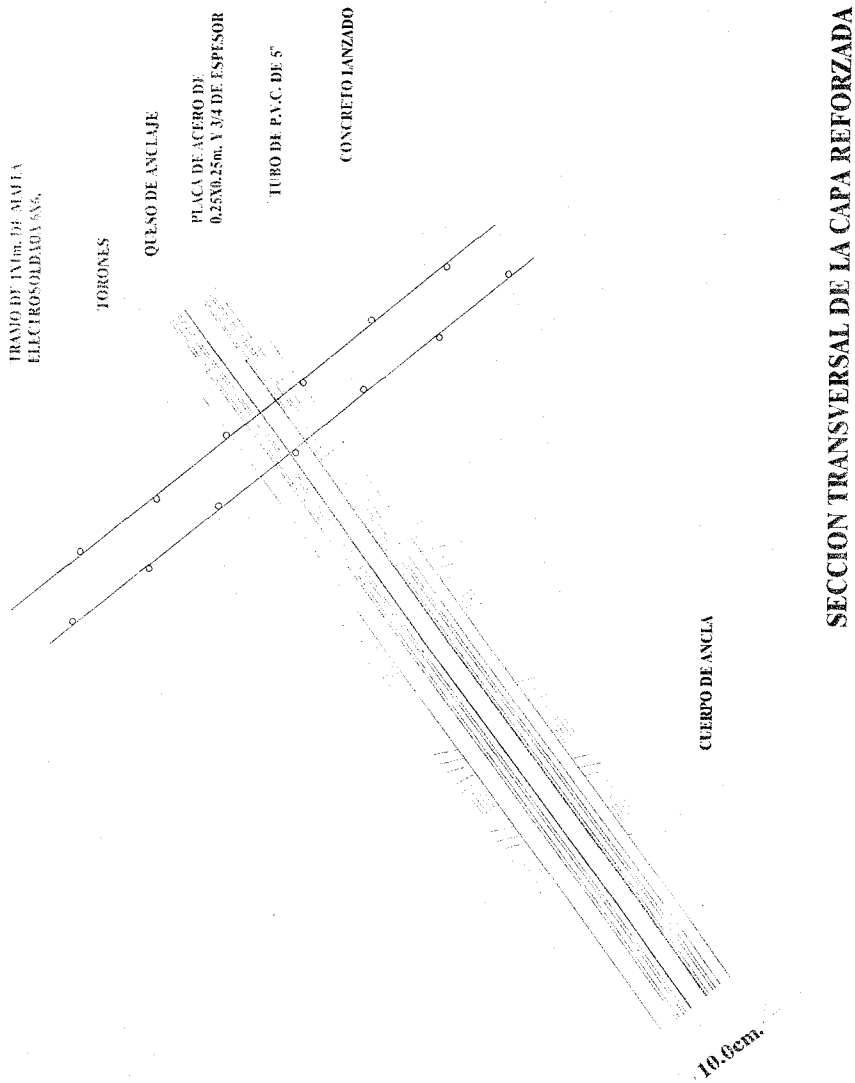
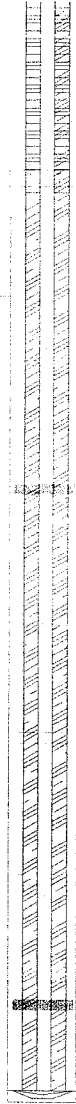


Fig.6.8.4



PLACA DE ACERO
25X25X2.5CM.



TUBO DE P.V.C. 1.5" (INYECCION SECUNDARIA)

CUÑAS DE ACERO

QUISO DE ACERO

CONCRETO LANZADO REFORZADO
CON MALLA 6X6 - 4.4

MAGUERA NEGRA 3"

TORON ENGRANSADO 0.6"

TUBO DE P.V.C. 1.5" (INYECCION PRIMARIA)

PERFORACION

OBTURACION, FLEJADA
Y SELLADA.

TORON LIMPIO 0.6"

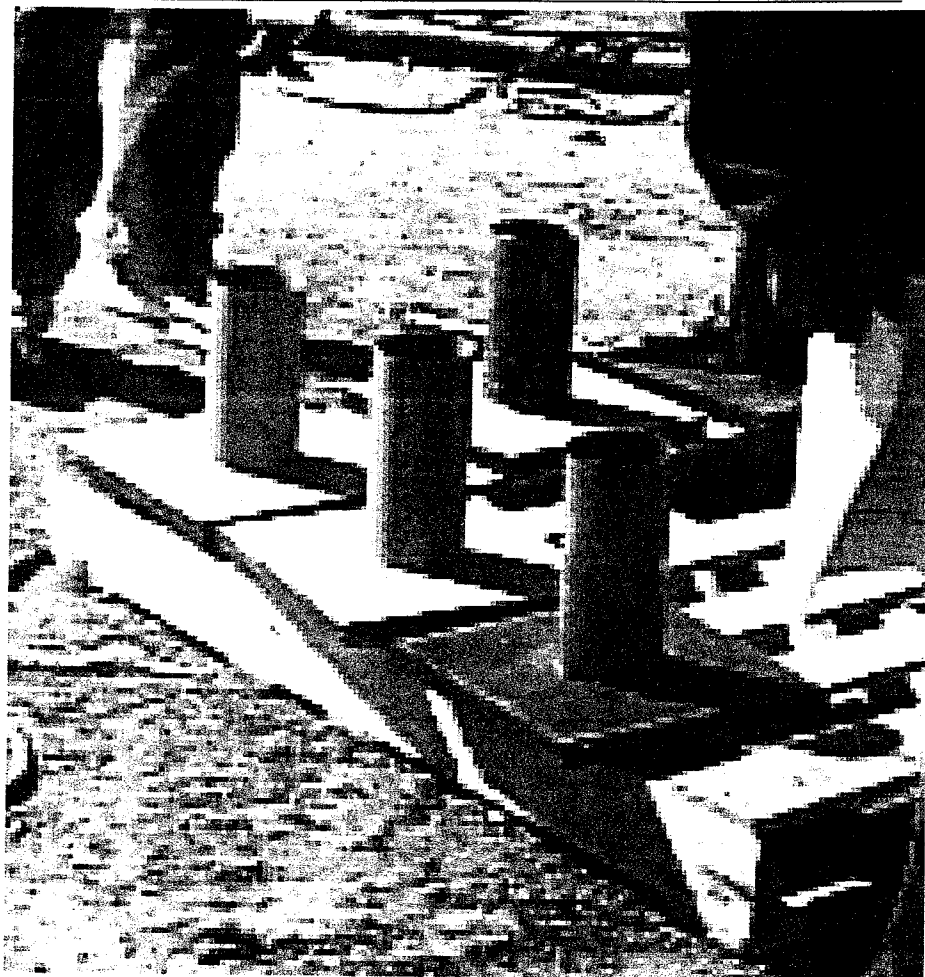
CENTRADOR

ESPACIADOR

CABEZA DE ACERO
PUNTA DE BOLA

ANCLAS DE FRICCIÓN

Fig.6.8.5



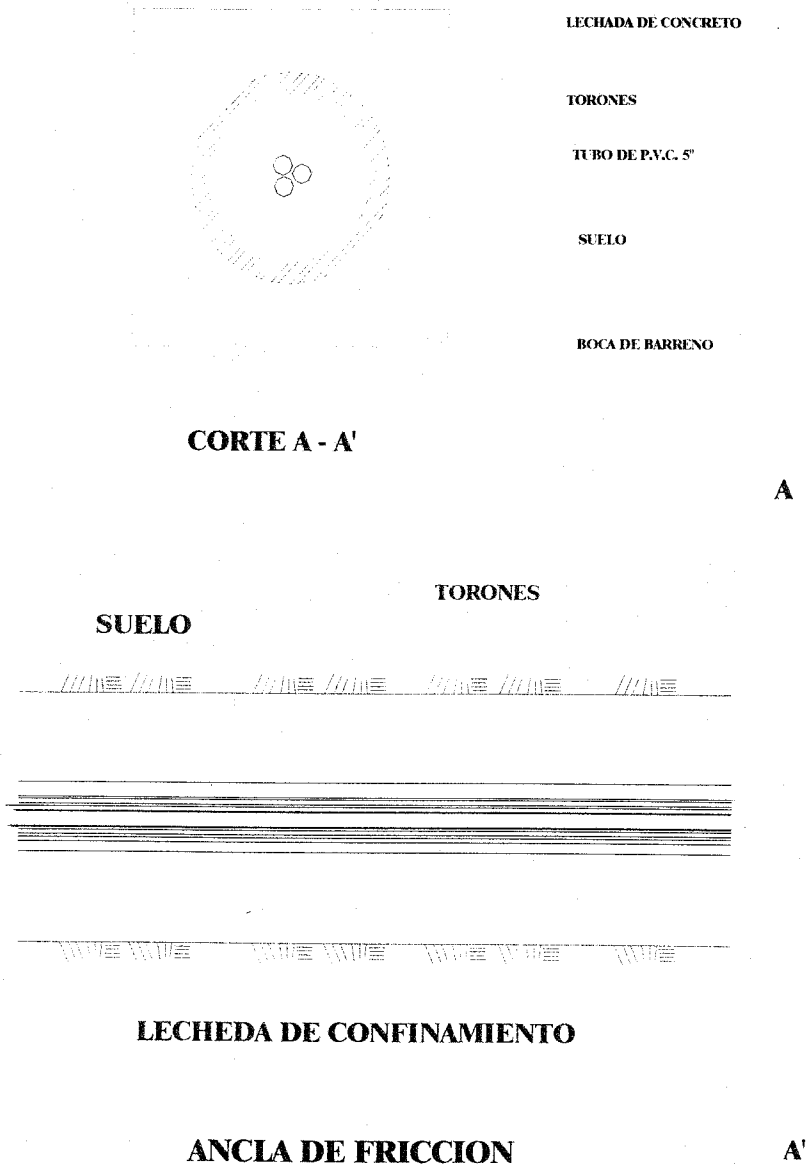


Fig.6.8.6

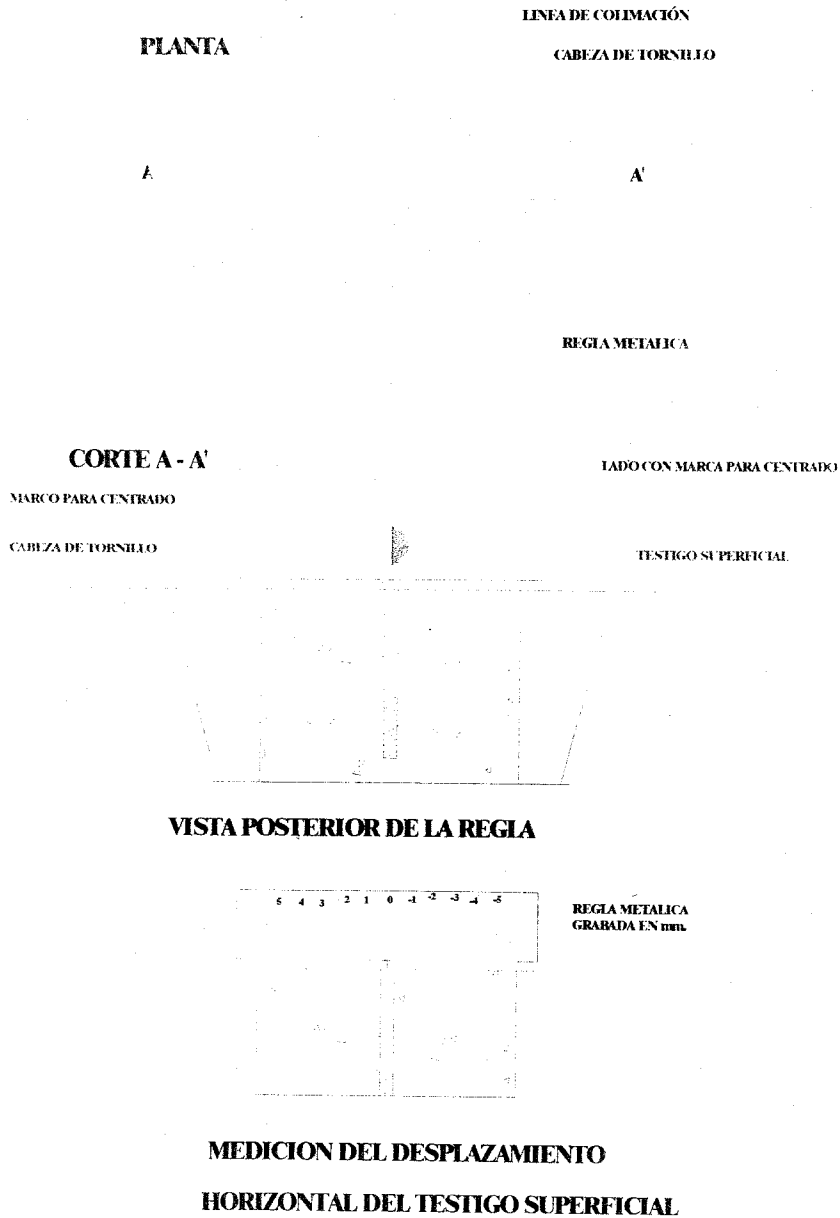
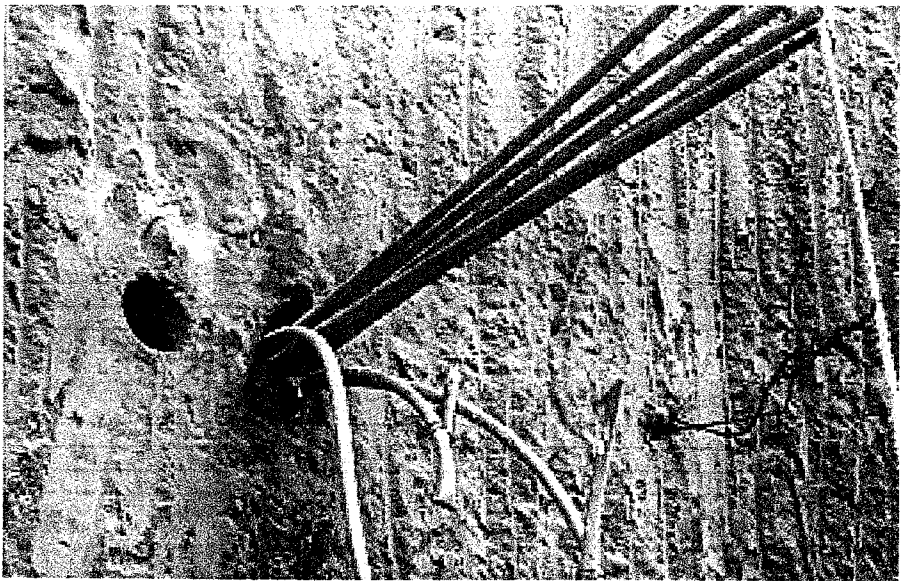
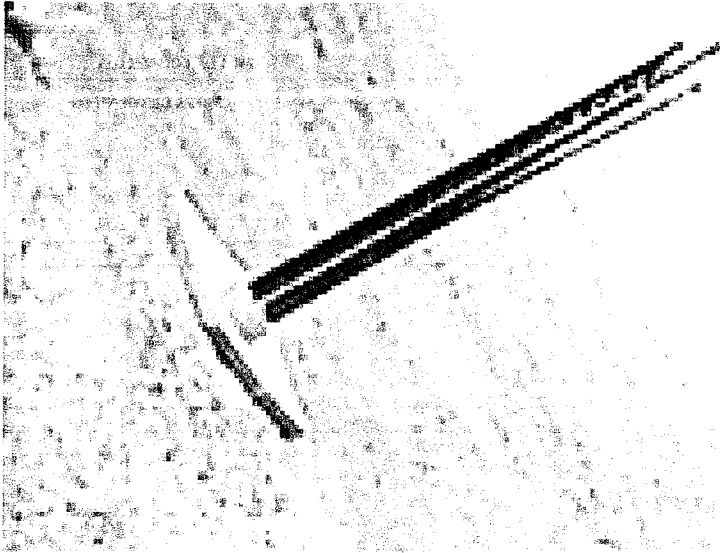
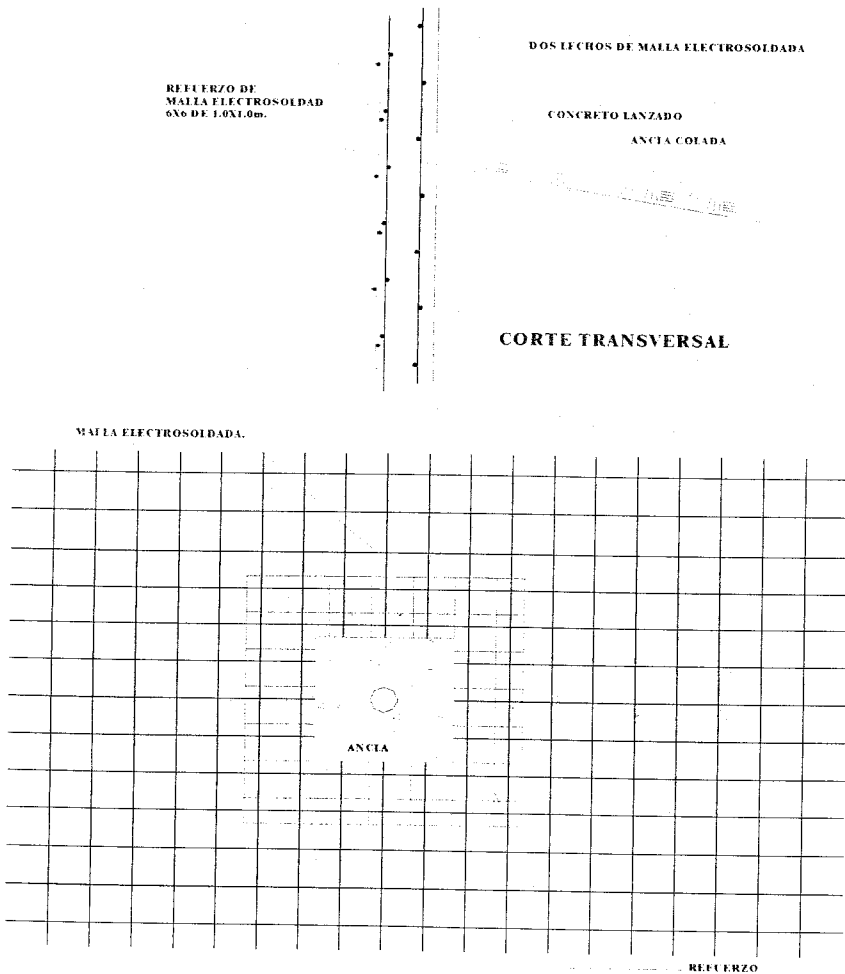


Fig.6.8.7





**DETALLE CONSTRUCTIVO
DEL CONCRETO LANZADO
DONDE SE LOCALIZAN
ANCLAS.**

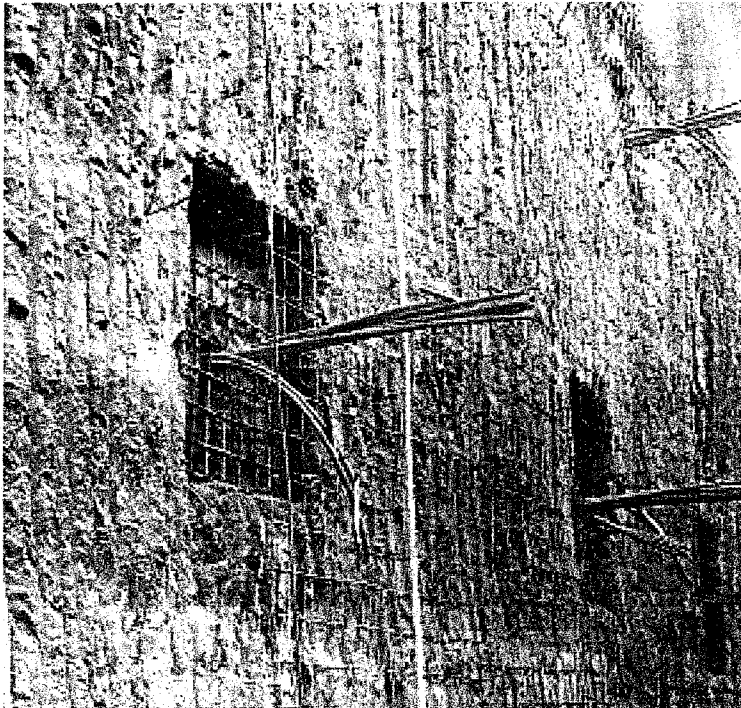


VISTA FRONTAL DEL REFUERZO

Fig.6.8.8



**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





53

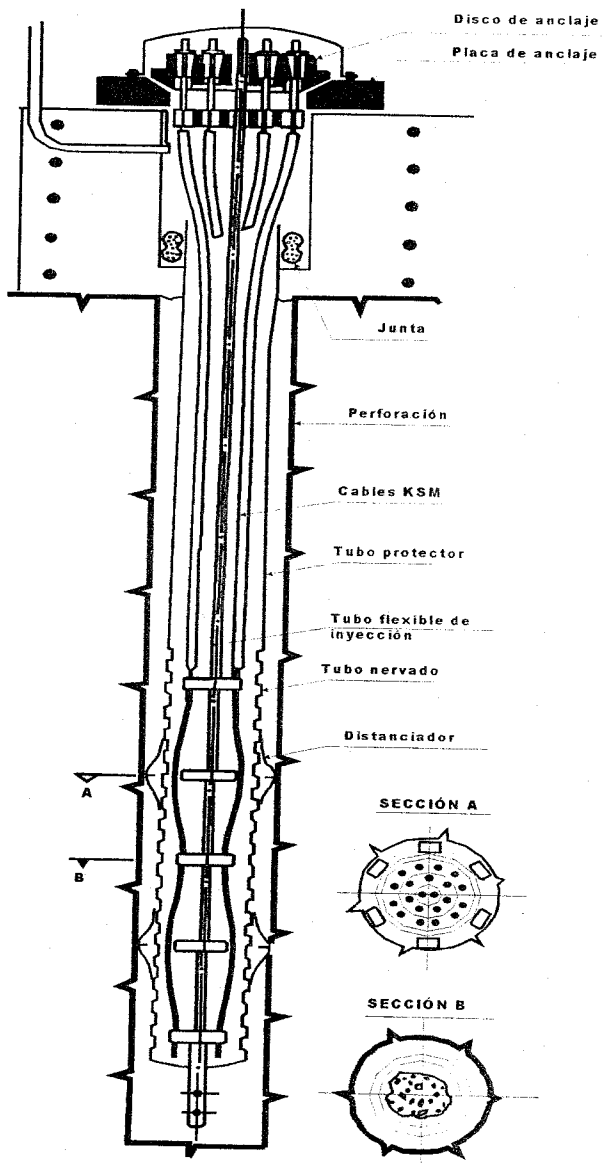


FIGURA No. 4

SISTEMAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN DE ANCLAJES PERMANENTES.

Fig.6.8.9

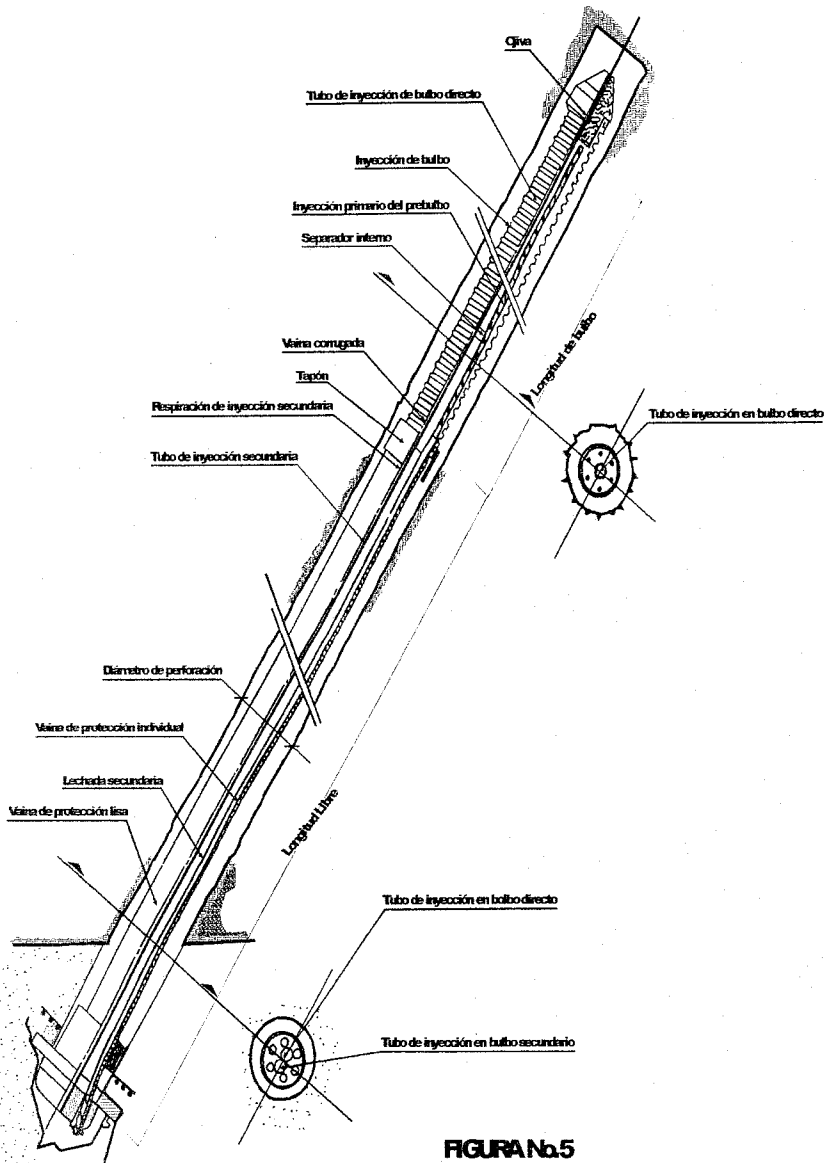
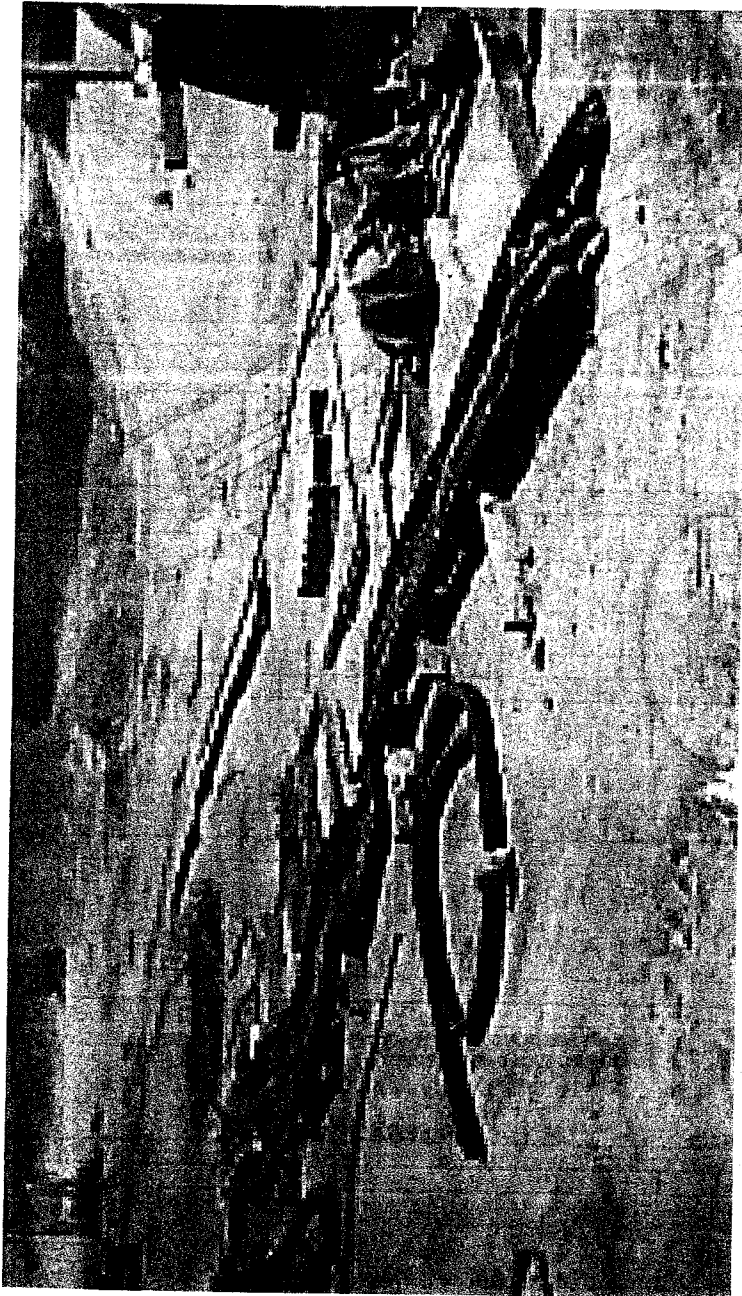


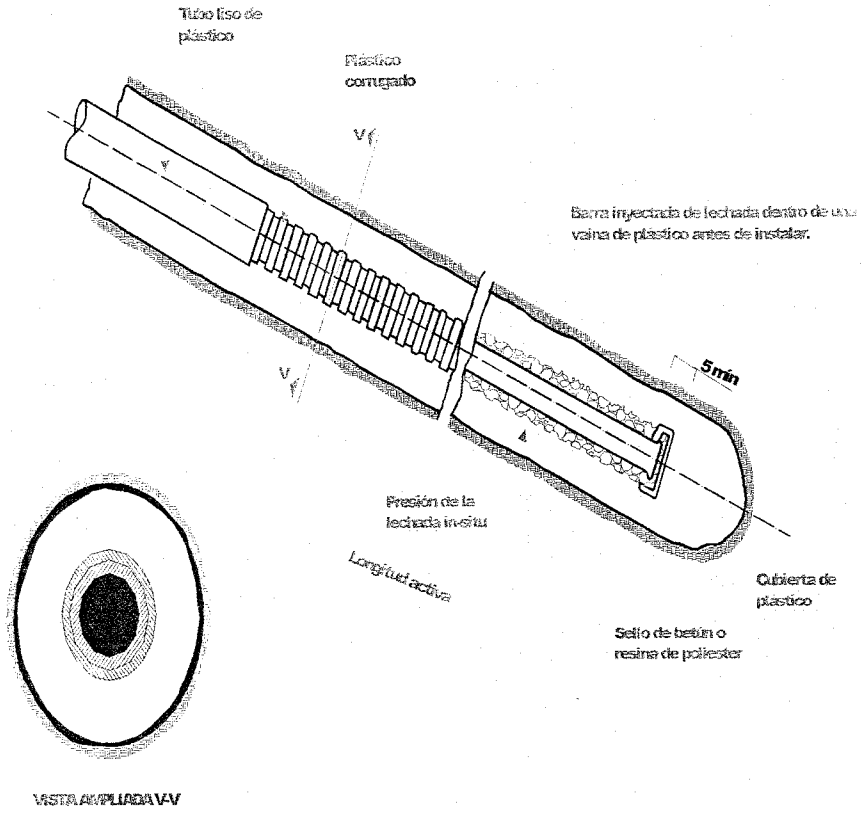
FIGURA No.5
PROTECCIÓN A LA CORROSIÓN
PARA ANCLAJES PERMANENTES.

Fig.6.8.10



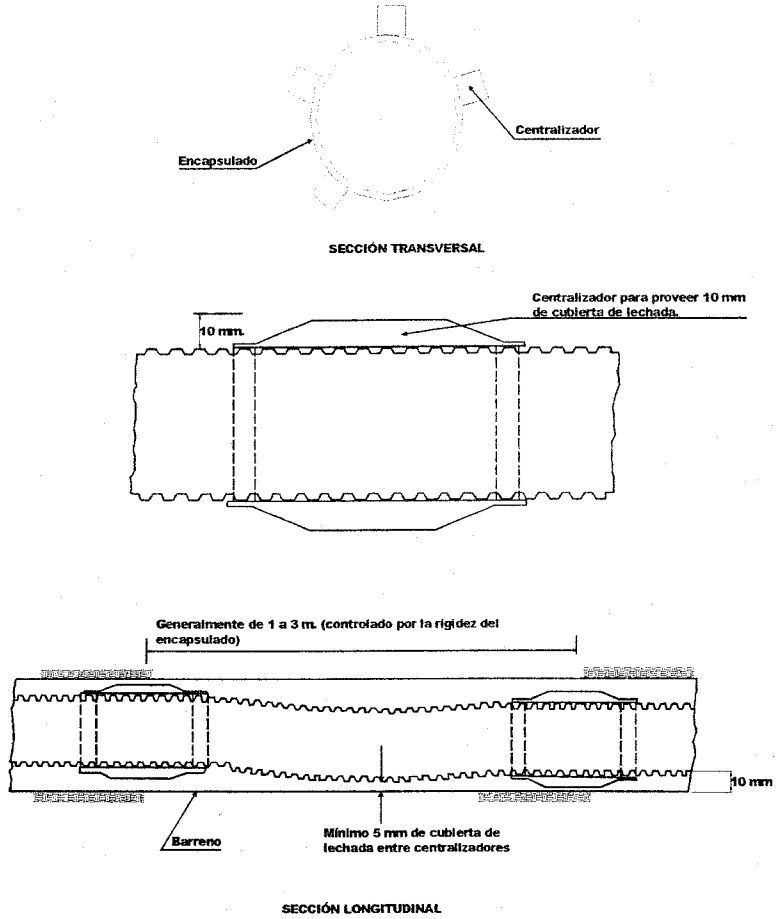
53





TÍPICA PROTECCIÓN DOBLE DE LA LONGITUD ACTIVA DEL TENDÓN DE BARRA REFORZADA O LISA QUE USA UNA FUNDA CORRUGADA DOBLE.

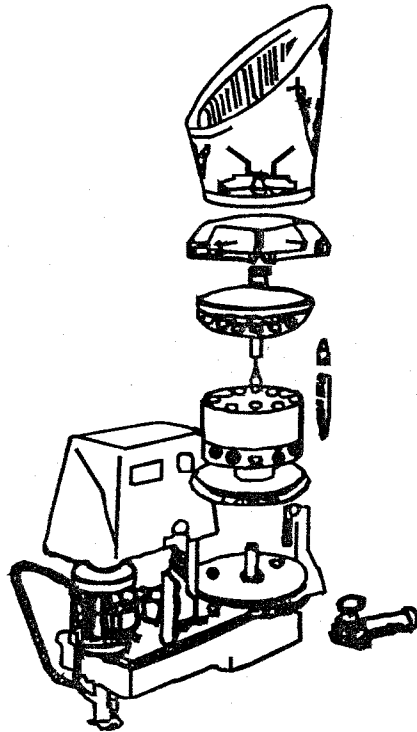
Fig.6.8.11



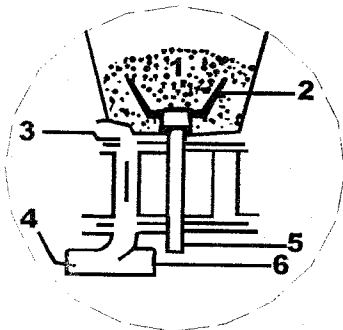
CENTRALIZADOR

Fig.6.8.13





LANZADORA TIPO REVOLVER

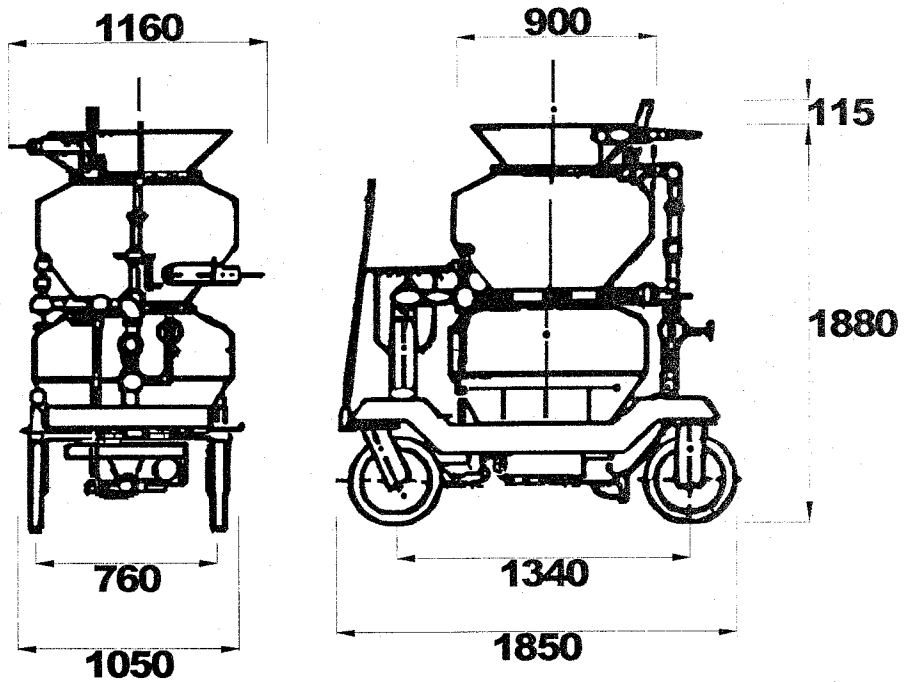


- 1 Materiales secos
- 2 Agitador
- 3 Entrada de aire
- 4 Salida a boquilla
- 5 Eje de rotor
- 6 Aire suplementario

Fig.6.8.14



CONCRETO LANZADO



Acotaciones, en mm.

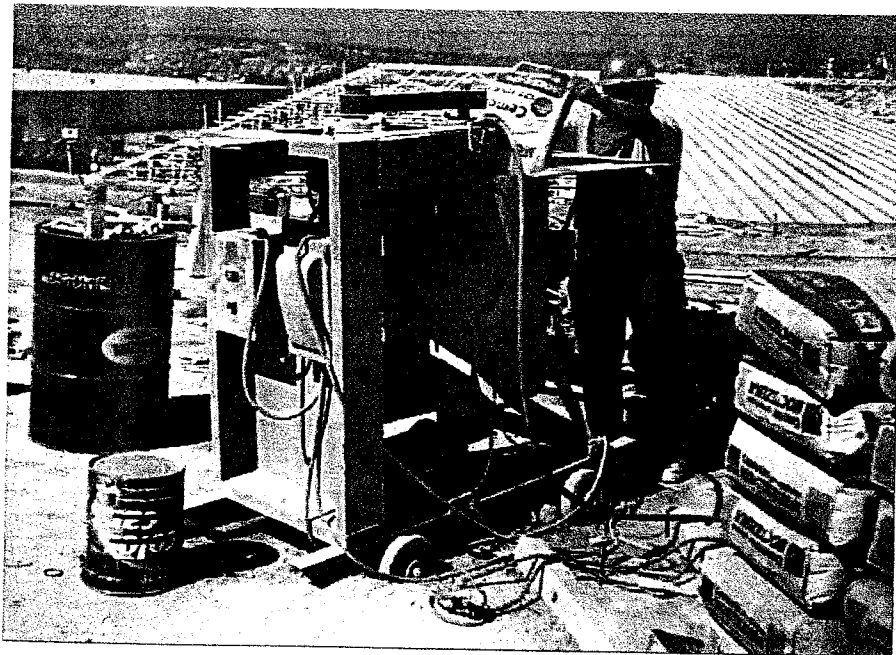
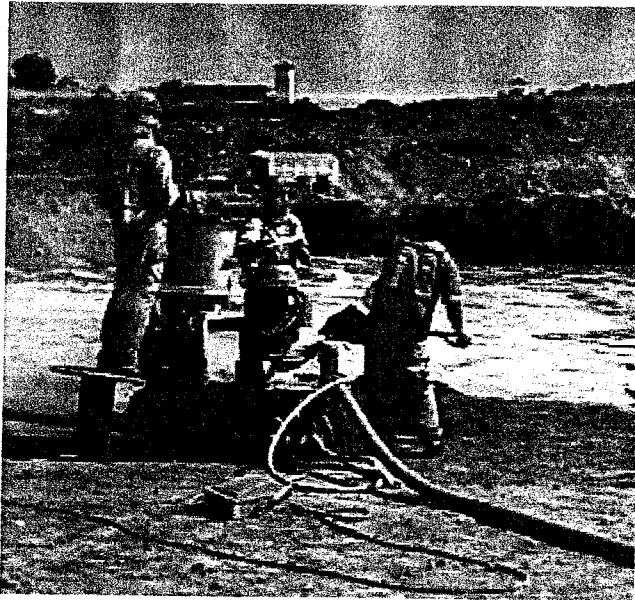
LANZADORA DE DOBLE CÁMARA DE PRESIÓN

Fig.6.8.15



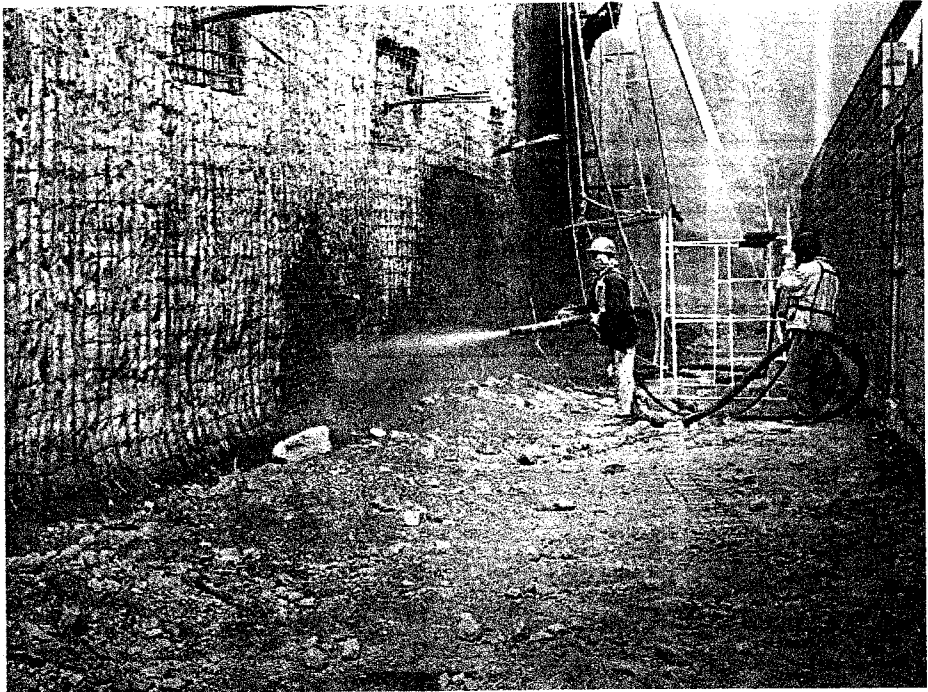
**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**

53





53



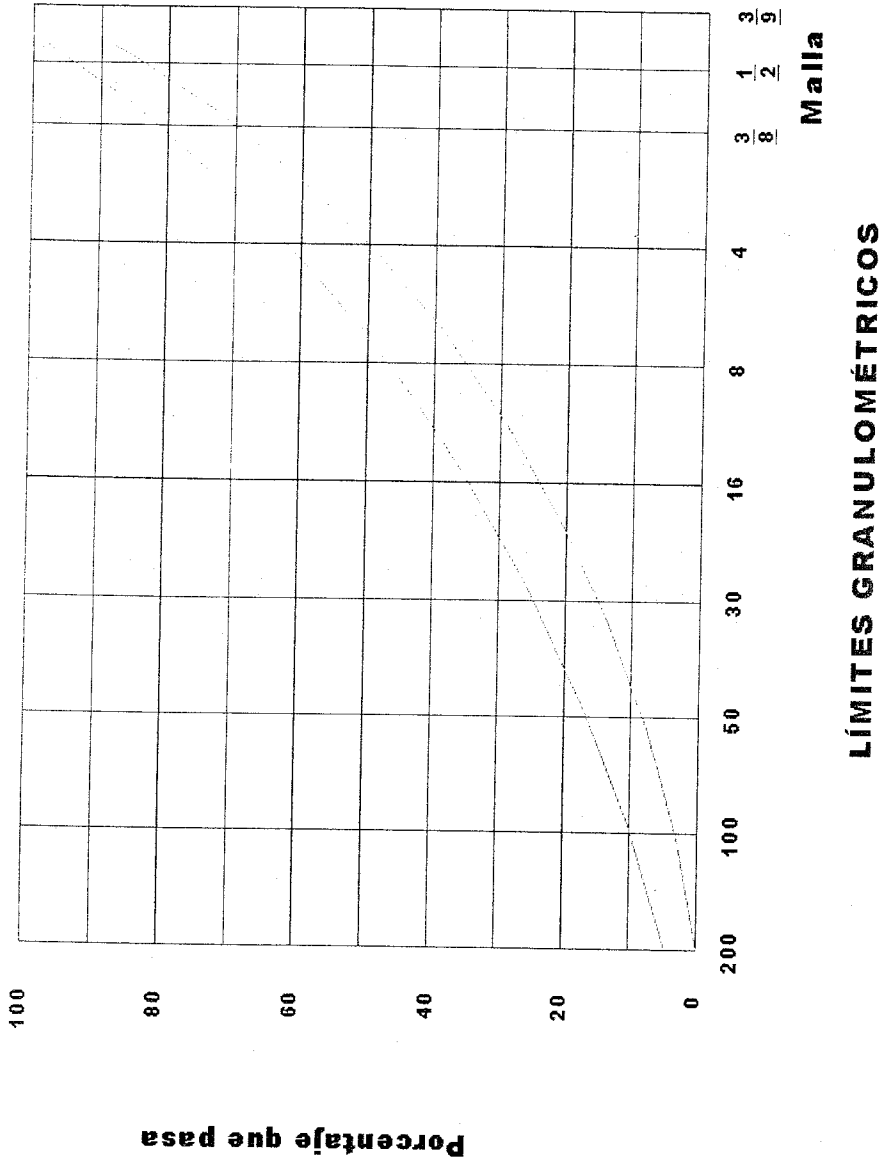
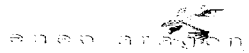


Fig.6.8.16





DISEÑO DE
PAVIMENTOS.



7. DISEÑO DE PAVIMENTOS

7.1 Diseño de pavimento flexible

El pavimento flexible que se construirá en las distintas zonas de circulación de vehículos en las vialidades interiores de la nave se diseño aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM², para el período de vida útil de veinte años, considerando que la superficie del terreno natural es sensiblemente horizontal, que los depósitos superficiales del subsuelo son materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcilla poco arenosa, café, con distintas tonalidades, cuyo contenido de agua medio es 30 %, valor relativo de soporte en estado natural promedio de 3.0% y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar de 6.0% y recompactados al 95% de su PVSM de 8.5 %.

De acuerdo a las vialidades y cajones de estacionamiento que contempla el proyecto, se estima que sobre el pavimento circularán alrededor de 500 vehículos diarios, de los cuales 35% serán de carga y el 65% automóviles y camionetas ligeras, los cuales circularán sobre una vialidad principal, pero maniobrarán en diferentes zonas, dando lugar a que existan áreas con diferente flujo vehicular, lo que dará como resultado que el pavimento tenga áreas con distintos espesores.

Para el diseño de la sección estructural de pavimento se consideraron los siguientes parámetros de resistencia de los elementos que lo formarán:

CBR suelo de cimentación	3.0%	
CBR capa subrasante	15%	compactada al 90%
CBR capa sub-base	50%	compactada al 95%
CBR capa base	80%	compactada al 98%

El valor relativo de soporte, CBR_c , se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$CBR_c = CBR (1 - CV)$$

En la cual:

- CBR: valor relativo de soporte de cada material
- C: factor que depende del nivel de confianza, considerado de 80%
- V: coeficiente de variación de los valores de prueba, considerada de 15% para el suelo natural y 5% para los otros materiales.

Se estimó que el tránsito diario anual, TDPAi, será de 500 vehículos, que tendrá una tasa de crecimiento anual de 3%, con la siguiente composición probable del tránsito.

² Corro Santiago, Magallanes Roberto y Prado Guillermo. "Instructivo para Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras" (Elaborado para la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas). Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 444, Noviembre 1981.



El tránsito equivalente o número de cargas estándar, de 8.2 ton por eje, acumulado al final del período de análisis, ΣL , requiere de la determinación de los coeficientes de daño por eje y por vehículo, el que se calculó mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$\Sigma L = (TDPA) (C_D) (C_T) \sum_{i=1}^P C_i (W_i \Sigma dm + (1 - W_i) \Sigma dv)$$

Donde:

- C_i : proporción de cada tipo de vehículo (i) en la corriente de tránsito (composición)
- C_D : proporción del número de vehículos en el carril de proyecto (distribución direccional)
- C_T : coeficiente de acumulación del tránsito al cabo de veinte años de operación, con una tasa de crecimiento anual de 3%, obteniendo mediante la siguiente ecuación:

$$C_T = \frac{365 [(1 + r)^n - 1]}{R}$$

En la cual:

- n: número de años de servicio
- r: tasa de crecimiento anual
- dm: coeficiente de daño del vehículo tipo i cargado
- dv: coeficiente de daño del vehículo tipo i vacío
- TDPA: volumen de tránsito diario promedio anual en el año operación
- W_i: proporción de vehículos cargados por cada tipo de vehículos.
- ΣL : número de aplicaciones de carga estándar producidas por p tipo de vehículos durante n años.

Los coeficientes de daño varían con la profundidad y el tipo de vehículo, se consideró las condiciones correspondientes a un camino tipo "B".

La carpeta se diseñó como una capa superficial empleando profundidad de daño $Z = 0$ cm, la base para una profundidad de daño $Z=15$ cm, la sub-base para una profundidad de daño de $Z=30$ cm y para la capa subrasante la profundidad de daño empleada $Z=60$ cm y el número de cargas estándar acumulado al final del análisis, ΣL , o tránsito equivalente.

Como se estima un buen control de construcción y conservación adecuada se eligió un nivel de confianza $Q_u = 0.7$.

Para establecer los espesores equivalentes, Z_i , mínimos sobre una capa, se utilizó el nomograma de diseño indicado en el instructivo de Diseño de Pavimentos, correspondiente al nivel de confianza, $Q_u = 0.7$ y los argumentos de entrada ΣL y CBR_c .

Espesor de carpeta $Z_1 = 17$ cm (espesor equivalente), $Z_1 a_1 = 8.5$ cm (espesor requerido)



Espesor de base $Z_2 - Z_1 = 23 - 17 = 6 \text{ cm}^*$
 Espesor de sub - base $Z_3 - Z_2 = 28 - 23 = 5 \text{ cm}^*$
 Espesor de subrasante $Z_4 - Z_3 = 75 - 28 = 47 \text{ cm}$

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento para Vialidad principal será:

Capa	Espesor
Carpeta	10 cm
Base	15 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	25 cm**

Espesor de carpeta $Z_1 = 14 \text{ cm}$ (espesor equivalente), $Z_1 a_1 = 7 \text{ cm}$ (espesor requerido)

Espesor de base $Z_2 - Z_1 = 20 - 14 = 6 \text{ cm}^*$
 Espesor de sub - base $Z_3 - Z_2 = 25 - 20 = 5 \text{ cm}^*$
 Espesor de subrasante $Z_4 - Z_3 = 70 - 25 = 45 \text{ cm}$

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento para patio de maniobras será:

Capa	Espesor
Carpeta	10 cm
Base	15 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	20 cm**

* Por especificación el espesor mínimo es de 15 cm

** Al aumentar el espesor de la base por especificaciones reducir el espesor del terraplén

Espesor de carpeta $Z_1 = 11 \text{ cm}$ (espesor equivalente), $Z_1 a_1 = 5.5 \text{ cm}$ (espesor requerido)

Espesor de base $Z_2 - Z_1 = 18 - 11 = 7 \text{ cm}^*$
 Espesor de sub - base $Z_3 - Z_2 = 28 - 23 = 5 \text{ cm}^*$
 Espesor de subrasante $Z_4 - Z_3 = 65 - 23 = 42 \text{ cm}$

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento para andén de circulación y estacionamiento será:

Capa	Espesor
Carpeta	7.5 cm
Base	15 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	20 cm**



7.2 Diseño del pavimento rígido

De acuerdo a la exploración realizada en el sitio de interés mediante la realización de pozos a cielo abierto donde se observaron las características físicas y mecánicas de los materiales que subyacen a la superficie actual del terreno se observó lo siguiente: superficialmente se tiene una capa de suelo vegetal variable entre 15 y 50 cm de espesor medio, la cual será despalmada y retirada fuera de la obra, deberá considerarse que en otras zonas se tienen espesores mayores a los esperados de suelo vegetal, subyaciendo a este estrato se tienen materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcilla poco arenosa, café, con distintas tonalidades, cuyo contenido de agua medio es 26%, valor relativo de soporte en estado natural promedio de 3.1% y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar VRS de 6.3% y recompactados al 95% de su peso volumétrico seco máximo PVSM VRS de 8.8%.

7.2.1 Estructuración de pavimentos rígidos

Se define como pavimento al conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten adecuadamente distribuidas a las capas inferiores que proporciona la superficie de rodamiento en donde se debe tener una operación "rápida" y "cómoda".

La superficie de rodamiento de un pavimento rígido es proporcionada por losas de concreto hidráulico que distribuyen las cargas de los vehículos, hacia las capas inferiores, por medio de toda la superficie de la losa y de las adyacentes que trabajan en forma conjunta con la que recibe directamente las cargas. Este tipo de pavimento no puede plegarse a deformaciones de las capas inferiores sin que se presente la falla estructural; aunque en teoría las losas de concreto hidráulico pudieran colocarse en forma directa sobre la subrasante, es necesario la construcción de una capa de sub-base para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie de rodamiento al paso de los vehículos, lo cual puede provocar fallas de esquina o de orilla en la losa; si falla las partes bajas de la capa entonces falla la estructura.

La sección transversal de un pavimento rígido está formada por la losa de concreto hidráulica, por la base y sub-base que se construyen sobre la capa subrasante.

Antiguamente, la losa se construía sobre las terracerías sin importar la calidad que tuvieran; esto dio lugar a que un gran número de pavimentos fallaran al aparecer grietas transversales o longitudes cercanas a las orillas; al investigar el fenómeno se encontró que la causa de ellas había sido lo que se ha dado por llamar "fenómeno de bombeo", que consiste en el ascenso de materiales finos y húmedos hacia la superficie de rodamiento a través de las juntas, en virtud de la deformación y recuperación de las losas en las orillas, al paso de los vehículos.

A partir de este estudio, se especificó que la losa debía colocarse sobre un material granular, que cuando menos cumpliera las normas para sub-base de pavimento; el espesor de la losa se puede disminuir, sobre todo si la sub-base se estabiliza con cemento Portland.



Los concretos que se utilizan en la losa suelen ser de resistencia relativamente alta, generalmente comprendida entre 200 Kg. /cm² y 400 Kg. /cm². Las losas pueden ser de concreto simple, reforzado o presforzado.

Cuando se utiliza concreto simple o reforzado, el tamaño de las losas es similar, tendiendo generalmente a ser cuadradas con 3 a 5 m. de lado, pero en la actualidad existe una tendencia a aumentar su área, el concreto presforzado permite la utilización de superficies continuas de área muy superior; se usa más frecuentemente ya que se ahorra en el espesor y es más económico.

Los factores que afectan el espesor de la losa son principalmente el nivel de carga que han de soportar, las presiones de inflado de las llantas de los vehículos, el modulo de reacción del suelo de apoyo y las propiedades mecánicas del concreto que en ellas se utilice.

Sobre el piso transitarán los montacargas y se apoyarán racks. El módulo de reacción del suelo mínimo estimado será de 30 MN/m³. Este valor se cumple en la zona alta del predio donde habrá corte del terreno.

Se sugiere hacer el recorte de los últimos 25 centímetros de excavación con un cucharón sin dientes y quizás sea necesario hacer el afine último, a mano. Si se llegase a sobreexcavar se debería rellenar con concreto de tipo de plantilla, pulido en su cara superior, para disminuir fricción y permitir construcción sin fisuramiento. El espesor mínimo especificado de 15 centímetros de concreto sobre el suelo recortado en la zona alta, se estima apropiado.

Dependiendo del suelo de relleno, podría cumplirse allí también este valor del módulo. Para esta zona del piso sobre relleno compactado podría requerirse una base de 15 centímetros de espesor mínimo de "grava cementada controlada" semejante a la que se ha colocado bajo el nuevo pavimento de concreto, en la entrada de este fraccionamiento, para incrementar el valor del módulo de reacción.

Se recomienda un concreto de baja contracción (baja relación agua-cemento y bajo revenimiento) para evitar acucharamiento de losas (curling) y depositado directamente del camión revolvedora (no bombeable para evitar revenimientos altos).

Los pisos se construirán en tableros recortadas con sierra a tres por tres metros, bajo techo y se curarán con agua 26 días. No se esperan cambios de temperatura grandes dentro del almacén pero puede contemplarse una junta de expansión al centro. Se estimo un módulo de ruptura del concreto de los pisos de 45 Kg./cm²; se sugiere comprobarlo con pruebas de laboratorio para el concreto disponible allí, incluyendo el posible uso de la fibra Xorex de Novocon, a 20 Kg./m³, en las vigas de ensaye o bien en su caso acero o malla electrosoldada.

Suponiendo el módulo de ruptura que el cliente especifica de 45 Kg. /cm², para el concreto de los pisos, la carga uniforme de 3 ton/m² no tendrá problema ni tampoco el montacargas con una carga por eje de 40 kN. Se sugiere verificar la carga del montacargas y si fuese posible estimar el número de repeticiones de aplicación de las cargas del montacargas y así como con qué porcentaje de la carga. El espesor de piso



podría regir por este concepto.

Dada la importancia, y la extensión del área, se sugiere se haga un estudio específico para pisos.

Para el diseño del piso, constituido por losas de concreto hidráulico, se empleó el criterio de la P.C.A. (Portland Cement Association) que aplica las fórmulas de Picket y se basa en los siguientes parámetros:

7.2.2 Piso en las estructuras

Carga máxima aplicada al piso por los vehículos De mayor peso (montacargas y cargadores Frontales) que circularán por él, a través de un Arreglo de ruedas de eje sencillo, incluyendo la Carga que el piso soporta.	8,500 Kg.
Carga de diseño, considerando un incremento por Impacto del 5%	9,000 Kg.
Módulo de reacción del suelo de cimentación en Estado natural	6.0 Kg. /cm ³
Espesor de la base de apoyo de la losa de concreto Hidráulico recomendado	20 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la Base	8.0 Kg. /cm ³
Resistencia de proyecto del concreto f'c	250Kg/cm ²
Modulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f'c, siendo f'c la resistencia a la Compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5Kg. /cm ³
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2.0	18.8 kg/cm ²

Los vehículos de mayor peso que circularán por el piso y para la cuál fue efectuado el diseño, corresponden a un cargador frontal con una carga de 3 ton. La carga más crítica transmitida al piso por estos vehículos corresponden al eje sencillo en el que la carga será de 3500 Kg., a la que se agrega la carga que soporta el piso con un peso máximo de 3 ton/m².



Utilizando el nomograma de diseño para ejes sencillos, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 Kg. /cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8.0 Kg. /cm³, y una carga de diseño de 9.0 ton. Se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el piso de 17.0 cm.

La determinación del "módulo de reacción" de los materiales de apoyo del pavimento (subrasante) se determinó a través de correlacionar éste con su valor relativo de soporte (CBR)⁵. De la realización de pruebas para la determinación del valor relativo de soporte en muestras recompactadas del suelo de cimentación, se obtuvo un valor del CBR recompactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo de 6 Kg. /cm³, este valor se ve afectado debido a que la losa del pavimento se apoyará sobre una base de materiales mejorados de 20 cm de espesor, obteniéndose de esta manera un módulo de reacción de la subrasante de 8 Kg. /cm².

7.2.3 Piso en viabilidad y patio de maniobras

Carga máxima aplicada al pavimento por los Vehículos de mayor peso que circularán por él, a través de un arreglo de ruedas tandem	18.0 ton
Carga de diseño, considerando un incremento por impacto del 10%	19.8 ton
Módulo de reacción del suelo de cimentación en estado natural	6.0Kg/cm ³
Espesor de la base granular del suelo de apoyo de la losa de concreto hidráulico, compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo	20.0 cm
Módulo de reacción corregido por efecto de la base	8.0Kg /cm ³
Módulo de resistencia a la tensión en flexión, MR, igual a 0.15 f 'c, siendo f 'c la resistencia a la compresión del concreto a la edad de 28 días	37.5Kg/cm ²
Esfuerzo de trabajo permisible en el concreto Sp, igual a MR/FS, para un factor de seguridad FS = 2	18.8 kg/cm ²
Resistencia de proyecto del concreto f 'c	250Kg. /cm ²

⁵Packard, R.G. "Desing of Concrete Airport Paviments" P.C.A. Engineering Bulletin, Chicago Illinois, 1973.



Los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a trailers T3-S3. La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje tandem en el que la carga por rueda doble es de 3.75 ton.

Durante la vida útil del pavimento circularán vehículos en cuyos ejes la carga máxima del sistema tandem es de 18 ton.

Utilizando el nomograma de diseño para ejes tandem, en donde se entra con un módulo de ruptura o de resistencia a tensión en flexión permisible del concreto, de 18.8 Kg. /cm², con el módulo de reacción del material de apoyo de la losa de concreto de 8.0 Kg. /cm³ y una carga de diseño de 19.8 ton., se obtuvo un espesor de la losa de concreto que formará el pavimento rígido de 20 cm., que se apoyará sobre una base granular de 20 cm de espesor.

Las losas que formarán el pavimento tendrán refuerzo de acero para el control de agrietamientos por temperatura, determinado mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{WfL}{2f_s}$$

Donde:

A_s = área de acero para una franja de un metro de ancho de losa, en cm²

W = peso de la losa, en Kg. /m

f = coeficiente de fricción entre losa y base, igual a 1.5

L = longitud de los tableros de losa, en m.

f_s = esfuerzo permisible en el acero, en Kg. /cm², (igual a 0.6 f_y)

Además, en toda dirección en el que la dimensión de un tablero sea mayor de 1.5 m., el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

Donde:

a_s = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm²/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1

x_1 = 1/3 de H, siendo H el espesor del pavimento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor a 1.5 a_s .

El espaciamiento máximo del refuerzo en los tableros no será mayor de 37.5 cm., para el acero longitudinal y de 75 cm. para el acero transversal.



Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ Kg. /cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento en la zona de vialidad, patio de maniobras y almacenamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.0 y 4.5 m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.0 y 6.0 m.

El diseño del pavimento rígido de acuerdo al criterio de la Portland Cement Association es función de la carga máxima aplicada por el vehículo de mayor peso que circulará por el pavimento, por el módulo de ruptura del concreto y el módulo de reacción de la subrasante del material de apoyo, determinándose en función de estos parámetros un pavimento cuya vida útil corresponde a la usualmente establecida para estructuras de concreto, que en el caso de pavimentos se estima de 25 años, siempre y cuando se encuentren debidamente protegidos los materiales de la subrasante, se tenga un mantenimiento adecuado de los materiales que sellan las juntas entre las losas y que no se permita la circulación de vehículos de mayor peso al de diseño.



**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





MOVIMIENTO DE TIERRAS.



8. MOVIMIENTO DE TIERRAS

8.1 Excavaciones

En la zona alta se harán cortes hasta de 15 metros de altura en la colindancia Norte, descendiendo gradualmente hacia el Oriente a menos de un metro de altura, para dar el nivel de piso de la nave. Estos suelos podrán excavarse fácilmente con retroexcavadora o tractor.

El afine al nivel final en la zona más blanda, no es posible con los dientes del cucharón de la retroexcavadora; podría ensayarse con un cucharán sin dientes, o hacerlo a mano.

En la misma forma, se sugiere después de terminado el despalme, en la arcilla negra, colocar rápidamente la primera capa de relleno a un contenido de humedad óptimo o ligeramente pasado de óptimo, para evitar que se deseque la arcilla negra.

En el nivel donde el piso intercepta el suelo natural, deberá sacarse la capa de arcilla negra en un espesor de 2.0 metros como mínimo para que los rellenos compactados tengan como mínimo 3.5 metros de espesor bajo los pisos.

Bajo las zapatas localmente conviene tener un mínimo de 2.0 metros de relleno cuando exista arcilla negra mas abajo. Debido a las grandes dimensiones del predio, se requiere supervisión de campo para detectar cambios en la estratigrafía, durante las excavaciones.

8.2 Rellenos

Los rellenos se colocarán por capas de 25 centímetros de espesor y se compactarán a 92% de Próctor estándar, probablemente con equipo de rodillo liso vibratorio; las tres últimas se compactarán al 96% de su peso volumétrico seco máximo.

Antes de colocar rellenos se despalmarán los suelos. No debe pasar más de una semana entre el despalme y la colocación de la primera capa de rellenos, para evitar la desecación de la arcilla negra.

La compactación de los rellenos se controlará con laboratorio de campo y también verificando que se apliquen un número mínimo de pasadas del equipo compactador establecido en un terraplén de prueba, previamente, con el equipo que se empleará y el espesor de capa que se usarán.

A continuación se presenta el procedimiento constructivo para la excavación que alojará a las zapatas de cimentación:

1. Se efectuará un despalme general mínimo de 0.30 m. Con respecto al nivel de la superficie actual del terreno, garantizando que la capa de suelo que contiene materia orgánica y de rellenos de mala calidad sean retirados en forma total.



2. Posteriormente se procederá a la excavación de las cepas que alojarán las zapatas, con taludes verticales. Las excavaciones necesarias para alojar a las zapatas de cimentación se podrán hacer empleando maquinaria hasta 0.2 m arriba del desplante, en la última capa se excavará a mano para evitar el remoldeo del material de apoyo.
3. Al alcanzar la profundidad de desplante se retirará todo el material suelto y se tenderá, a la brevedad posible, una plantilla de concreto pobre. Deberá verificarse que al nivel de desplante recomendado no se tengan rellenos en cuyo caso deberán eliminarse y sustituirse con tepetate compactado al 96% en capas de 20 cm de espesor.
4. Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas; una vez hecho esto, se rellenarán las excavaciones con tepetate, colocado en capas de 20 cm. de espesor, las que compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar.
5. Enseguida se procederá a la construcción del terraplén en toda el área cubierta por la estructura, llevándolo hasta los niveles de proyecto, escarificando 10 cm y recompactando al 90% colocando el terraplén necesario en capas de 20 cm de espesor, las que compactarán al 92% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar, excepto las últimas tres capas de 20 cm cada una que se compactarán al 96% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar.
6. Una vez concluido el terraplén se efectuará la construcción del sistema de piso.
7. Para el movimiento de tierras, se establece que el material producto de la excavación de las zanjas que alojarán a las zapatas no podrán ser utilizados como rellenos en las áreas de terraplén dado que los materiales excavados a esa profundidad corresponden a materiales de alta plasticidad, que tienen valores altos en sus límites que aunque se les adicione cal en una proporción del 6% no es posible que adquieran las características necesarias para su colocación.
8. También se recomienda que después de realizado el despalme se construya primeramente el terraplén necesario hasta el nivel del lecho inferior de la base de grava cementada y posteriormente se realicen las excavaciones que alojarán a la cimentación, concluidas las excavaciones se procederá a la terminación de la plataforma de apoyo del piso, lo anterior es con el fin de proteger a los materiales ya colocados y que constituyen al terraplén contra el deterioro que pudieran ocasionar el tránsito de trabajadores y maquinaria. Una vez terminada la construcción de la cimentación se colocará la base sobre la que se construirá tanto el piso como el pavimento.



A continuación se presenta los lineamientos generales de movimientos de tierras:

La secuencia que se propone para la construcción y control de terracerías es la siguiente:

1. Se despalmará la superficie completa a una profundidad de 50 cm. El material producto de despalme que contenga materia orgánica se retirará del área, el material restante se podrá utilizar en los terraplenes siempre y cuando cumpla con las especificaciones mencionadas anteriormente.

2. En las áreas en las que se vaya a colocar el terraplén, antes de su construcción se deberá escarificar la superficie del terreno natural hasta una profundidad de 20 cm compactándola al 92% proctor estándar.

3. Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán, reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.

4. A fin de poder emplear en la construcción de los terraplenes los materiales arcillosos producto de las excavaciones que alojaran los pavimentos y dado que estos son plásticos se les adicionará cal hidratada en un porcentaje del 6% en peso aproximadamente.

5. En caso de requerirse material importado para la construcción de terraplén podrán ser utilizados mezclas de grava, arenas de material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones:

Límite líquido	40% máx.
Índice plástico	15% máx.
Contracción lineal	5% máx.
Valor Relativo de Soporte (CBR)	15% mín.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 Kg. /m ³ mín.

6. Los materiales con los que se construirá el terraplén, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, en caso necesario se incorporará cal hidratada en un porcentaje de 5%, en peso.

7. Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor en estado suelto, y se compactarán al 96%, de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la base, empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 14 ton y una presión de inflado de 90 lbs./pulg², y por último se colocará una capa de 20 cm en estado suelto, de grava controlada, material de base, compactada al 98% de la prueba porter.

8. Las especificaciones que deberá cumplir el material de base son las siguientes:



De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver figura de especificaciones), adoptando una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

En relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

	Zonas granulométricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5máx.	2.0 máx.
Valor cementante, Kg. /cm ²	4.5mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	1 1/2" máx.	1 1/2" máx.
Peso volumétrico seco máx., Kg. /cm ³	1800 mín.	1800 mín.

Se deberán efectuar pruebas de compactación en las capas compactadas, para verificar el porcentaje de compactación alcanzado en la construcción. Se recomienda hacer una prueba consistente en una cala volumétrica, por cada 50 m³ de material compactado.

8. Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo con el equipo elegido.

El proceso de compactación será controlado por el laboratorio de mecánica de suelos, usando la expresión:

$$\% \text{ de compactación} = (\gamma_d \text{ sitio} / \gamma_d \text{ máximo}) \times 100$$

Requiriéndose como mínimo el 95 % para el cuerpo del terraplén y 98 % para la base.

Al recortar la zona Norte para dar el nivel de piso, quedarán taludes con alturas máximas del orden de quince metros en el lindero Norte y parte del lindero Oriente y Sur.

Los taludes son estables en cuanto a falla generalizada, pero debido a la naturaleza de los limos, será necesario protegerlos de la desecación e intemperismo. Una solución puede ser a base de muros de tabique o blocks, cementados lateralmente contra el terreno y de plantillas impermeables (pulidas) con pendiente longitudinal para desaguar el agua de lluvia hacia bajadas (lavaderos), evitando infiltraciones de agua al subsuelo.



8.3 Muro de Contención.

Para formar el andén habrá un muro de contención en el desnivel de los rellenos compactados. Se sugiere recortar a la vertical los rellenos ya compactados, para construir posteriormente el muro contra el talud aplanado, con el objeto de evitar presiones excesivas por el equipo de compactación que trabajase arriba del nivel exterior y junto al muro de contención.

Para este caso las presiones podrán tomarse como de 1.2 ton/m^2 aplicadas horizontalmente, debidas básicamente a la sobrecarga de 3 ton/m^2 que podría almacenarse junto al muro.

Estabilidad de Talud.

Este trabajo se realizó para el análisis de la estabilidad de taludes en un predio ubicado a un costado de la carretera de cuota Lechería – Chamapa aprox. en el Km. 3. Municipio de Cuautitlán Izcalli, Estado de México

El sitio de interés se ubica al noroeste de la Cuenca del Valle de México que de acuerdo a la zonificación del Valle de México y tomando en cuenta la localización del sitio de interés se encuentra en una zona de lomas donde superficialmente se tienen depósitos aluviales recientes y subyaciéndolos se tienen materiales en ocasiones estos depósitos afloran a la superficie.

El estudio consistió en determinar el factor de seguridad que guardarán los taludes que se proyecten dejar a largo plazo en esta zona y las recomendaciones generales que deberán implementarse para garantizar la estabilidad a largo plazo en caso necesario.

En este trabajo se describen los criterios de análisis considerados, se reportan los resultados obtenidos y se definen las características generales del subsuelo, dictaminando el factor de seguridad que tendrán los taludes existentes y consignando las recomendaciones más adecuadas para mantener su estabilidad a largo plazo.

En la colindancia norte y oriente donde se tiene un desnivel variable entre el nivel de piso terminado de las naves y la superficie actual del terreno en su parte superior como consecuencia de la topografía natural del terreno, se requerirá configurar los taludes de tal forma que permanezcan de manera estable a largo plazo y de acuerdo a la geometría que presentan actualmente estos, por consiguiente en este estudio el objeto principal es consignar las recomendaciones generales que deberán implementarse para diferentes condiciones en la geometría de los taludes existentes que garanticen su estabilidad a largo plazo.



Se considero que los materiales existentes en el sitio de interés en particular en las colindancias norte y oriente tienen una constitución muy heterogénea, tanto en cuanto al tipo de materiales que son predominantemente finos, formados por limos, arcillas y arenas en diferentes porcentajes con gravas; como su consistencia varia de media a dura, el procedimiento constructivo de la excavación que se realizará en ellos, debe contemplar preferencialmente el manejo de taludes inclinados, que particularmente proporcionan una mayor estabilidad. El realizar la excavación en los materiales existentes dejando un talud vertical, aun en áreas reducidas y a corto plazo, dado el carácter de fisuramiento que presentan los materiales en su base; tiene una alta susceptibilidad a sufrir caídos, desprendimiento de bloques o desconchamientos locales, que generalmente son progresivos, dando lugar a una falla de talud de mayores proporciones.

Un talud no protegido por alguna estructura de retención, realizado en los materiales existentes, con altura no mayor a 10 m para resultar estable a mediano plazo, con un factor de seguridad del orden de 2 que es mayor a 1.5 mínimo recomendable, deberá tener una pendiente 0.5:1.0 (horizontal:vertical).

La excavación en los materiales resistentes de deposito natural podrá realizarse con talud de pendiente hasta de 0.3: 1.0 (horizontal:vertical), para el que tendrá un factor de seguridad estático mayor de 1.68, sin embargo considerando inicialmente que se tendrá una vialidad por donde circularán vehículos con un peso máximo de 3 toneladas, lo que implica la modificación en la geometría actual del talud que tenga una pendiente única, reduciendo el peso del momento motor y evitar que los materiales se vean afectados por intemperismo, mediante la colocación de un concreto lanzado y drenes que permitan el paso del agua que se acumule en el respaldo del mismo.

Para que los taludes existentes no invadan el área que cubrirán las estructuras y se desarrollen dentro de los límites de propiedad del predio, en algunos casos deberán tener inclinaciones mayores a 50°, que es la inclinación recomendada que pueden adoptar los taludes para tener condiciones de estabilidad admisible, sin requerir anclaje.

Los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son rellenos cohesivo-friccionantes, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene mas probabilidad de ocurrir es el de rotación a lo largo de la superficie de falla cilíndrica o de deslizamiento sobre superficies casi planas ubicadas en la proximidad de la superficie del talud.

Para la determinación del factor de seguridad contra falla por rotación o deslizamiento de los taludes de interés incluyendo una sobrecarga de 3 ton/m² sobre la corona del talud y el efecto de la acción sísmica sobre el talud, se empleo un programa de computadora basado en el método de Bishop simplificado.

Considerando un talud recomendado con pendiente 0.5:1.0 (horizontal: vertical) las características estratigráficas y físicas de los materiales que atraviesa la superficie potencial de falla y una sobrecarga de 3.0 ton/m² sobre la corona del talud el factor de seguridad dinámico contra la falla por deslizamiento resulta de 1.76 que es admisible y mayor al mínimo recomendado de 1.25 para condiciones de corto plazo.



En suelos homogéneos o en los que la resistencia de los materiales que constituyen el talud que no tienen diferencias importantes, el mecanismo de falla más probable es a lo largo de una superficie de falla cilíndrica. La posibilidad de que una grieta generada en el talud reduzca su factor de seguridad, dependerá de si la superficie de falla crítica corta la zona de tensiones, en la que resulta factible la generación de grietas.

Para dictaminar si la geometría actual del talud es la más adecuada de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de su altura, de la sobrecarga en la corona, del tiempo que permanecerá el talud, de las condiciones dinámicas o estáticas y de los factores de seguridad admisibles, se determinará mediante el procedimiento que a continuación se describe y en caso necesario se establecerán las medidas que se juzguen más adecuadas para garantizar la estabilidad del talud.

8.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD

Considerando la geometría del talud recomendado con pendiente 0.5:1.0, (horizontal: vertical), las características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés y una sobrecarga máxima de 3 toneladas en la corona del talud, se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés. A continuación se consignan los parámetros del subsuelo considerados, los criterios de análisis aplicados para la revisión de la estabilidad del talud y los resultados obtenidos de los análisis.

En suelos homogéneos o en los que la resistencia de los materiales que constituyen el talud no tiene diferencias importantes, el mecanismo de falla más probable es a lo largo de una superficie de falla cilíndrica.

Para la determinación del factor de seguridad contra la falla de rotación de un talud dado, incluyendo sobrecarga en la corona y acción sísmica se emplea un programa de computadora que aplica el método de Bishop simplificado.

La posibilidad de que una grieta generada en el talud reduzca su factor de seguridad, dependerá de si la superficie de falla crítica corta la zona de tensiones, en la que resulta factible la generación de grietas.

En el caso de suelos poco heterogéneos uno de los círculos que será analizado, será el que tenga su centro con la ubicación que de éste se obtiene de acuerdo a las gráficas de Jambu, con un radio tal que la superficie de falla pase por el pie del talud. Además del círculo antes mencionado, se analizan varias posiciones del centro de círculos de falla partiendo del centro del círculo crítico según Jambu, variando su posición en sentido ortogonal con separación de $H/30$, para cada posición de centro de círculos se analizan otros círculos con radios tales que partiendo del que corresponda a falla por el pie del talud se incremente el radio en $h/30$.



8.4.1 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas

Un talud con pendiente 0.5:1.0 (horizontal: vertical), suponiendo la acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 3 ton/m² (transito de vehículos hasta de 3 toneladas incluyendo peso propio), actuando en un área contigua a la corona del talud.

En el análisis se consideró la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud con los siguientes efectos:

- Reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.
- Disminución en el volumen y peso de la cuña, con su correspondiente reducción del momento motor.
- Generación de empujes hidrostáticos causados por acumulación de agua en la grieta estos empujes son desfavorables en la estabilidad del talud.

Para la determinación de la posición de la grieta, se consideró que esta se desarrolla en la mitad de la corona más alejada que afecta el círculo crítico que pasa por el pie del talud.

Se consideró un valor del promedio de los parámetros de suelo cohesión de 6 ton/m², ángulo de fricción interna de 32° y peso volumétrico de 1.6 ton/m³, obteniendo una profundidad de Z₀ donde se genera tensión.

La determinación preliminar de las coordenadas del círculo crítico por el pie de talud, se calculó según N. Jambu⁶:

$$\lambda c \theta = \frac{\gamma H \tan \theta}{C}$$

Para una cohesión de 6 ton/m², un ángulo de fricción interna de 32° y un peso volumétrico de 1.6 ton/m³, se obtuvo un valor de $\lambda c \theta = 1.98$ y de acuerdo a las gráficas de Jambu se obtuvo que para un talud de H = 7 m de profundidad las coordenadas del círculo de falla son:

$$\begin{array}{lll} y_0 = 1.55 & y = 1.55 \times 7 & m = 10.85 \text{ m} \\ x_0 = 0.3 & x = 0.3 \times 7 & m = 2.1 \text{ m} \end{array}$$

Estas coordenadas se utilizan en el análisis de estabilidad de taludes por medio de un programa de computadora que utiliza el método de Bishop simplificado para determinar el círculo crítico de falla.

⁶ * Jambu, N. Stability y analysis of Slopes with dimensionaless parameters. Harvard Soil Mechanics Series No. 46 Universidad de Harvard 1954.



TIPO DE MATERIAL	ALCURA DEL TALUD	PENDIENTE DE TALUD (H:V)	FACTOR DE SEGURIDAD	ESPECÍFICAS (ESTÁTICA)
TOBA VOLCÁNICA (Geometría actual)	H = 4 m	0.50:1.0	1.931	1.5
	H = 7 m		1.815	
	H = 10 m		1.752	
TOBA VOLCÁNICA (talud modificado)	H = 4 m	0.65:1.0	2.235	1.5
	H = 7 m		2.083	
	H = 10 m		1.987	

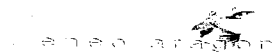
De acuerdo a los resultados obtenidos y considerando las condiciones del talud, donde se analizó la falla rotacional obteniendo un factor de seguridad el cual si es admisible de acuerdo con la práctica de la ingeniería de cimentaciones * ** pero se recomienda incrementar su factor de seguridad reduciendo la masa del momento motor, es decir la cuña de materiales exteriores que forma al cuerpo del talud. En general se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a largo plazo debe ser como mínimo de 1.5

8.4.2 Revisión de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se consideró la geometría del talud, donde a las fuerzas actuantes se les sumó el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual al peso de material dentro del círculo crítico multiplicado por el coeficiente sísmico, el cual se tomó como 0.053.

De acuerdo con el análisis anterior se obtuvo un factor de seguridad para condiciones dinámicas, que resulta ser admisible de acuerdo a la práctica de la ingeniería de cimentaciones * ** pero se encuentra al límite. Se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a corto plazo debe ser mínimo de 1.25.

TIPO DE MATERIAL	ALCURA DEL TALUD	PENDIENTE DE TALUD (H:V)	FACTOR DE SEGURIDAD	ESPECÍFICAS (DINÁMICA)
TOBA VOLCÁNICA (Geometría actual)	H= 4 m	0.50:1.0	1.856	1.25
	H= 7m		1.551	
	H= 10 m		1.438	
TOBA VOLCÁNICA (talud modificado)	H= 4 m	0.65:1.0	2.277	1.25
	H= 7m		2.092	
	H= 10 m		1.969	





Tomando en cuenta los resultados obtenidos y considerando que estos se encuentran al límite de acuerdo a lo establecido en el reglamento de Construcciones para el D.F. se recomienda eliminar la cuña del cuerpo del talud que presenta una masa de suelo con susceptibilidad de deslizamiento, que incremente el factor de seguridad de la estabilidad, dejando un talud con una misma pendiente, es decir a 56 grados o con una relación 0.65:1.0 (horizontal: vertical).

8.4.3 Procedimiento para el mejoramiento de la estabilidad del talud

- Una vez perfilado el talud a la pendiente correspondiente recomendada, y alcanzando el nivel definitivo en el pie del talud se colocará en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente recomendada, se colocará sobre el mismo una malla 6x6-4/4 traslapando dos cuadros en sus secciones, fijada al talud mediante varillas de 1/2" y 0.3 m de longitud, hincadas en una retícula de 2.5 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que éstas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado. Sobre la malla colocada en el sitio se dejarán drenes que atravesará la placa de concreto lanzado y al contacto con el terreno natural, se podrán dejar unos tramos de tubo PVC de 2" de diámetro, de 20 cm de largo y en una retícula de 2.5 m en los dos sentidos, a través de los cuales se permitirá en paso del agua que se acumule en el respaldo del concreto lanzado, dado que este no está diseñado para soportar empujes hidrostáticos.

- Una vez colocada la malla en toda el área estudiada se aplica una capa de concreto lanzado de 5 cm. de espesor, con el objeto de protegerlo contra intemperismo y erosionamiento. La resistencia del concreto lanzado será de 200 Kg. /cm².

Los taludes no requieren de anclaje para su estabilización, bien porque se desarrollan hacia el exterior del predio o bien porque se puede desarrollar una pendiente estable dentro del predio.

De acuerdo a los datos obtenidos con la geometría actual de los taludes satisface, sin embargo se encuentran al límite aunado a la existencia al pie del talud de un limo sumamente fisurado por desecación, el cual se ira desprendiendo por bloques poco a poco, lo que podría generar un contratalud en la base, que pondría en riesgo la estabilidad al talud, en particular la cuña que se recomienda recortar, por lo que se recomienda eliminarla recortándola, lo que permitirá dejar un talud simple con una misma pendiente, por lo que se recomienda sea a 56 grados o con una relación 0.65:1.0 (horizontal:vertical), asimismo será necesario construir una berma de concreto ciclópeo o suelo cemento de 1.0 m de ancho por un metro de altura, únicamente donde aparezca el material limoso fisurado al pie del talud.

Se afinara el talud existente dejado por la excavación inicial a un talud que se desarrolle de manera uniforme entre el nivel superior y al pie del talud.

Afinando el talud se le colocara una protección mediante una capa de concreto lanzado, de 5 cm de espesor aplicada sobre una malla electrosoldada 6x6 - 4/4 anclada al talud con varillas de 1/2" de diámetro y de 0.3m de longitud hincadas con una distribución reticular a cada 2 m en ambos sentidos, dejando sobre el nivel de la



50

superficie del talud, un tramo de varilla igual al espesor del concreto lanzado de tal forma que funcione como guía para regular el espesor del concreto lanzado.

Durante los trabajos de estabilidad de los taludes deberán considerarse drenes para evitar el empuje hidrostático actuando sobre el muro de concreto el cual incrementa las fuerzas actuales y reduce el factor de seguridad. Los drenes estarán constituidos por tubos de PVC de 2" de diámetro de 20 cm de longitud y que sobresalgan 15 cm del talud a cada 2.5 m para que drene el agua que se acumule en el respaldo del talud.

En los taludes de interés se recomienda como medida de seguridad construir contracunetas en la corona del talud que canalicen las aguas que escurran en la parte superior de dicho talud y la construcción de cunetas al pie del talud que encauce el agua que escurra por los drenes con el objeto de proporcionar una vida útil mas prolongada del talud protegido.

Como segunda alternativa se recomienda configurar al talud en la colindancia norte con una pendiente a 60 grados, el recorte que se hará es con el fin de retirar todos los materiales afectados por el intemperismo y desaparecer la cuña de materiales con mayor probabilidad de deslizamiento, adicionalmente será necesario proteger el cuerpo del talud recomendado, mediante la colocación de vegetación o semilla lanzada, con el objeto de que la vegetación que crezca en esta zona se desarrolle y extienda por todo el cuerpo del talud, protegiéndolo contra intemperismo y erosionamiento, además será necesario colocar una protección a un metro de separación de la corona del talud que haga que los vehículos que transiten por ahí, pasen lo más retirado posible, logrando con esto incrementar el factor de seguridad y que tenga los mismos valores que la primera alternativa ya descrita anteriormente.

Con relación al talud poniente se establecen las mismas notas de estabilidad que la colindancia norte, con la diferencia de que en el talud poniente, donde se observa que superficialmente los materiales deberán tener un ángulo de inclinación de 45 grados en sus primeros 2.5 m y posteriormente un ángulo de 60 grados, que permitirá incrementar el factor de seguridad a rangos admisibles y mayores a los ya mencionados en este reporte técnico, por la sencilla razón de que la masa deslizante o momento motor reducen su valor, aunado a que se tiene terreno suficiente para efectuar dichos trabajos que garanticen la estabilidad del talud a largo plazo y con factores de seguridad mayores a los calculados para el talud norte.

Tomando en cuenta que el talud actualmente tiene una altura variable entre 8 y 20 m (de poniente a oriente) y una pendiente de 0.5:1.0 (horizontal:vertical) aproximadamente, y considerando las características de los materiales que configuran al talud que corresponden a materiales tobaceos, y en particular la existencia de un material arcillosos grueso, quebradizo y fisurado por desecación que hacia la parte poniente incrementa su espesor desde 0.50 m hasta 3.0 m y se observa en el lugar a 2 m por debajo de la corona del talud de interés, se recomiendan dos alternativas:

La primera es dejar un talud con pendiente 0.3:1.0 (horizontal: vertical) e implementar anclas de 4 pulgadas de diámetro, separadas entre si a cada 3 m, de 10 m de longitud, con acero constituido por una varilla de 1 ¼" de diámetro o un paquete de dos torones de 0.5", para desarrollar una capacidad de carga de 21 tons.



La segunda alternativa es dejar un talud vertical, pero las anclas estarán separadas entre sí a cada 2.5 m, tendrán una longitud de 12 m, serán de 4 pulgadas de diámetro, el acero será varilla de 1 ½" de diámetro o un paquete de dos torones de 0.6", para una capacidad de carga de 30 tons.

Para ambas alternativas se realizará lo siguiente:

- El concreto lanzado en la corona del talud se aplicará en un metro de ancho mínimo, con 6 cm de espesor.
- El espesor del concreto del lanzado a partir del hombro del talud hacia abajo y sobre el cuerpo del mismo talud el espesor será de 6 cm en un ancho de 4 m, y a lo largo de todo el talud donde se ubicara el primer y único cinturón de anclas.
- A partir de 4 m y hasta el pie del talud referido se colocara el concreto lanzado con un espesor de 4 cm.
- El concreto lanzado se aplicará sobre una malla electrosoldada 6x6/4-4 anclada al talud.
- Las anclas se ubicarán a partir de 1.5 m del hombro del talud.
- En el punto de aplicación del ancla en un área de uno por un metro, se labrará una caja adicional de 6 cm de espesor sobre la que se colocará un refuerzo adicional de malla electrosoldada 6x6/4-4.
- En todo el talud se dejarán drenes de PVC de 2" de diámetro distribuidos en una retícula de 2.5 por 2.5 m.
- Únicamente en la zona norte en la colindancia con la gasolinera se colocará un segundo cinturón de anclas con las mismas características que las del primer cinturón dependiendo de la alternativa seleccionada, lo anterior se requiere dada la existencia de una estructura de dos niveles y segundo por la presencia de materiales propensos a fisurarse por desecación y que presenten inestabilidad, generando una posible falla local.
- Será necesario primero efectuar la barrenación del primer cinturón de anclas y posteriormente efectuar el recorte de los materiales del talud a la pendiente seleccionada.
- La capa de suelo vegetal que aparece en la parte superior del talud y tiene espesor variables entre 0.15 y 0.5 m, será necesario recortarlo a 45 grados y protegerlo con concreto lanzado y reforzado con malla electrosoldada 6x6/4-4.
- Será necesario construir una contracuneta en la parte superior del talud y al pie del mismo, que permita canalizar el agua que escurra aguas arriba y de los drenes respectivamente.



8.4.4 INSTALACIÓN DE LAS ANCLAS.

❖ Perforación de barrenos.

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4" (10cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión. Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua – cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperfusión.

Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno, y las puntas de los torones o de la varilla no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.

❖ Características de las anclas.

Los tensores de las anclas consistirán de dos torones de 0.6" o una barra de varilla de 1 ½" para anclas de 30 tons. Y de dos torones de 0.5" o una barra de varilla de 1 ¼" para anclas de 21 tons.

- Las anclas serán de fricción y constituidas de una barra roscada de acero estructural o de un paquete de torones, que para las anclas con 21 ton serán de 1¼" de diámetro, y de 1 ½" de diámetro para las de 30 ton de capacidad.
- Para ayudar a transmitir la carga del tensor al cuerpo del ancla se empleará una placa de acero de 25x25 x 2.54 cm y será fijada al extremo del tensor.
- Las anclas deberá tener sus centradores distribuidos en toda su longitud para lograr una adecuada posición del ancla en el barreno de manera que se logre un espesor de lechada uniforme en el perímetro. Los centradores tendrán una separación de 3 m.

En los anclajes de haces de cables de 0.6" y 0.5" de diámetro o de varilla, la zona libre o de deformación no restringida, durante el tensado, se protegerá con grasa grafitada y tubos envolventes para cada cable o torón, en la zona de anclaje basta el efecto de recubrimiento de la lechada de cemento de inyección.

El extremo exterior del anclaje se protegerá contra la corrosión mediante capuchones de acero o plástico.

Las anclas deberán tener espaciadores con el propósito de ayudar a asegurar que la lechada de cemento cubra cada uno de los torones en forma independiente, para protegerlo contra la corrosión y para desarrollar una adecuada resistencia en la unión entre ellos, los que se colocarán a cada 2 m



También se colocarán centradores a cada 2 m, sobre el haz de torones ensamblados, para mantener el espacio requerido entre el tensor y la pared de la perforación, asegurando así un espesor adecuado de lechada de cemento rodeando al cuerpo del tensor (mínimo 0.5").

En los anclajes de haces de cables de 0.6" de diámetro la zona libre de dilatación se protege con grasa y tubos envolventes de cada cable, o toron, en la zona de anclaje activo basta el efecto protector del recubrimiento de la lechada de cemento, con un espesor mínimo de 2 cm.

❖ **Inyección de los barrenos.**

La mezcla a inyectar consistirá en una lechada compuesta por agua – cemento, en proporción 1 – 2, en peso, respectivamente.

El agua utilizada será limpia y deberá mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea, una vez logrado esto, se colocará la lechada en el depósito de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieran las anclas.

La inyección se deberá realizar a una presión de 2 Kg. /cm² en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba al tubo de inyección, el que tendrá manguitos a cada metro, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
- b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro limpio y calibrado, que la presión tenga el valor especificado.
- c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojan a los tensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que de detectarse una fuga, en función del volumen calculado, se suspenderá la inyección y se reiniciará 24 horas después, hasta que la lechada retorne.
- d) Antes del tensado, únicamente se inyectará la parte activa del ancla.

En la longitud no activa se protegerán los elementos metálicos contra la oxidación, enfundándolos mediante grasa en una manguera de tipo hidráulica.

❖ **Prueba de control de calidad de la lechada de inyección.**

Con el objetivo de garantizar la adecuada capacidad de anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar y probar cuando menos una muestra por cada cinco anclas inyectadas. Cada muestra consistirá



en tres probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3, y 7 días. Cada muestra deberá identificarse con datos de fecha y localización en que se empleó la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia de la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor de 100 Kg. /cm², la relación agua – cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

❖ **Tensado de las anclas**

Tras el fraguado de la lechada de cemento y el montaje de los dispositivos de anclaje exteriores se efectúa el tensado mediante un gato hidráulico de diseño especial para este fin, 72 horas después de realizada la inyección de las anclas y después de haber construido el muro de concreto lanzado reforzado. Las anclas se sujetarán al muro por medio de un "queso" de acero de 16 cm de diámetro apoyado sobre una placa de acero de 25 x 25 cm y 1" de espesor, en el que los cables toron o la varilla atravesarán el queso en cada uno de los orificios correspondientes, colocando a cada torón su cuña respectiva o en el caso de varilla de su cuerda hexagonal; efectuando el tensado por incrementos y finalmente fijando los torones al queso mediante las cuñas, lo que se realizará automáticamente con el equipo con el que se lleva acabo el tensado, conforme aumenta la tensión de los torones, la que debe de ser uniforme en todos los torones que constituyen el tensor. En esta operación el elemento de tracción de acero (tensor), debe poder deformarse sin restricciones, entre la parte correspondiente a la longitud de anclaje y la cabeza de anclaje, dentro de la denominada longitud libre del tensor.

Una vez terminado el tensado no se cortan las puntas sobrantes del cable torón, cubriéndose con un capuchón relleno con mortero, pintando finalmente el capuchón y la placa metálica con pintura epóxica, con el objeto de alguna posible retención.

La carga de tensión que se impone a cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será la siguiente:

1. Se aplicará la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 115% de la tensión de diseño.
2. Se descargará en su totalidad el ancla, después de 5 minutos.
3. Se volverá a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 100%, y se sujetarán al muro de concreto.
4. Se inyectará la parte no activa a través de la preparación previa dejada específicamente para ello.

De acuerdo a los análisis efectuados se requiere proteger todo el talud con una capa de concreto lanzado aplicado sobre una malla electrosoldada anclada al talud y adicionalmente un nivel de anclas de 4" de diámetro y a cada 2.5 y 3 m.

Adicionalmente para el volumen de obra deberá considerarse las siguientes



NOTAS:

a) Dentro del concepto de colocación de malla electrosoldada 6x6-4/4 deberá incluirse las varillas para anclarla (\emptyset 1/2"), las cuales se espaciarán 2.5 m y tendrán una longitud de 30 cm (en tobas) y de 80 cm (en rellenos). Además debe incluirse el afine del talud y la colocación de drenes, que serán tubos de PVC $\emptyset=1"$ y 40 cm de longitud espaciados 2.5 m (vertical y horizontal) los cuales deberán sobresalir en la malla 20 cm.

b) Dentro del concepto de anclas deberá incluirse la perforación en el diámetro indicado, el suministro y habilitado del acero del ancla para la carga especificada y la inyección con lechada de cemento del ancla. Para las cargas especificadas se usará las siguientes varillas:

Carga	Diámetro varilla $f_y = 4200 \text{ Kg. /cm}^2$
30 ton	1 1/2"
21 ton	1 1/4"

c) El esfuerzo de malla de 1x1 m, incluirá el labrado de una "caja" de 6 cm en el corte.

d) La resistencia del concreto lanzado sería de 200 Kg. /cm²

8.4.5 RECOMENDACIONES

Durante la construcción de mejoramiento de taludes deberán considerarse drenes para evitar el empuje hidrostático actuando sobre el muro de concreto el cual incrementa las fuerzas actuales y reduce el factor de seguridad.

Para observar el comportamiento de los taludes se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales con el siguiente procedimiento:

Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará a los taludes para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo del talud a través de la determinación de:

La evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales en los puntos más representativos de la masa del suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró. A continuación se proporciona las recomendaciones para colocar la instrumentación.



- Una vez perforadas las anclas se perfilará el talud a la pendiente correspondiente y alcanzando el primer nivel de anclaje, se procederá a perfilar una caja de 6 cm de profundidad y dimensiones de 1x1 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas. En las cajas labradas se colocarán tramos de 1x1 m de malla electrosoldada 6x6-4/4, y en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente de proyecto se colocará sobre el talud una malla 6x6-4/4, fijada al talud mediante varillas de $\frac{1}{2}$ " y 0.3 m de longitud, hincadas en una retícula de 2.5 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que éstas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado. Sobre la malla colocada en el sitio en que el ancla atravesará la placa de concreto lanzado se podrán dejar unos tramos de tubo PVC de 5" de diámetro a través de los cuales se efectuarán las perforaciones en las que se instalarán las anclas.
- Una vez colocada la malla en toda el área estudiada se aplica una capa de concreto lanzado de 4 y 6 cm de espesor, en la parte inferior y superior del talud respectivamente y 6 cm más en el punto de aplicación del ancla donde se labro la caja de 1x1 m. La resistencia del concreto lanzado será de 200 Kg./cm².
- A continuación se realizan las perforaciones en que se instalarán las anclas, atravesando el muro de concreto lanzado en los sitios en que se dejaron las preparaciones para tal motivo. Siguiendo el procedimiento de perforación, introducción del tensor, inyección y tensado de las anclas que se indican a continuación.
- Las anclas serán del tipo de fricción tendrán 10 cm de diámetro, un tensor constituido por barras roscadas de acero de grano fino de alta resistencia y /o haz de torones, con la longitud y disposición de proyecto.
- En la Fig. 6.8.5 se muestra un corte transversal del muro de retención de concreto lanzado y del dispositivo de fijación del ancla, constituido por un tramo de barra roscada, una tuerca y una placa de acero de 0.25 x 0.25 m y 1" de espesor.



CONCLUSIONES.



9.- CONCLUSIONES

El Estudio de Mecánica de Suelos realizado para tres lotes con un área por construir de 108,512.20 m² aprox., donde se proyectan construir tres plataformas dentro de las cuales se construirán Naves de tipo Industrial, y en el área restante se tendrá una vialidad interior, un patio de maniobras y un estacionamiento superficial que dará servicio a la nave y a las oficinas de cada una de las plataformas proyectadas.

El desnivel máximo dentro del terreno es de 40 metros entre los tres lotes, como se indica, se puede observar que la superficie actual del terreno en el lote oriente donde actualmente se tiene construida una plataforma que sirve de estacionamiento para cajas de trailers, es el más alto con respecto a los dos primeros que se encuentran en el centro y al poniente del área estudiada.

Las zonas cercanas a la vialidad de acceso al sitio de interés y en la colindancia con la Autopista, en general los materiales del lugar son de tipo tobáceo, de alta resistencia y baja deformabilidad típicos de la zona de Lomas, en algunas áreas ubicadas aleatoriamente y en forma desordenada que en general se encuentran cercanas al cuerpo del talud y en las zona central de los lotes donde se desarrolla un cauce, se tienen materiales de relleno colocados a volteo que han tratado de cubrir algunas zonas que han sido explotadas a cielo abierto en años anteriores para dejar superficies horizontales, tal es el caso de la plataforma del lote superior donde actualmente se tienen estacionadas cajas de trailers.

Con el objeto de verificar la calidad de los materiales existentes en la mencionada plataforma y determinar la factibilidad del uso de estos materiales fue necesario realizar dieciséis pozos a cielo abierto y seis sondeos profundos distribuidos estratégicamente, para lo cual se muestrearon los materiales superficiales, mediante los sondeos profundos conocer los espesores de rellenos existentes, y si estos merecen algún tratamiento en particular o pueden utilizarse como materiales para terracerías o en su caso retirarlos fuera de la obra por que no son aptos.

Existe en la parte central del terreno en estudio una zona deprimida, en particular en el lote poniente denominado plataforma 4, en la fecha de la exploración se tenía acumulación de agua, como producto del escurrimiento de la parte más alta. En la zona poniente se presenta una capa de residuos de fragmentos de roca andesítica producto de la explotación y criba de estos materiales en el lugar, y actualmente permanecen en el lugar con un promedio de un metro de espesor.

La Nave de Bodega será una estructura tipo Industrial, con columnas de acero y techo de armaduras de acero recubiertas con lámina Pintro engargolada, y colchoneta de fibra de vidrio. El piso de la bodega quedará sobreelevado 1.2 metros sobre el nivel de sus pavimentos alrededor con el objeto de dejar un andén.

El nivel de piso terminado de la nave estará a 1.2 metros del nivel de rodamiento, los cuales de acuerdo a proyecto estarán en las cotas 2325, 2339 y 2353 para las plataformas 4, 5 y 6 respectivamente.



El patio de maniobras de la nave tendrá un pavimento de tipo rígido conformado por concreto hidráulico y se darán las especificaciones necesarias para la construcción de un pavimento flexible constituido por carpeta asfáltica.

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se realizaron en el sitio de interés un total de dieciséis sondeos profundos de tipo de exploratorio con profundidades variables entre 8 y 28 m, y cuarenta y tres pozos a cielo abierto.

Dentro del predio se encuentran suelos piroclásticos con arenas de pómez gruesas limosas que se encontraron en el lado norte y oriente, de manera superficial, con espesores variables entre 0.5 y 2.0 metros. Mas abajo existen polvos finos pumíticos cementados y a veces encauchados.

Subyaciendo al estrato de materiales pumíticos se encontró un limo arenoso, café, que abunda principalmente en el lado norte y sur del predio y en forma superficial, y más abajo la formación Tarango que son los depósitos color café (claro) a veces amarillento, quemados por erupciones posteriores adquiriendo coloraciones rojizas y grisáceas.

La Formación Tarango que subyace a todo el predio ha sido erosionada en las zonas donde aflora, la formación tobacea se encuentra a profundidades variables entre 1 y 3 m con respecto al nivel de terreno actual en la zona central del terreno en general, siendo la condición más crítica la zona oriente donde existen materiales de relleno de mala calidad colocados a volteo y constituidos por basura empacados en una matriz arcillosa de color café oscuro y negruzco, con un espesor variable entre 3 y 18 m de profundidad.

Los depósitos en la superficie en la zona sur de las plataformas 4 y 5 existen limos de color café en ocasiones de tonos oscuros, que cubren casi toda la superficie del terreno en la zona central de las plataformas 4 y 5.

Intercaladas entre los distintos suelos, bajo todo el predio, se encontraron depósitos aluviales y fluviales que son arenas con gravas y boleos, que ocurren con una distribución errática tanto en las partes altas como bajas en el predio.

Únicamente se encontró un nivel del agua en la zona más baja y central del predio que se ubica en la plataforma 5, donde existe se forma un cauce en época de lluvias donde se canalizan los flujos de agua de las zonas más altas, encontrando en la fecha en que se realizó la exploración agua estancada, el cual únicamente en época de lluvias se acumula el agua que escurre de las zonas más altas, sin embargo esta agua se infiltra y desaparece en un corto tiempo, por lo que al configurar las plataformas se deberán crear obras de protección para canalizar el escurrimientos del aguas de las partes superiores.

Se planteo colocar un sistema de drenaje en todo el perímetro de los tres lotes denominados plataformas 4, 5 y 6, creando una descarga fuera del sitio de interés en su perímetro exterior.



Actualmente en la zona oriente del sitio de interés, particularmente en donde se ubicará la plataforma 6, existe una plataforma de materiales colocados sin ningún control y a volteo, para configurar una superficie horizontal y sobre la que se encuentran estacionadas cajas de trailers que se tienen en esta zona.

De acuerdo a la exploración realizada se observó que los materiales en la zona sur de la plataforma superior denominada 6; en la zona sur y colindante con la calle de acceso afloran los materiales resistentes de depósito natural del lugar, ya sean en estado natural o redepositados, que corresponden básicamente a tobas volcánicas constituidas por arcillas limosas poco arenosas y limos arenosos poco arcillosos, de color café y café claro con tonos amarillento y en ocasiones rojizo, con las características suficientes para emplearse en la construcción de terracerías para un terraplén. Lo anterior se ratificó tomando en cuenta las fotografías aéreas tomadas en diferentes años.

Se observó que existen materiales de rellenos de mala calidad hasta una profundidad máxima de 18 metros con respecto al nivel actual del terreno, estos materiales fueron colocados a volteo sin ningún control constituidos por arcillas poco arenosas de alta plasticidad de color negro, y contaminados con materia orgánica, basura y pedaceraía de construcción (cascajo), e incluso en algunas zonas donde se efectuaron las calas se percibió el olor a gases tóxicos como producto de la descomposición de materia orgánica que al entrar en contacto con el aire se descomponen, por lo que se establece que estos materiales no son aptos para ningún trabajo de relleno controlado, ni aun estabilizándolos con cemento o cal o seleccionándolos, por lo que estos materiales deberán ser desechados fuera donde lo indique la Dirección de Obra.

Se estimo que podrán utilizarse del orden del 40% de los materiales existentes en la colindancia sur de la plataforma No. 6.

En función de lo anterior se considero que las áreas que ocuparán las estructuras de interés, la probabilidad de la existencia de cavidades bajo el suelo como producto de la explotación de materiales pumíticos es baja. Lo anterior es necesario considerarlo, ya que en el caso de dictaminar su presencia provocaría algún movimiento en la estructura que ocasionaría su inestabilidad.

La estratigrafía es distinta en las diferentes zonas que configuran al sitio de interés, pues es errática superficialmente tanto para la zona baja como para la zona más alta. En la zona baja central se encontró un limo en la superficie, con espesores máximos de dos metros.

El espesor del limo va disminuyendo gradualmente hacia Poniente y hacia el Norte.

En la frontera entre los tres lotes se tiene la condición más desfavorable, y en particular en la zona central del área antes señalada, dada la existencia de materiales arcillosos de alta plasticidad que tienen espesores hasta de 2 m que desaparece hacia el poniente, por lo que se recomienda recortar por lo menos los dos primeros metros o al contacto con los materiales resistentes, lo que ocurra primero, en el caso de despallar





los dos primeros metros y observar que la existencia de estos continua, se deberá escarificar una profundidad adicional de 15 cm e incorporar cal en un 6% en peso, para posteriormente homogenizarlo y recompactarlo al 90%, una vez efectuado lo anterior se procederá a colocar la primera capa de materiales controlados de banco, previo al movimiento de tierras de estos depósitos arcillosos, será necesario despalmar todo el terreno por lo menos 30 cm, para retirar la capa de suelo vegetal, existen algunas áreas donde se requiere retirar fuera de la obra montículos de materiales de relleno constituidos por boleos de gran dimensión, o materiales mala calidad mezclados con desperdicio de demolición, estos materiales no son viables para usarlos como rellenos, ni papeandolos, dada la gran cantidad de materiales ajenos a la matriz limo arenosa poco arcillosa tales como tabique, basura, plásticos, boleos.

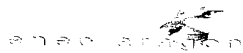
Las zonas que conforman al sitio de interés, y en la cual se observa que la zona más baja que es la más crítica, no únicamente porque se tienen materiales arcillosos de poniente a oriente, sino también por la presencia de materiales granulares constituidos por fragmentos de roca y en ocasiones tamaños de roca hasta de un metro de diámetros o mayores, los cuales deberán ser extraídos fuera de la obra o bien mezclarse con materiales finos y colocarse en la zona más profunda que se proyecte rellenar hasta por lo menos dos metros antes de llegar al nivel de piso terminado, desde luego deberá seleccionarse los fragmentos de boleos a tamaños máximos de 6" de diámetro.

La plataforma oriente del sitio de interés que colinda con una plataforma en la que actualmente se tiene espesores variables de relleno, en él se observa que se tienen materiales de relleno de mala calidad constituidos por basura, materia orgánica y desechos, que incluso provocan la emanación de gases tóxicos, estos materiales llegan a tener hasta 18 m de espesor medio y decrecen su espesor hacia la zona oriente y sur hasta un espesor de hasta un metro y que tiene una geometría.

Deberá preverse en esta zona al excavar los rellenos de mala calidad, el suministro de cal sobre los materiales orgánicos para evitar contaminación, intoxicación o alguna posible infección del personal que se encuentre laborando durante este proceso. En la parte superior de este corte se deberá efectuar un despalmado mínimo de 20 cm para eliminar la capa de suelo vegetal, materiales de relleno que no son altamente arcillosos, sin embargo podrán utilizarse como relleno, los materiales granulares mayores a 4" deberán desecharse, sin embargo deberá evaluarse en forma continua la calidad de los materiales encontrados pues sus características pueden cambiar.

En el caso de reducir el espesor de mejoramiento y que se tengan los depósitos limosos a menos de 2 m del nivel de piso terminado será necesario recurrir a la alternativa de cimentación mediante pilas, las cuales se deberán apoyarse en estrato resistentes y estas tendrían longitudes variables entre 8 y 14 m.

Cabe aclarar que en la mayor parte del terreno del sitio de interés se tienen materiales resistentes de tipo tobaceo, los cuales de acuerdo al proyecto requerirán de un corte suficiente para dejar el piso terminado de proyecto, por ende, es necesario que el terraplén requerido en la zona central tenga una rigidez equivalente para garantizar la estabilidad de las estructuras.





La margen sur y norte de la zona analizada, es el área más favorable, pues se observa la existencia de materiales resistentes de depósito natural, sobre los cuales se efectuara cortes, de igual forma en algunas partes se requerirá un mínimo de rellenos controlados compactados que pueden ser los mismos materiales producto del corte efectuado para dejar la superficie del terreno coincidente con la calle de acceso correspondiente a cada terreno.

En las zonas donde se requieran materiales para terraplén deberán compactarse al 92%, utilizando motoconformadoras para extender y uniformizar el material suministrado, y compactándolo posteriormente con rodillo liso vibratorio con un peso medio de 9 ton en condiciones estáticas o equivalente.

Las tres últimas capas del terraplén antes de la base de grava controlada deberán compactarse al 96% de su peso volumétrico seco máximo, posteriormente se deberá colocar la base con un espesor mínimo de 20 cm y compactada al 98%.

Se tendrán cortes variables entre 8 y 12 m en la colindancia sur y que colinda con la calle de acceso al terreno, y se tendrán rellenos en la parte central (que es la zona más baja de todo el terreno), para lo cual se requerirá de un terraplén variable entre 17 y 28 m que incluye el despalme mínimo, el recorte de los materiales de mala calidad y el terraplén necesario para alcanzar el nivel de proyecto, con esta alternativa se podrán cimentar las estructuras mediante zapatas aisladas o corridas en las zonas donde aflore la toba volcánica; en el caso de se tengan los depósitos resistentes a una profundidad mayor a 3 m del nivel de piso terminado será necesario recurrir a la alternativa de cimentación mediante pilas, las cuales se deberán apoyarse en estrato resistentes, en ese caso se tendrían longitudes variables entre 8 y 28 m, siendo las longitudes mas grandes en la plataforma más elevada de acuerdo a los datos que nos han proporcionado al momento.

Estos limos de color café grisáceo son la frontera entre la capa de suelo vegetal, que se localizaron en las partes norte y sur de cada uno de los lotes, en la transición entre los depósitos superficiales y los tobaceos que corresponde a las zonas altas del terreno; alternan con capas de arenas pumíticas poco limosas con espesor variable entre 50 cm y 2 m, únicamente en la zona central y en la colindancia norte se tiene un estrato de espesor variable entre 0.50 y 1.0 m, de fragmentos de boleos de tipo andesítico lajeados, en estado suelto y reacomodados, de color rosáceo y sin finos, redepósitos en forma natural.

La presencia de los distintos estratos de arenas y gravas, de color gris, es errática y probablemente ocurran en bolsas. Los depósitos que sobreyacen a la toba volcánica son compacidad media y de compresibilidad baja para los efectos de las cargas de este proyecto.

El espesor del limo de color café oscuro que se encuentra en la zona más baja del terreno total de la etapa San Martín Obispo IV disminuye hacia el Norte y hacia el oriente.

En la zona alta la estratigrafía es similar a la estratigrafía profunda de la zona baja: la resistencia a la penetración estándar es sumamente alta en todas las profundidades y mayor de 50 golpes en 30 centímetros de penetración estándar, excepto en el área de la





plataforma 6, donde se tienen materiales de relleno de mala calidad, y en ocasiones las tobas volcánicas que se encuentran aledañas a estos poseen resistencia inferiores a las de las áreas restantes que se encuentran en la zona sur y norte, lo anterior se puede observar en los perfiles de los sondeos.

Los contenidos de humedad de los suelos que subyacen a los depósitos superficiales profundos son del orden de 30 %, aunque en ocasiones se aumentan hasta casi 45 %.

Todos los suelos que se tiene en la frontera entre los depósitos superficiales de color gris oscuro y los depósitos naturales de color café claro (tobas) son de compresibilidad y resistencia media, relativamente a las cargas que aplicará la estructura sobre de ellos.

Únicamente en la zona central de las áreas que corresponden a las plataformas 4 y 5 se tiene materiales arcillosos producto de la depositación de sedimentos arrastrados por los escurrimientos de las zonas superiores.

Deberá preverse un movimiento de tierras mínimo de 2 m por debajo del nivel actual del terreno en los sitios de las plataformas 4 y 5, y en forma general en las zonas bajas que corresponde a las áreas centrales para retirar la arcilla negra que subyace al nivel actual del terreno o al contacto con los materiales resistentes en las zonas altas, así como la presencia de materiales colocados a volteo constituidos por fragmentos de boleos y lajas de tipo andesítico, sin nada de finos, en estado suelto y aparecen en la parte superficial, estos materiales deberá tratarseles adecuadamente y únicamente se podrán colocar en la zonas más baja y mezclándolos con materiales finos, sin embargo deberá evaluarse si conviene esta acción o en su lugar eliminarse estos materiales y sustituirlos por materiales controlados.

De acuerdo con el proyecto será necesario colocar espesores variables de relleno controlado y compactado, de acuerdo al siguiente criterio:

- Para el caso donde los materiales resistentes afloren se colocará como mínimo una capa de grava controlada de 20 cm compactada al 98%.
- En las zonas donde el nivel de terreno actual se encuentre por debajo del nivel de piso terminado a 2 m como máximo será necesario efectuar una excavación mínima de 1 m por debajo del nivel actual del terreno y sustituirlos por materiales controlados en capas de 20 cm al 92%, excepto las tres últimas capas que quedarán compactadas al 96%, para finalmente colocar una capa de 20 cm de base controlada compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo.
- Para el caso donde el nivel actual de terreno se encuentre a una profundidad mayor de 2.0 m con respecto al nivel de piso terminado, será necesario efectuar una excavación mínima de medio metro por debajo del nivel actual de terreno y sustituirlos por material controlado compactado al 92%, excepto las tres últimas capas que quedarán compactadas al 96%, posteriormente se colocará una capa de 20 cm de base controlada compactada al 98% sobre la que se construirá el pavimento o el piso terminado de la Nave.





- En la zona de rellenos existentes será necesario extraer la totalidad de estos, pues son de mala calidad y tienen espesores variables entre 6 y 18 m, estos materiales no pueden utilizarse como rellenos, ni seleccionándolos, ni incorporándoles cal para reducir su plasticidad, por lo que deberán retirarse fuera de la obra.

En la zona central del sitio de interés, que es la más crítica de todo el terreno se tendrán rellenos controlados con espesores variables entre 17 y 27 m de altura a partir del nivel máximo de excavación (realizando previamente una excavación mínima de 2 m para retirar todos los materiales de mala calidad) para alcanzar el nivel de piso terminado de proyecto, las características del terraplén requerido se efectuarán con el mismo criterio antes mencionado, es decir, por material controlado compactado al 92%, en capas de 25 cm en estado suelto, excepto las tres últimas capas que quedarán compactadas al 96% y en capas de 20 cm, posteriormente se colocará una capa de 20 cm de base controlada compactada al 98% sobre la que se construirá el pavimento o el piso terminado de la Nave.

En el caso de no querer extraer los materiales de relleno de mala calidad se recomienda construir una plataforma de suelo cemento de 2 m de espesor mínimo por debajo del nivel de piso terminado, que funcione como una plataforma rígida y construir sobre estos una cimentación a base de pilas con longitudes variables entre 8 m y 28 m de profundidad que transmita la carga a los depósitos resistentes y complementada con traveses de rigidez.

- Particularmente en la zona más baja de los dos lotes marcados 4 y 5, los materiales deberán excavar a una profundidad mínima de 2.0 m por debajo del nivel actual del terreno retirarlos, pues esta zona está constituida por arcillas que empaquetan en forma aislada basura y materia orgánica, con una resistencia muy baja y con condiciones de alta deformabilidad, esta zona deberá rellenarse con material de banco compactado al 90% en capas de 25 cm en estado suelto hasta alcanzar los 2.0 m excavados recomendados, para lo cual deberán dejarse taludes a 45 grados, y una vez alcanzado el nivel actual del terreno se procederá a colocar la continuación del terraplén con los criterios antes señalados, es decir, se colocará material controlado compactado al 92% en capas de 25 cm, excepto las tres últimas capas que quedarán compactadas al 96%, posteriormente se colocará una capa de 20 cm de base controlada compactada al 98% sobre la que se construirá el pavimento o el piso terminado de la Nave.

Los criterios antes mencionados se establecen tomando en cuenta lo siguiente:

- ⇒ Que los materiales superficiales en la mayoría del terreno corresponde a una capa de suelo vegetal variable entre 15 y 50 cm de espesor, la cual deberá ser despalmada, dejando al descubierto los materiales naturales del lugar.
- ⇒ Que los materiales arcillosos y limosos, de color café, que subyacen a la capa superficial son materiales de resistencia y deformabilidad media.



- ⇒ Que en el caso de que se tengan materiales arcillosos y aparezcan al nivel de la excavación recomendada, será necesario escarificarlos en una profundidad de 15 cm e incorporarles cal en 6%, homogenizándolos y recompactándolos al 90%, para a continuación proceder a la colocación del terraplén.
- ⇒ Se recomienda un espesor mínimo de rellenos de 4.0 m bajo la nave en las zonas donde se tenga que rellenar y se tenga un limo de color oscuro de consistencia media, y en las zonas donde se tenga el nivel actual del terreno más bajo, dado que con este espesor se podrán utilizar zapatas de cimentación desplantadas a 1.5 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado de terracerías. El espesor antes mencionado esta en función de los esfuerzos transmitidos por el peso propio del terraplén.
- ⇒ En el caso de que los materiales controlados tengan un espesor máximo de 2.0 m deberán emplearse zapatas corridas o aisladas con un área mayor de contacto, pues en este caso subyacerían los materiales limosos que son de resistencia media y baja deformabilidad, con el incremento del área de contacto y con el espesor mínimo de rellenos recomendado se garantizará la estabilidad de los pavimentos.

Considerando la exploración realizada en la zona más baja y central al terreno, se tiene que superficialmente hay una capa de suelo vegetal constituida por arcilla poco arenosa con raíces grumosa y desecada, de color café oscuro, de consistencia blanda, hasta una profundidad media de 6.5 m se encontró una arcilla plástica con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 7 y 12 golpes, con contenido de agua variable entre 50 y 130%, de consistencia variable entre blanda y media, a partir de 6.5 m de profundidad se encontró un estrato limo arenoso, café, de consistencia dura y con índice de resistencia a la penetración estándar mayor a 30 golpes, lo que implica un estrato duro donde se puede apoyar una cimentación profunda, como se puede observar.

- Lo mismo acontece en la zona de rellenos de mala calidad de la plataforma denominada 6, se requerirán pilas de cimentación con longitudes variables entre 8 y 30 m de longitud, aunado a que tendrá que mejorarse por lo menos un espesor mínimo de 2.0 m con suelo cemento por debajo del nivel de piso terminado, retirando los materiales excavados a donde lo indique la dirección de obra.

- El espesor del terraplén recomendado es con el fin de homogenizar la rigidez de todo el terreno, antes, durante y después de concluida la construcción, evitando se presenten asentamientos diferenciales por la heterogeneidad de la consistencia en el suelo de apoyo.

El peso de la superestructura es repartido por los rellenos en forma de campana disipándola como una gran zapata, por lo que no producirán hundimientos adicionales.



En los lugares donde el espesor de relleno controlado es menor bajo las zapatas el espesor de los limos también deberá ser menor. Se ha pedido un mínimo de rellenos de 2.0 metros después del despalme, lo cual repartirá la carga muerta de la columna a valores que no producen hundimientos de magnitudes importantes. En las zonas altas de depósitos tobaceos materiales con alta resistencia y baja deformabilidad, no habrá hundimientos de ningún tipo.

En la zona alta del predio se recortará; se estudió la posibilidad de utilizar este suelo como relleno en la zona baja. Por este motivo se efectuaron pruebas de compactación con este suelo en el laboratorio. Se estima que su trituración en el campo resultaría en terrones del tamaño de grava, haciéndolo aceptable para hacer un relleno compactado de calidad, el suelo presenta una frontera entre la baja y alta plasticidad, por lo que se estima que se podrá utilizar y aprovecharlo como rellenos, de acuerdo a las experiencias en nuestro laboratorio. Se recomienda efectuar pruebas de campo durante el proceso de terracerías para ratificar en forma continua las características que presenten estos materiales, en el momento de la excavación.

Por lo que se concluye que en función de las fotografías aéreas obtenidas de los años 1970, 1987, 1994, 1999, 2001 y 2002, no se observó ningún indicio de movimiento de tierras, ni explotación a cielo abierto de materiales del subsuelo en el sitio de interés, e inclusive se presentan ampliaciones de las fotografías correspondientes a los años 1987, y 2002 donde se presenta el sembrado de la poligonal que configura al área de interés, teniendo como referencia un camino de terracería que existe desde 1970. Finalmente tomando en cuenta todo lo anterior establecemos, que la posibilidad de existencia de cavidades subterráneas es nula.

Considerando la información recopilada mediante la investigación de las características del subsuelo realizada en la zona de interés, y de las observaciones hechas en los recorridos efectuados en la vecindad del predio de interés en los cortes y barrancas cercanas, así como los aspectos antes mencionados, y en particular en toda la superficie de interés y colindante en un perímetro de 1 kilómetro, no se encontraron capas de materiales pumíticos **con espesores suficientes para ser instrumento de explotación profunda**, ni se detectaron indicios de la existencia de cavidades en el subsuelo dejadas por la explotación de estos mantos ni en forma subterránea, que únicamente se observe explotación a cielo abierto pero con una profundidad inferior a 3 m, en general observando la morfología y accidentes del terreno, tales como depresiones o agrietamientos del terreno, concluyéndose que la probabilidad de la existencia de cavidades en el subsuelo en el predio de interés, es nula.

La estructura transmitirá a la cimentación una carga máxima estimada del orden de 33,500 Kg. y una carga viva aplicada en toda el área tributaria; además de una carga muerta por columna de 19 toneladas y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo donde se distinguen dos zonas: la zona alta y la zona baja, donde la zona alta del terreno tiene una pendiente apreciable y se tienen materiales resistentes y la zona baja (sur), es sensiblemente plana y con condiciones de resistencia media.



En la zona baja se encontró una arcilla, con espesores máximos de seis metros excepto en la zona norte donde esta tiende a desaparecer. El contenido de humedad de esta arcilla, es variable según la profundidad entre 25 y 42% por lo general; en base a lo anterior y tomando en cuenta que el nivel de piso terminado quedará por arriba del orden 15 m como mínimo se juzga que una de las alternativas de cimentación más adecuada será mediante zapatas desplantadas a 1.5 m de profundidad respecto al nivel de proyecto que se encuentra por arriba del nivel actual de la superficie en la mayor parte del terreno.

Como segunda alternativa se propone la construcción de pilas de fuste recto coladas en seco y en algunos casos bajo agua sin necesidad de utilizar lodos bentoníticos, estas pilas tendrán longitudes variables entre 8 y 15 m, considerando un empotramiento de 1 m dentro de los depósitos resistentes, desde luego considerando el fenómeno de fricción negativa y por otro lado que la capacidad de carga se desarrolla por punta, y tomando en cuenta las cargas que transmitirá la estructura será suficiente con construir una pila de 80 cm de diámetro por debajo de cada columna (se deberá revisar la relación de esbeltez en función del nivel de proyecto definido) aunado a que los apoyos de las estructuras con la cimentación estarán resueltos estructuralmente como articulaciones de acuerdo a la información estimada de proyectos semejantes a continuación se presentan los análisis correspondientes a cada una de las alternativas de cimentación propuestas

La elección de la alternativa de cimentación más apropiada para la estructura de interés se efectuó considerando las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas, en particular la magnitud y distribución de las cargas estimadas que la estructura transmitirá a la cimentación, considerando una carga máxima por columna a la cimentación del orden de 33,500 Kg. y una carga viva aplicada en toda el área tributaria; además de una carga muerta por columna de 19 toneladas y las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo donde se distinguen dos zonas: la zona alta y la zona baja, donde la zona alta del terreno tiene una pendiente apreciable y la zona baja (sur), es sensiblemente plana.

En la zona baja se encontró una arcilla, con espesores máximos de seis metros promedio, la cual decrementa su espesor conforme se orienta hacia norte y al oriente; en base a lo anterior se juzga que la primera alternativa de cimentación es la más adecuada en esta zona es mediante zapatas, las cuales estarán desplantadas a 1.5 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado y se tendrá una plataforma de apoyo del nivel de piso terminado propuesto para el proyecto.

Todas las zapatas dentro de la nave se profundizarán metro y medio bajo el piso como mínimo.

Las zapatas probablemente tendrán momentos flexionantes que provocarán presiones no uniformes y por esto se requieran deformaciones pequeñas compatibles con una condición de "empotre" de la base de la columna.



Las zapatas en la zona alta, es decir, donde se haría recorte del suelo actual, podrán diseñarse con presiones de contacto máximas de 20 ton/m^2 para cargas no factorizadas y se podrá suponer condiciones de empotre, cuando menos se empotren 50 cm. en depósito resistente.

En la zona de rellenos compactados se sugiere de 12 ton/m^2 para cargas no factorizadas.

Para las zapatas en la zona intermedia entre la zona alta y la baja se sugiere apoyar las zapatas a profundidades que las desplanten sobre el terreno firme o bien que tuviesen como mínimo 2.5 metros de relleno compactado bajo de ellas, cuando exista un limo de consistencia media por debajo de ellas.

El muro de contención perimetral para formar el andén, también se desplantará a una profundidad de un metro y medio bajo el pavimento exterior y con presiones de contacto máximas de 12 ton/m^2 para cargas no factorizadas y podrá recibir las cargas de las columnas de orilla que se estiman serán del orden de 15 toneladas y el peso de los muros perimetrales. Quedarán estos muros apoyados en todos los casos sobre los rellenos compactados; en algunos lugares el espesor de relleno deberá verificarse que sea de 2.5 metros bajo el cimiento y sobre los limos, lo cual se considera mínimo aceptable.

Para el dimensionamiento de las zapatas se deberá tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- *Condiciones estáticas*, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima más el peso de la cimentación, afectadas de un factor de carga de 1.4.

- *Condiciones dinámicas*, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido al sismo) más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1.

Se considero la heterogeneidad tanto en la constitución de los materiales como en su compacidad, característica de los depósitos de tipo aluvial que sobreyacen a los depósitos tobaceos, que en particular en el predio de interés en los primeros dos metros de profundidad se tienen materiales de compacidad variable entre compacta y muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 5 y más de 50 golpes, con diferentes proporciones de contenido arcilloso que dan lugar a que su módulo de elasticidad sea variable, disminuyendo éste al aumentar el contenido arcilloso; una cimentación de tipo superficial puede no resultar adecuada para cargas de gran magnitud proyectadas, si es que no se tiene un terraplén con un espesor mayor a 2.5 m, ya que al tener un área de apoyo de dimensiones importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad, además de que al tener los materiales de apoyo valores del módulo de elasticidad del orden de 700 ton/m^2 , al variar el incremento de esfuerzos aplicado al suelo por la base de una cimentación superficial, debido a la variación del momento de volteo por efecto de



sismo, se tendrían fluctuaciones del orden de 1 cm en movimientos verticales de deformación de los materiales de apoyo de la cimentación.

Por otra parte teniendo en cuenta que en casi todo el terreno se tienen materiales resistentes muy compactos, y que debido a la topografía y al proyecto se tendrán zonas de corte y de relleno, y considerando que se tendrán terraplenes que permitan configurar superficies horizontales, se juzga que una cimentación mediante pilas apoyadas a 15 y 27 m de profundidad (que dependerá del piso terminado marcado como definitivo), empotrándose 1.0 m dentro de los materiales muy compactos, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud, que satisficará las condiciones de operación de la estructura proyectada.

Dado que las condiciones de operación de la estructura requiere que los asentamientos o deformaciones de los materiales de apoyo de la cimentación resulten prácticamente nulos bajo las condiciones de operación, el estado límite de servicio regirá el diseño de la cimentación.

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 6 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 32° para los materiales de apoyo de las pilas, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 1.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo y considerando fricción negativa.

El muro de retención será la propia zapata perimetral de colindancia, de concreto armado y una sección transversal igual a una "C" invertida, una profundidad de desplante de 1.50 m. respecto al nivel actual del terreno, una altura de 1.20 m. y un ancho de la pared del muro estimado de 0.25 m. A continuación se describe el análisis de estabilidad.

El pavimento flexible que se construirá en las distintas zonas de circulación de vehículos en las vialidades interiores de la nave se diseño aplicando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM², para el período de vida útil de veinte años, considerando que la superficie del terreno natural es sensiblemente horizontal, que los depósitos superficiales del subsuelo son materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcilla poco arenosa, café, con distintas tonalidades, cuyo contenido de agua medio es 30 %, valor relativo de soporte en estado natural promedio de 3.0% y en especímenes recompatados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar de 6.0% y recompatados al 95% de su PVSM de 8.5 %.

² Corro Santiago, Magallanes Roberto y Prado Guillermo. "Instructivo para Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras" (Elaborado para la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas). Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 444, Noviembre 1981.





Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento para Vialidad principal será:

Capa	Espesor
Carpeta	10 cm
Base	15 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	25 cm**

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento para patio de maniobras será:

Capa	Espesor
Carpeta	10 cm
Base	15 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	20 cm**

Considerando razones constructivas y de durabilidad, el espesor del pavimento para andén de circulación y estacionamiento será:

Capa	Espesor
Carpeta	7.5 cm
Base	15 cm
Sub - base	15 cm
Terracería	20 cm**

* Por especificación el espesor mínimo es de 15 cm

** Al aumentar el espesor de la base por especificaciones reducir el espesor del terraplén.

De acuerdo a la exploración realizada en el sitio de interés mediante la realización de pozos a cielo abierto donde se observaron las características físicas y mecánicas de los materiales que subyacen a la superficie actual del terreno se observo lo siguiente: superficialmente se tiene una capa de suelo vegetal variable entre 15 y 50 cm de espesor medio, la cual será despalmada y retirada fuera de la obra, deberá considerarse que en otras zonas se tienen espesores mayores a los esperados de suelo vegetal, subyaciendo a este estrato se tienen materiales cohesivos y homogéneos en toda el área y que están constituidos por arcilla poco arenosa, café, con distintas tonalidades, cuyo contenido de agua medio es 26%, valor relativo de soporte en estado natural promedio de 3.1% y en especímenes recompactados al 90% de su peso volumétrico seco máximo PVSM obtenido en la prueba próctor estándar VRS de 6.3% y recompactados al 95% de su peso volumétrico seco máximo PVSM VRS de 8.8%.



La superficie de rodamiento de un pavimento rígido es proporcionada por losas de concreto hidráulico que distribuyen las cargas de los vehículos, hacia las capas inferiores, por medio de toda la superficie de la losa y de las adyacentes que trabajan en forma conjunta con la que recibe directamente las cargas. Este tipo de pavimento no puede plegarse a deformaciones de las capas inferiores sin que se presente la falla estructural; aunque en teoría las losas de concreto hidráulico pudieran colocarse en forma directa sobre la subrasante, es necesario la construcción de una capa de sub-base para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie de rodamiento al paso de los vehículos, lo cual puede provocar fallas de esquina o de orilla en la losa; si falla las partes bajas de la capa entonces falla la estructura.

La sección transversal de un pavimento rígido está formada por la losa de concreto hidráulica, por la base y sub-base que se construyen sobre la capa subrasante.

Se sugirió hacer el recorte de los últimos 25 centímetros de excavación con un cucharón sin dientes y quizás sea necesario hacer el afine último, a mano. Si se llegase a sobreexcavar se debería rellenar con concreto de tipo de plantilla, pulido en su cara superior, para disminuir fricción y permitir construcción sin fisuramiento, El espesor mínimo especificado de 15 centímetros de concreto sobre el suelo recortado en la zona alta, se estima apropiado.

Dependiendo del suelo de relleno, podría cumplirse allí también este valor del módulo. Para esta zona del piso sobre relleno compactado podría requerirse una base de 15 centímetros de espesor mínimo de "grava cementada controlada" semejante a la que se ha colocado bajo el nuevo pavimento de concreto, en la entrada de este fraccionamiento, para incrementar el valor del módulo de reacción.

Se recomendó un concreto de baja contracción (baja relación agua-cemento y bajo revenimiento) para evitar acucharamiento de losas (curling) y depositado directamente del camión revolvedora (no bombeable para evitar revenimientos altos).

Los pisos se construirán en tableros recortadas con sierra a tres por tres metros, bajo techo y se curarán con agua 26 días. No se esperan cambios de temperatura grandes dentro del almacén pero puede contemplarse una junta de expansión al centro. Se estimo un módulo de ruptura del concreto de los pisos de 45 Kg./cm^2 ; se sugiere comprobarlo con pruebas de laboratorio para el concreto disponible allí, incluyendo el posible uso de la fibra Xorex de Novocon, a 20 Kg./m^3 , en las vigas de ensaye o bien en su caso acero o malla electrosoldada.

Se tomo el módulo de ruptura de 45 Kg./cm^2 , para el concreto de los pisos, la carga uniforme de 3 ton/m^2 no tendrá problema ni tampoco el montacargas con una carga por eje de 40 kN. Se sugiere verificar la carga del montacargas y si fuese posible estimar el número de repeticiones de aplicación de las cargas del montacargas y así como con qué porcentaje de la carga. El espesor de piso podría regir por este concepto.

Para el diseño del piso, constituido por losas de concreto hidráulico, se empleó el criterio de la P.C.A. (Portland Cement Association) que aplica las fórmulas de Picket.



Para el caso de los pisos en las estructuras, los vehículos de mayor peso que circularán por el piso y para la cuál fue efectuado el diseño, corresponden a un cargador frontal con una carga de 3 ton. La carga más crítica transmitida al piso por estos vehículos corresponden al eje sencillo en el que la carga será de 3500 Kg., a la que se agrega la carga que soporta el piso con un peso máximo de 3 ton/m².

Para el caso de los pavimentos en patio de maniobras y vialidades, los vehículos de mayor peso que circularán por el pavimento y para los cuales fue efectuado el diseño, corresponden a trailers T3-S3. La carga más crítica transmitida al pavimento por estos vehículos corresponde al eje tandem en el que la carga por rueda doble es de 3.75 ton.

Durante la vida útil del pavimento circularán vehículos en cuyos ejes la carga máxima del sistema tandem es de 18 ton.

La determinación del "modulo de reacción" de los materiales de apoyo del pavimento (subrasante) se determino a través de correlacionar éste con su valor relativo de soporte (CBR). De la realización de pruebas para la determinación del valor relativo de soporte en muestras recompactadas del suelo de cimentación, se obtuvo un valor del CBR recompactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo de 6 Kg. /cm³, este valor se ve afectado debido a que la losa del pavimento se apoyará sobre una base de materiales mejorados de 20 cm de espesor, obteniéndose de esta manera un módulo de reacción de la subrasante de 8 Kg. /cm². En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor a 1.5 a_s.

El espaciamiento máximo del refuerzo en los tableros no será mayor de 37.5 cm., para el acero longitudinal y de 75 cm. para el acero transversal.

Considerando acero de refuerzo de alta resistencia ($f_y = 4200 \text{ Kg. /cm}^2$) se obtuvo que las losas del pavimento en la zona de vialidad, patio de maniobras y almacenamiento, deberán armarse en sus sentidos longitudinal y transversal.

Dado que se tendrá un control efectivo de las grietas mediante el refuerzo debido al acero distribuido, el espaciamiento entre juntas transversales se recomienda variable entre 3.0 y 4.5 m. Respecto al ancho de las losas, éstas quedarán comprendidas entre 3.0 y 6.0 m.

No debe pasar más de una semana entre el despalme y la colocación de la primera capa de rellenos, para evitar la desecación de los materiales.

La compactación de los rellenos se controlará con laboratorio de campo y también verificando que se apliquen un número mínimo de pasadas del equipo compactador establecido en un terraplén de prueba, previamente, con el equipo que se empleará y el espesor de capa que se usarán.

Al recortar la zona Norte para dar el nivel de piso, quedarán taludes con alturas máximas del orden de quince metros en el lindero Norte y parte del lindero Oriente y Sur. Los taludes son estables en cuanto a falla generalizada, pero debido a la naturaleza de



los limos, será necesario protegerlos de la desecación e intemperismo. Una solución puede ser a base de muros de tabique o blocks, cementados lateralmente contra el terreno y de plantillas impermeables (pulidas) con pendiente longitudinal para desaguar el agua de lluvia hacia bajadas (lavaderos), evitando infiltraciones de agua al subsuelo.

Para formar el andén habrá un muro de contención en el desnivel de los rellenos compactados. Se sugiere recortar a la vertical los rellenos ya compactados, para construir posteriormente el muro contra el talud aplanado, con el objeto de evitar presiones excesivas por el equipo de compactación que trabajase arriba del nivel exterior y junto al muro de contención.

Para este caso las presiones podrán tomarse como de 1.2 ton/m^2 aplicadas horizontalmente, debidas básicamente a la sobrecarga de 3 ton/m^2 que podría almacenarse junto al muro.

Los criterios utilizados, los resultados obtenidos y las recomendaciones que se juzgan necesarias implementar para garantizar la estabilidad de los taludes a largo plazo son:

En la colindancia norte y poniente donde se tiene un desnivel variable entre el nivel de piso terminado de las naves y la superficie actual del terreno en su parte superior como consecuencia de la topografía natural del terreno, se requerirá configurar los taludes de tal forma que permanezcan de manera estable a largo plazo y de acuerdo a la geometría que presentan actualmente estos, por consiguiente en este estudio el objeto principal es consignar las recomendaciones generales que deberán implementarse para diferentes condiciones en la geometría de los taludes existentes que garanticen su estabilidad a largo plazo.

Considerando que los materiales existentes en el sitio de interés en particular en las colindancias norte y poniente tienen una constitución muy heterogénea, tanto en cuanto al tipo de materiales que son predominantemente finos, formados por limos, arcillas y arenas en diferentes porcentajes con gravas; como su consistencia varía de media a dura, el procedimiento constructivo de la excavación que se realizará en ellos, debe contemplar preferencialmente el manejo de taludes inclinados, que particularmente proporcionan una mayor estabilidad. El realizar la excavación en los materiales existentes dejando un talud vertical, aun en áreas reducidas y a corto plazo, dado el carácter de fisuramiento que presentan los materiales en su base; tiene una alta susceptibilidad a sufrir caídos, desprendimiento de bloques o desconchamientos locales, que generalmente son progresivos, dando lugar a una falla de talud de mayores proporciones.

De acuerdo a los resultados de los análisis de estabilidad de taludes obtenidos, un talud no protegido por alguna estructura de retención, realizado en los materiales existentes, con altura no mayor a 10 m para resultar estable a mediano plazo, con un factor de seguridad del orden de 2 que es mayor a 1.5 mínimo recomendable, deberá tener una pendiente 0.5:1.0 (horizontal: vertical).



La excavación en los materiales resistentes de depósito natural podrá realizarse con talud 0.3:1.0 (horizontal:vertical), para el que tendrá un factor de seguridad estático mayor de 1.68, sin embargo considerando inicialmente que se tendrá una vialidad por donde circularán vehículos con un peso máximo de 3 toneladas, lo que implica la modificación en la geometría actual del talud que tenga una pendiente única, reduciendo el peso del momento motor y evitar que los materiales se vean afectados por intemperismo, mediante la colocación de un concreto lanzado y drenes que permitan el paso del agua que se acumule en el respaldo del mismo.

Para que los taludes existentes no invadan el área que cubrirán las estructuras y se desarrollen dentro de los límites de propiedad del predio, en algunos casos deberán tener inclinaciones mayores a 50°, que es la inclinación recomendada que pueden adoptar los taludes para tener condiciones de estabilidad admisible, sin requerir anclaje.

Los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son rellenos cohesivo-friccionantes, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene más probabilidad de ocurrir es el de rotación a lo largo de la superficie de falla cilíndrica o de deslizamiento sobre superficies casi planas ubicadas en la proximidad de la superficie del talud.

Para la determinación del factor de seguridad contra falla por rotación o deslizamiento de los taludes de interés incluyendo una sobrecarga de 3 ton/m² sobre la corona del talud y el efecto de la acción sísmica sobre el talud, se empleó un programa de computadora basado en el método de Bishop simplificado.

Considerando un talud con pendiente 0.5:1.0 (horizontal: vertical) las características estratigráficas y físicas de los materiales que atraviesa la superficie potencial de falla y una sobrecarga de 3.0 ton/m² sobre la corona del talud el factor de seguridad dinámico contra la falla por deslizamiento resulta de 1.76 que es admisible y mayor al mínimo recomendado de 1.25 para condiciones de corto plazo.

En suelos homogéneos o en los que la resistencia de los materiales que constituyen el talud que no tienen diferencias importantes, el mecanismo de falla más probable es a lo largo de una superficie de falla cilíndrica. La posibilidad de que una grieta generada en el talud reduzca su factor de seguridad, dependerá de si la superficie de falla crítica corta la zona de tensiones, en la que resulta factible la generación de grietas.

Para dictaminar si la geometría actual del talud es la más adecuada de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de su altura, de la sobrecarga en la corona, del tiempo que permanecerá el talud, de las condiciones dinámicas o estáticas y de los factores de seguridad admisibles, se determinará mediante el procedimiento que a continuación se describe y en caso necesario se establecerán las medidas que se juzguen más adecuadas para garantizar la estabilidad del talud.

Considerando la geometría del talud recomendado con pendiente 0.5:1.0 (h: v), las características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés y una



53

sobrecarga máxima de 3 toneladas en la corona del talud, se efectuó el análisis para revisar la estabilidad del talud de interés.

En suelos homogéneos o en los que la resistencia de los materiales que constituyen el talud no tiene diferencias importantes, el mecanismo de falla más probable es a lo largo de una superficie de falla cilíndrica.

La posibilidad de que una grieta generada en el talud reduzca su factor de seguridad, dependerá de si la superficie de falla crítica corta la zona de tensiones, en la que resulta factible la generación de grietas.

Para dictaminar si la geometría actual del talud es la más adecuada de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, de su altura, de la sobrecarga en la corona, del tiempo que permanecerá el talud, de las condiciones dinámicas o estáticas y de los factores de seguridad admisibles, se determinará mediante el procedimiento que a continuación se describe y en caso necesario se establecerán las medidas que se juzguen más adecuadas para garantizar la estabilidad del talud.

En el análisis se consideró la existencia de grietas de tensión longitudinales en la corona del talud con los siguientes efectos:

- Reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.
- Disminución en el volumen y peso de la cuña, con su correspondiente reducción del momento motor.
- Generación de empujes hidrostáticos causados por acumulación de agua en la grieta estos empujes son desfavorables en la estabilidad del talud.

De acuerdo a los resultados obtenidos y considerando las condiciones del talud, donde se analizó la falla rotacional obteniendo un factor de seguridad el cual si es admisible de acuerdo con la práctica de la ingeniería de cimentaciones pero se recomienda incrementar su factor de seguridad reduciendo del momento motor, es decir la cuña de materiales exteriores que forma al cuerpo del talud. En general se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a largo plazo debe ser como mínimo de 1.5

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se consideró la geometría del talud, donde a las fuerzas actuantes se les sumó el efecto del sismo, el cual se supone como una fuerza igual el peso de material dentro del círculo crítico multiplicado por el coeficiente sísmico, el cual se tomó como 0.053.

De acuerdo con el análisis anterior se obtuvo un factor de seguridad para condiciones dinámicas, que si es admisible de acuerdo a la práctica de la ingeniería de cimentaciones pero se encuentra al límite. Se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a corto plazo debe ser mínimo de 1.25.



Tomando en cuenta los resultados obtenidos y considerando que estos se encuentran al límite de acuerdo a lo establecido en el reglamento de Construcciones para el D.F. se recomienda eliminar la cuña del cuerpo del talud que presenta una masa de suelo con susceptibilidad de deslizamiento, que incremente el factor de seguridad de la estabilidad, dejando un talud con una misma pendiente, es decir a 56 grados o con una relación 0.65:1.0 (horizontal: vertical).

9.1 Procedimiento para el mejoramiento de la estabilidad del talud

Una vez perfilado el talud a la pendiente correspondiente recomendada, y alcanzando el nivel definitivo en el pie del talud se colocará en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente recomendada, se colocará sobre el mismo una malla 6x6-4/4 traslapando dos cuadros en sus secciones, fijada al talud mediante varillas de $\frac{1}{2}$ " y 0.3 m de longitud, hincadas en una retícula de 2.5 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que éstas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado. Sobre la malla colocada en el sitio se dejarán drenes que atravesará la placa de concreto lanzado y al contacto con el terreno natural, se podrán dejar unos tramos de tubo PVC de 2" de diámetro, de 20 cm de largo y en una retícula de 2.5 m en los dos sentidos, a través de los cuales se permitirá en paso del agua que se acumule en el respaldo del concreto lanzado, dado que este no está diseñado para soportar empujes hidrostáticos.

- Una vez colocada la malla en toda el área estudiada se aplica una capa de concreto lanzado de 5 cm., de espesor, con el objeto de protegerlo contra intemperismo y erosionamiento. La resistencia del concreto lanzado será de 200 Kg. /cm².

En la colindancia norte y poniente donde se tiene un desnivel variable entre el nivel de piso terminado de las naves y la superficie actual del terreno en su parte superior como consecuencia de la topografía natural del terreno, se requerirá configurar los taludes de tal forma que permanezcan de manera estable a largo plazo y de acuerdo a la geometría que presentan actualmente estos, por consiguiente en este estudio el objeto principal es consignar las recomendaciones generales que deberán implementarse para diferentes condiciones en la geometría de los taludes existentes que garanticen su estabilidad a largo plazo.

Los taludes no requieren de anclaje para su estabilización, bien porque se desarrollan hacia el exterior del predio o bien porque se puede desarrollar una pendiente estable dentro del predio.

De acuerdo a los datos obtenidos con la geometría actual de los taludes satisface, sin embargo se encuentran al límite aunado a la existencia al pie del talud de un limo sumamente fisurado por desecación, el cual se ira desprendiendo por bloques poco a poco, lo que podría generar un contratalud en la base, que pondría en riesgo la estabilidad al talud, en particular la cuña que se recomienda recortar, por lo que se recomienda eliminarla recortándola, lo que permitirá dejar un talud simple con una misma pendiente, por lo que se recomienda sea a 56 grados o con una relación 0.65:1.0 (horizontal:vertical), asimismo será necesario construir una berma de concreto ciclópeo o suelo cemento de 1.0 m de ancho por un metro de altura, únicamente donde aparezca el material limoso fisurado al pie del talud.



Se afinara el talud existente dejado por la excavación inicial a un talud que se desarrolle de manera uniforme entre el nivel superior y al pie del talud.

Afinando el talud se le colocara una protección mediante una capa de concreto lanzado, de 5 cm de espesor aplicada sobre una malla electrosoldada 6x6 – 4/4 anclada al talud con varillas de 1/2" de diámetro y de 0.3m de longitud hincadas con una distribución reticular a cada 2 m en ambos sentidos, dejando sobre el nivel de la superficie del talud, un tramo de varilla igual al espesor del concreto lanzado de tal forma que funcione como guía para regular el espesor del concreto lanzado.

Durante los trabajos de estabilidad de los taludes deberán considerarse drenes para evitar el empuje hidrostático actuando sobre el muro de concreto el cual incrementa las fuerzas actuales y reduce el factor de seguridad. Los drenes estarán constituidos por tubos de PVC de 2" de diámetro de 20 cm de longitud y que sobresalgan 15 cm del talud a cada 2.5 m para que drene el agua que se acumule en el respaldo del talud.

En los taludes de interés se recomienda como medida de seguridad construir contracunetas en la corona del talud que canalicen las aguas que escurran en la parte superior de dicho talud y la construcción de cunetas al pie del talud que encauce el agua que escurra por los drenes con el objeto de proporcionar una vida útil mas prolongada del talud protegido.

Como segunda alternativa se recomienda configurar al talud en la colindancia norte con una pendiente a 60 grados, el recorte que se hará es con el fin de retirar todos los materiales afectados por el intemperismo y desaparecer la cuña de materiales con mayor probabilidad de deslizamiento, adicionalmente será necesario proteger el cuerpo del talud recomendado, mediante la colocación de vegetación o semilla lanzada, con el objeto de que la vegetación que crezca en esta zona se desarrolle y extienda por todo el cuerpo del talud, protegiéndolo contra intemperismo y erosionamiento, además será necesario colocar una protección a un metro de separación de la corona del talud que haga que los vehículos que transiten por ahí, pasen lo más retirado posible, logrando con esto incrementar el factor de seguridad y que tenga los mismos valores que la primera alternativa ya descrita anteriormente.

Con relación al talud oriente y sur se establecen las mismas notas de estabilidad que la colindancia norte, con la diferencia de que en el talud oriente, se recomienda utilizar una geometría con un ángulo de inclinación de 45 grados en sus primeros 2.5 m y posteriormente un ángulo de 60 grados, que permitirá incrementar el factor de seguridad a rangos admisibles y mayores a los ya mencionados en este reporte técnico, por la sencilla razón de que la masa deslizante o momento motor reducen su valor, aunado a que se tiene terreno suficiente para efectuar dichos trabajos que garanticen la estabilidad del talud a largo plazo y con factores de seguridad mayores a los calculados para el talud norte.



Tomando en cuenta el talud recomendado se establecen dos alternativas:

La primera es dejar un talud con pendiente 0.3:1.0 (horizontal: vertical) e implementar anclas de 4 pulgadas de diámetro, separadas entre si a cada 3 m, de 10 m de longitud, con acero constituido por una varilla de 1 1/4" de diámetro o un paquete de dos torones de 0.5", para desarrollar una capacidad de carga de 21 tons.

La segunda alternativa es dejar un talud vertical, pero las anclas estarán separadas entre si a cada 2.5 m, tendrán una longitud de 12 m, serán de 4 pulgadas de diámetro, el acero será varilla de 1 1/2" de diámetro o un paquete de dos torones de 0.6", para una capacidad de carga de 30 tons.

Para observar el comportamiento de los taludes se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales.

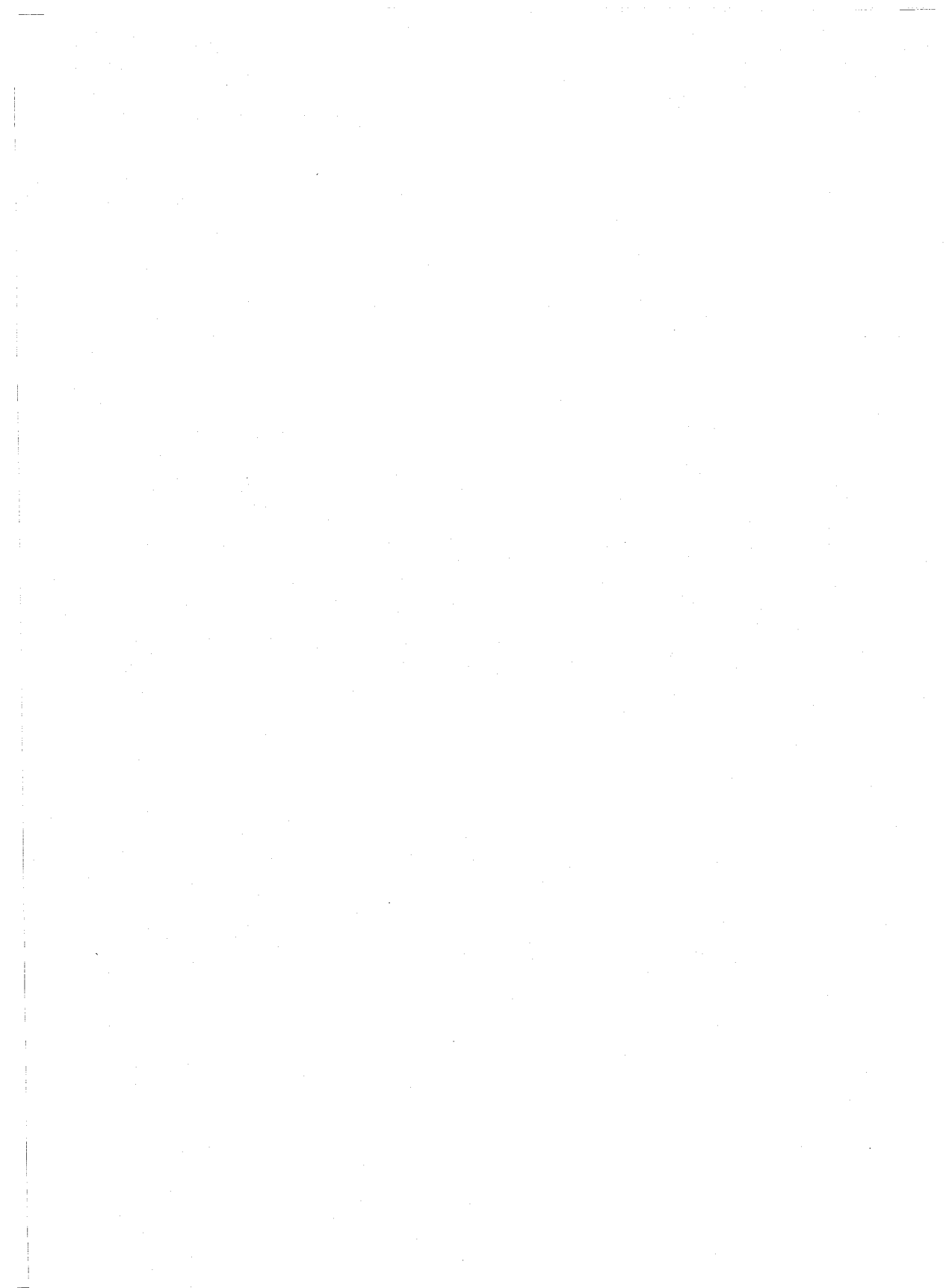


ANEXOS.



ANEXO I

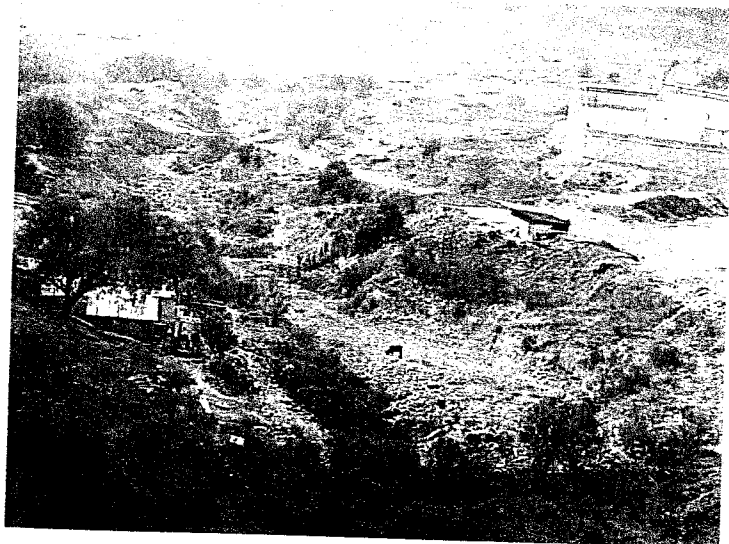
REPORTE FOTOGRAFICO.





*DISEÑO GEOTECNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO*

REPORTE FOTOGRAFICO SECUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.





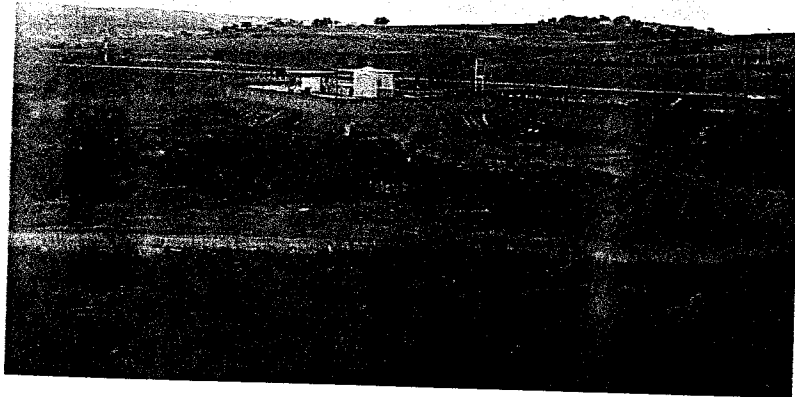
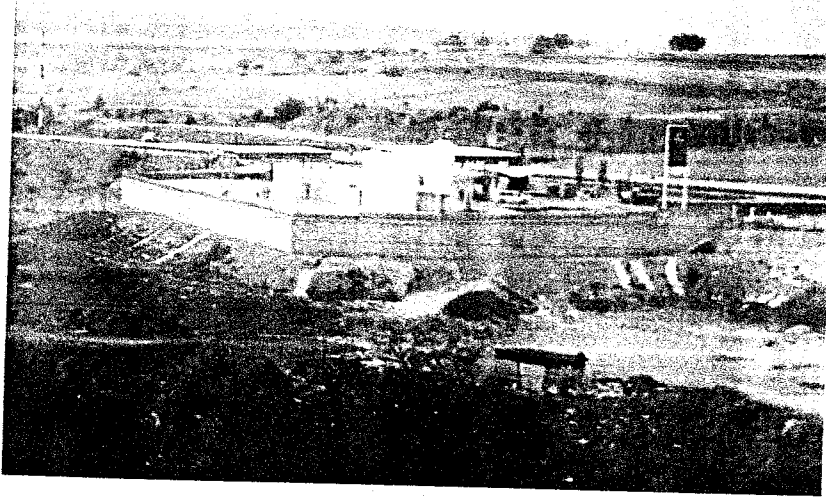
**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





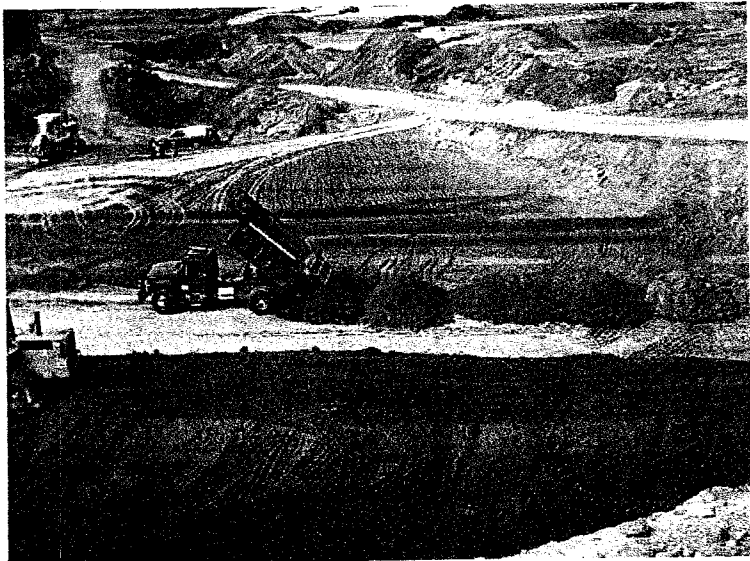
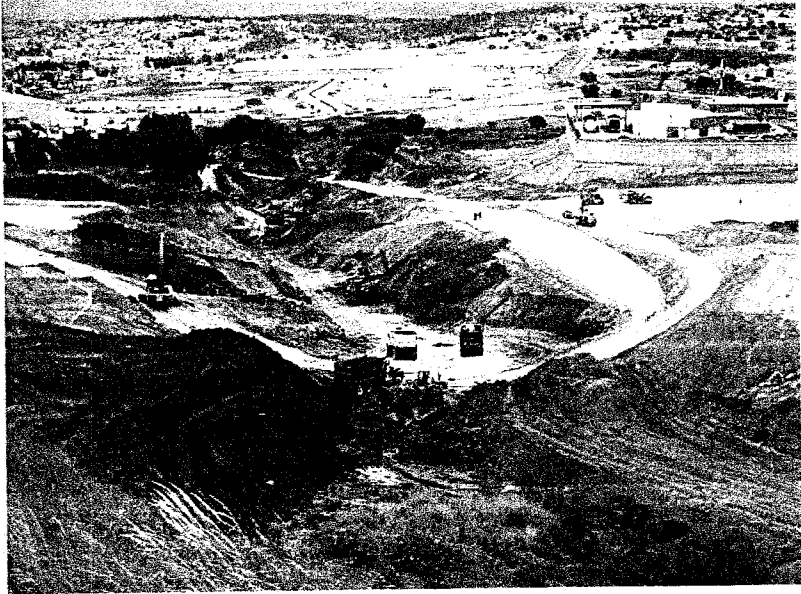
**DISEÑO GEOTECNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**

53





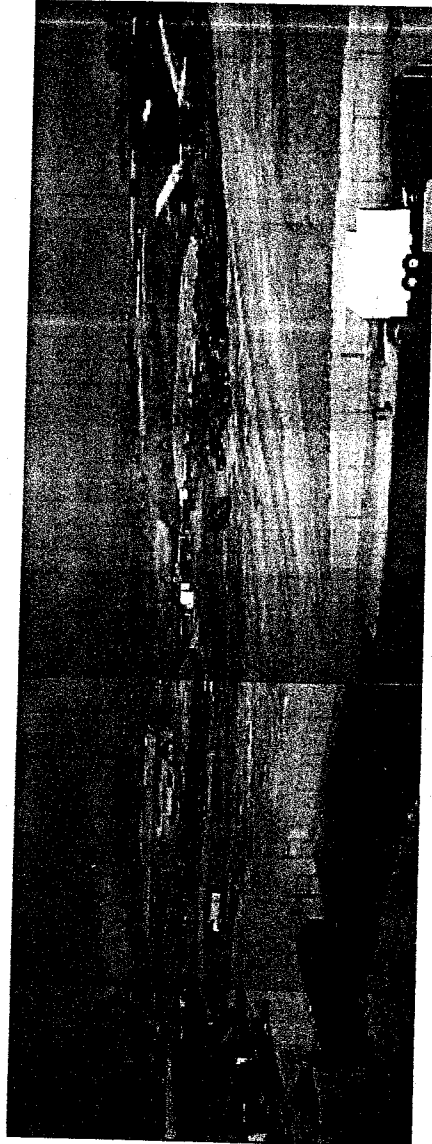
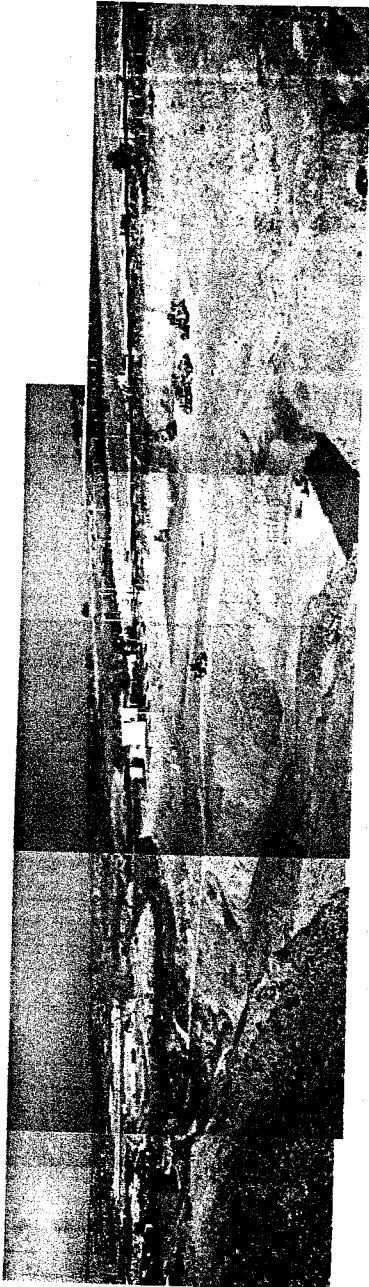
**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





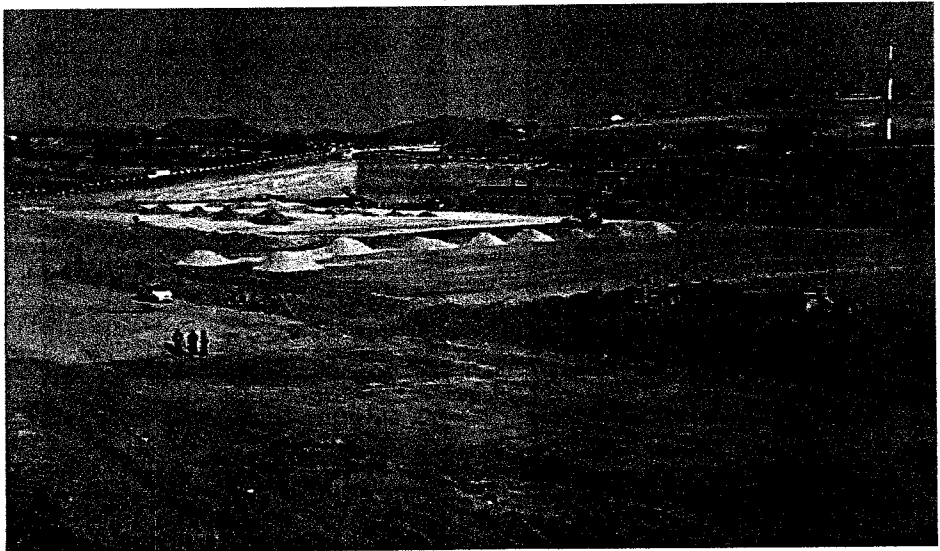
**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**

53





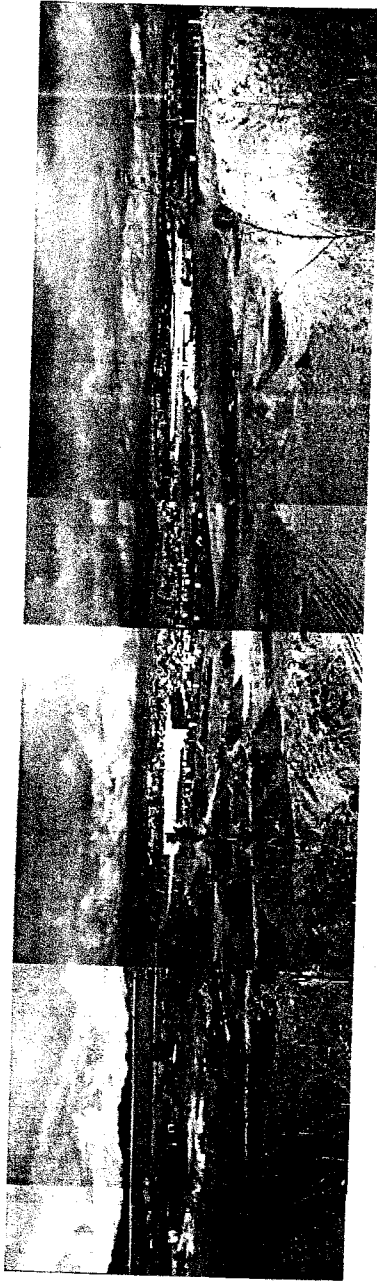
**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

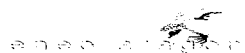
13





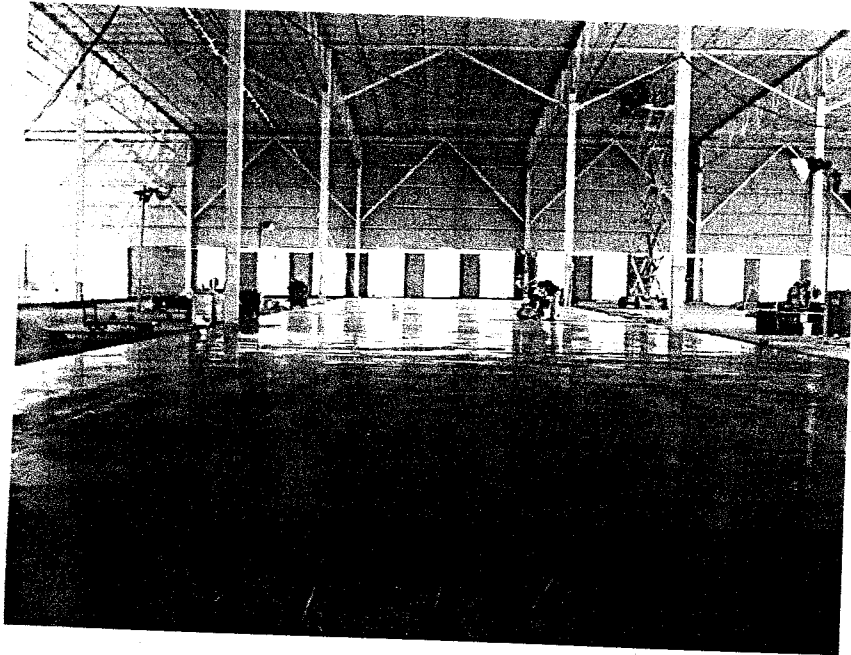
**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**

53





*DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO*





**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**

53



ANEXO II

ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.





ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.

1. NIVELES

Para el presente proyecto deberán realizarse excavaciones o construirse rellenos para que la subrasante tenga los niveles indicados de acuerdo a las necesidades del mismo.

Preliminarmente deberá realizarse un despalme para retirar la capa de suelo que contiene materia orgánica, (de acuerdo a lo establecido en el Estudio de Mecánica de Suelos del presente proyecto). A continuación se colocará material de relleno en caso de ser necesario hasta alcanzar los niveles de proyecto, de lo contrario realizar recorte de materiales. Una vez alcanzado los niveles de proyecto, se compactará el material hasta alcanzar un grado de compactación de 90% con respecto a la prueba próctor estándar. El material producto del despalme será desechado.

2.- MATERIALES

Para construir los pavimentos se requerirán materiales para terracerías, sub-base, base, y carpeta asfáltica.

Las características que deberán tener los materiales son las siguientes:

2.1 Para terracerías

Podrán ser utilizadas mezclas de gravas, arenas y material fino, que satisfagan las siguientes especificaciones:

- límite líquido	40% máx.
- índice plástico	15% máx.
- contracción lineal	8% máx.
- valor relativo de soporte	10% mín.
- contenido de agua óptimo	25% máx.
- peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ³

2.2 Para sub-base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 (ver fig. A), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas y no tener cambios bruscos de pendiente.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

b) De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico, las siguientes:



	Zonas granulométricas del material		
	1	2	3
Contracción lineal, %	4.5 máx	3.5 máx	2.5 máx
Valor cementante, Kg/cm ²	3.5 mín	2.5 mín	2.5 mín
Valor relativo de soporte, %	50 mín	50 mín	50 mín
Tamaño máximo del agregado	3/8" máx	1" máx	2" máx
Peso volumétrico seco máximo, Kg/m ³	1700 mín	1700 mín	1700 mín

2.3 Para base

a) De granulometría

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 (ver fig. A), adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

b) De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, las siguientes:

	Zonas granulométricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx	2.0 máx
Valor cementante, Kg/cm ²	4.5 mín	3.5 mín
Valor relativo de soporte, %	80 mín	80 mín
Tamaño máximo del agregado	2" máx	1" máx
Peso volumétrico seco máximo, Kg/cm ³	1800 mín	1800 mín

2.4 Para carpeta asfáltica

El contratista deberá proponer la planta de asfalto que suministre la mezcla, la cuál deberá ser calificada por el Director de la obra, de acuerdo con las normas marcadas a continuación:

Para construir la carpeta deberá utilizarse concreto asfáltico mezclado en caliente, con las siguientes características en prueba Marshall.

relación de vacíos	3-5 %
estabilidad	850 Kg
flujo	2 a 4.5 mm
contenido de asfalto	el óptimo +/- 0.2 % obtenido en la prueba Marshall



En la mezcla deberá emplearse cemento asfáltico No. 6 con las siguientes características:

penetración	80 - 100 °C
punto de inflamación	232°C mín
ductilidad	100 cm mín
solubilidad	99.5 % mín
viscosidad	85 mín

La curva granulométrica del agregado pétreo deberá quedar comprendida entre los límites marcados, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

Las características físicas del agregado pétreo deberán satisfacer los siguientes valores:

tamaño máximo	¾ "
contracción lineal	2.0% máximo
desgaste "Los Ángeles"	40% máximo
forma de partículas	35% máximo
equivalente de arena	55% mínimo

Afinidad con el asfalto:

* desprendimiento por fricción	25% máximo
* pérdida de estabilidad por inmersión de agua	25% máximo

3. GRADOS DE COMPACTACIÓN

Los grados de compactación que deberán alcanzarse en las diferentes capas que forman el pavimento serán las siguientes:

Subrasante:	90% con respecto a la prueba Proctor estándar
Terracerías:	92% con respecto a la prueba Proctor estándar
Sub-base:	96% con respecto a la prueba Porter estándar
Base:	98% con respecto a la prueba Porter estándar
Carpeta asfáltica:	98% con respecto a la prueba Marshall

Para el control de compactación, se recomienda que desde las primeras capas tendidas de cada tipo de material, se desarrolle un terraplén de prueba, para definir el número de pasadas óptimo, con el equipo elegido, que sean necesarias para alcanzar el grado de compactación especificado.



4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- 4.1 Se despalmará el terreno natural eliminando la capa de suelo contaminado, a continuación se recompactará hasta tener el grado de compactación especificado.
- 4.2 En caso de requerir terracerías para alcanzar el nivel de proyecto, se colocarán capas de material con espesor suelto máximo de 20 cm, con humedad cercana a la óptima (+/- 2 %) y se compactarán hasta obtener el grado de compactación especificado.
- 4.3 A continuación se hará una escarificación a 5 cm de profundidad de la subrasante o terracería y se darán el número de pasadas necesario para obtener el grado de compactación especificado.
- 4.4 Terminada la terracería, se dejará orear por un periodo mínimo de 24 hrs, a continuación se barrerá la superficie y se aplicará un riego de impregnación con emulsión asfáltica cationica superestable o similar a razón de 1.7 lts/m², conservándose este por un mínimo de 24 hrs, hasta comprobar mediante pruebas de campo la penetración del asfalto a la base, en caso necesario diluir con agua para optimizar la penetración.
- 4.5 A continuación se aplicará un riego de liga con emulsión asfáltica cationica de fraguado rápido RR-2K a razón de 0.7 lts/m², de 2 a 4 horas antes del tendido de la carpeta asfáltica.
- 4.6 Previamente al tendido de la mezcla asfáltica deberá aplicarse encima del riego de liga unas paladas de mezcla, para evitar que el tránsito necesario de construcción levante dicho riego. Posteriormente y para evitar la segregación, se tenderá la mezcla con una máquina terminadora (finisher) en un espesor tal que una vez compacto se tenga el de proyecto. La velocidad de la máquina terminadora al colocar la mezcla deberá estar comprendida entre 2 y 4 Km/hora.

Para obtenerse los espesores de material compacto de proyecto deberán controlarse los espesores que va dejando la terminadora según la siguiente relación:

$$\text{Espesor de proyecto} \times 1.3 \text{ (abundamiento)} = \text{Espesor tendido por terminadora}$$

La temperatura recomendable para el tendido debe estar comprendida entre 100°C y 130 ° C, debiendo evitarse éste, cuando la temperatura ambiente sea menor a los 10° C.

- 4.7 La mezcla asfáltica deberá compactarse a una temperatura comprendida entre 90° y 110° C, siendo la óptima 100° C. La compactación se hará longitudinalmente traslapando a toda rueda, iniciando de la parte baja hacia la parte alta, avanzando de la guarnición al centro del arroyo, el equipo recomendado es el siguiente:



- a) Para la compactación inicial deberá emplearse una compactadora de rodillos lisos tipo Tandem de 6 a 8 ton con una velocidad que no debe exceder de 5 Km/hora para evitar el levantamiento de la mezcla caliente, se traslapará entre pasada y pasada media rueda, con el objeto de darle el acomodo inicial al material.
 - b) Una vez que la compactadora Tandem deje huellas apenas perceptibles se procederá a compactar la capa con una compactadora de 3 rodillos lisos y un peso de 12 ton hasta que las huellas de ésta sean muy leves.
 - c) La compactación final de la mezcla se dará con una compactadora neumática que borre las huellas que deja la máquina de 12 ton, hasta dejar una superficie afinada adecuada al tránsito de vehículos.
- 4.8 Se impermeabilizará la carpeta asfáltica aplicando un sello con cemento como se indica a continuación:
- 1) Una vez compactada y recibida la carpeta asfáltica y que ésta haya adquirido la temperatura ambiente y antes de proceder al sello con cemento, deberá barrerse perfectamente la superficie, dejándose libre de polvo e impurezas.
 - 2) Posteriormente se distribuirá el cemento Portland en seco sobre la superficie de la carpeta a razón de $3/4$ Kg por m^2 , tallándose enérgicamente con cepillos de fibra contra la superficie, a fin de que penetre en la porosidad de la carpeta asfáltica.
 - 3) Después se adicionará el agua necesaria (1 a 1.5 lts/ m^2 aproximadamente) para formar una lechada de consistencia media, la cual se distribuirá enérgicamente con los mismos cepillos, hasta lograr una superficie uniforme. En vías donde las pendientes sean mayores del 3 % deberán tomarse las precauciones necesarias al adicionar el agua para evitar escurrimientos y deslaves.
 - 4) Se dejará reposar este sello cuando menos 6 horas para evitar que el tránsito lo levante.

5. CONTROL DE CALIDAD

5.1 Materiales de terracerías, subrasante, base y sub-base

- a) Deberán verificarse las características de los materiales a emplearse en el pavimento, de acuerdo con lo especificado en el inciso 2.
- b) Para verificar los grados de compactación alcanzados, se llevarán a cabo pruebas en cada capa. Se recomienda hacer una prueba por cada $50m^3$ de material compactado.



- c) Para conocer las variaciones del peso volumétrico seco máximo de los materiales, se recomienda hacer una prueba próctor o pórtor, según se requiera, por cada 50 m³ de material compactado o cuando cambie el tipo de material.
- d) El material empleado deberá estar exento de materia orgánica y partículas extrañas.

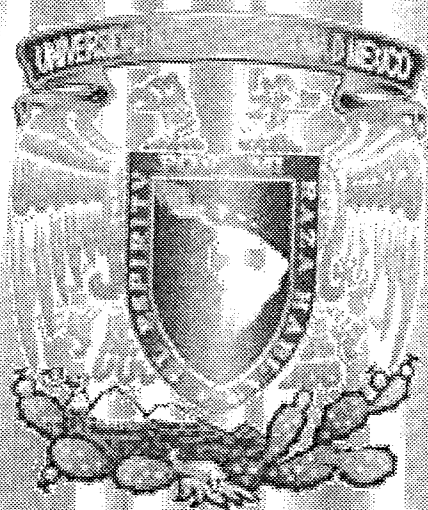
5.2 Carpeta asfáltica

- a) Se deberán efectuar las pruebas indicadas en el inciso 2 a los materiales empleados.
- b) Deberán verificarse las características del concreto asfáltico cada día de tendido, mediante pastillas Marshall.
- c) Se controlará la temperatura de la mezcla asfáltica, de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

Al salir de la planta	120 a 150 °C
Al tender	100°C
Al compactar	90°C

En general la compactación deberá terminarse a 70°C mínimo.

- d) Posteriormente deberán efectuarse pruebas de compactación y permeabilidad en la carpeta terminada.



ANEXO III

ESPECIFICACIONES PARA
PAVIMENTOS RÍGIDOS.





ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS.

1. Espesor de la losa de concreto hidráulico.

Será de acuerdo a lo especificado en el estudio de Mecánica de Suelos para pisos interiores de las estructuras de proyecto y así como para las vialidades.

2. Niveles

Para llegar a los niveles de proyecto en caso necesario deberá efectuarse la construcción de un terraplén en toda el área cubierta por las estructuras con espesor promedio que incluye el despalme recomendado.

Para eliminar la capa de suelo que contiene materia orgánica o materiales de relleno no controlado, deberá hacerse un despalme de 0.20 m como mínimo. El material producto del despalme será desechado.

Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc., reponiéndose en caso de que se dañen o se alteren.

3. Materiales

Para construir los pisos se requerirán materiales para terracerías y base. Las características que deberán tener los materiales serán las siguientes:

3.1 Para terracerías

Se podrán emplear en la construcción de los terraplenes los materiales que satisfagan las siguientes especificaciones:

Límite líquido	40% máx.
Límite plástico	15% máx.
Contracción lineal	5% máx.
Valor Relativo de Soporte (CBR)	15% máx.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m ² mín.

3.2 Para base

De granulometría

La curva granulométrica queda comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 de la figura A, adoptando una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, y no tener cambios bruscos de pendiente.



La relación del porcentaje en peso que pasa la malla No. 200 al que pasa la malla No. 40, no deberá ser superior a 0.65.

De contracción lineal, valor cementante, valor relativo de soporte (CBR), tamaño máximo y peso volumétrico seco máximo, se tendrán las siguientes especificaciones:

	Zonas granulometricas del material	
	1	2
Contracción lineal, %	3.5 máx.	2.0 máx.
Valor cementante, kg/cm ²	4.5 mín.	3.5 mín.
Valor relativo de soporte, %	80 mín.	80 mín.
Tamaño máximo del agregado	2" máx.	2" máx.
Peso volumétrico seco máximo, kg/m ³	1800 mín.	1800 mín.

4. Procedimiento constructivo para terracerías y base.

- 4.1 Se despalmará el terreno 0.20 m. mínimo, con lo que se eliminará la capa de suelo orgánico y los materiales de relleno no controlados. El material producto del despalme será desechado.
- 4.2 Los materiales que se emplearán en las terracerías se mezclarán mediante una motoconformadora hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría.
- 4.3 La terracería (subrasante) se colocará en capas de 20 cm. de espesor en estado suelto, las que se compactarán al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Proctor Estándar, únicamente las tres últimas capas antes de llegar al apoyo de la base se compactarán al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Proctor Estándar.
- 4.4 A continuación se hará una escarificación de 5 cm. de profundidad en la subrasante y se colocará la base cuyo espesor será de 20 cm., compactada al 98% de su peso volumétrico seco máximo. Para compactar se deberá humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a la humedad óptima ($\pm 2\%$).

5. Moldes

El concreto se vaciará en moldes metálicos e indeformables, que no sufran variaciones en sus alineamientos y niveles, fijados firmemente a la base.

Antes del vaciado se engrasarán las superficies que estarán en contacto con el concreto. Los moldes no se removerán antes de que el concreto haya endurecido lo suficiente, para soportar sin deterioro las maniobras respectivas, siendo este lapso de 24 horas como mínimo.



6. Juntas

Juntas transversales de contracción

El objeto de una junta de contracción es limitar los esfuerzos de tensión a valores permisibles. Como estas juntas deben estar en libertad de abrirse, la continuidad del refuerzo se interrumpe en las juntas. Esta junta se construye formando una ranura en la superficie del piso. Las juntas irán espaciadas a cada 6 m.

Estas juntas consisten en ranuras cuya profundidad será la tercera parte del espesor de la losa, las cuales se harán por medio de cortadoras especiales de abrasivo o diamante industrial con un ancho de 3 a 6 mm., el tiempo que debe transcurrir entre el colado y el corte será de 72 horas.

Las ranuras se limpiarán perfectamente y se rellenarán con un material elástico resistente al efecto de los solventes, el calor de los motores y el intemperismo. Debe ser adherente a las paredes y permitir dilataciones y contracciones sin agrietarse. Se recomiendan dispositivos mecánicos para transmisión de cargas entre juntas, mediante barras de sujeción, con el propósito de mantener las caras de las losas colindantes en contacto íntimo asegurando así una transmisión de cargas adecuadas. Para este propósito se podrán emplear barras lisas de 1/2" de 70 cm. de longitud espaciadas a cada 1.0 m.

Juntas transversales de expansión o dilatación.

La función principal de una junta de expansión es proporcionar el espacio para que tenga lugar la expansión del pavimento y por consiguiente evitar que se originen esfuerzos de compresión que pudieran causar daños al mismo.

El ancho del espacio para expansión por junta, será de 19 mm. Es necesario colocar dispositivos para transmisión de cargas en las juntas de expansión, consistentes en pasajuntas. La separación entre estas juntas deberá ser a cada 48 m. como máximo, y tendrán varillas pasajuntas lisas de 60 cm. de longitud, 1" de diámetro y separadas a cada 30 cm.

En las juntas de expansión, los extremos libres de las pasajuntas deberán penetrar en un casquillo metálico adecuado, que permita el movimiento de la pasajunta dentro del concreto durante un ciclo de expansión.

La junta deberá sellarse con material compresible e impermeable (asfalto No. 8), los detalles recomendados para el diseño de juntas de expansión.



Juntas de construcción.

Estas pueden ser de dos tipos:

Longitudinales. El pavimento se dividirá longitudinalmente en fajas de ancho variable entre 3.50 y 6.0 m., de acuerdo con el proyecto, entre estas fajas existirán juntas longitudinales de construcción que pueden ser planas o machihembrados, mediante el uso de cimbra deslizante. Podrán efectuarse la junta plana provocándola mediante un corte con regla cuando aún el concreto está fresco (en proceso de fraguado) o dejando ahogada una cimbra machiembrada.

Transversales. El vaciado longitudinal se hará en forma continua dependiendo del avance del contratista, haciendo una junta transversal plana o machihembrado al terminar el trabajo diario o por interrupción imprevista, respetando la modulación de proyecto.

Al retirar los moldes (en el caso de utilizarlos) y en cuanto la superficie este suficientemente seca, se procederá a pintarla con cemento asfáltico del No. 6 u 8, hasta lograr un espesor uniforme de 3 mm. antes de proceder al vaciado de la losa contigua. Igualmente que en el caso de las juntas de contracción se recomienda la instalación de barras de sujeción para la transmisión de cargas entre las juntas, siendo del mismo calibre y distribución en este caso.

7. Concreto Hidráulico.

El concreto por emplearse deberá de tener una resistencia mínima a la compresión a la edad de 28 días de 250 kg/cm².

El revenimiento del concreto será entre 8 y 12 cm.

8. Colocación y vibrado del concreto.

Antes de iniciar la colocación del concreto, se deberá humedecer la superficie de la base hasta saturarla, pero sin que se formen charcos.

Será conveniente utilizar una espaciadora tipo tolva que reciba el concreto del camión de descarga lateral y lo deposite de manera uniforme sobre todo el ancho del piso.

La altura de caída del concreto no deberá ser mayor de 50 cm.

El concreto en el momento de colocarse tendrá la consistencia especificada por el revenimiento de proyecto.

La revoltura se distribuirá uniformemente sobre la superficie preparada y se compactará mediante vibrador de inmersión, seguido de una regla vibratoria hasta lograr una compactación uniforme y la eliminación de huecos.



9. Acabado del piso

Una vez conformada la superficie mediante el vibrado superficial, se aplanara con llana de madera de mango largo, después se afinara con banda de lona y hule de aproximadamente 20 cm. de ancho, colocada perpendicularmente al eje de la vía, con el objeto de eliminar prominencias y depresiones, hasta dejarla uniforme pero con una textura ligeramente áspera. No se permitirán crestas ni depresiones mayores de 4 mm. medidas con una regla paralela al eje de la vía.

También puede dársele al piso un acabado con ranuras longitudinales con objeto de lograr una superficie antiderrapante.

Las aristas de las juntas se redondearán a un radio aproximado de 4 mm. para lo cual se emplea un volteador que pasa sobre el concreto fresco inmediatamente después de terminado el afinado de la superficie.

10. Curado del concreto para el piso.

Inmediatamente después de terminarse el colado de las losas, se procederá a cubrirla con una membrana impermeable de algún producto aprobado por la dirección de la obra y que cumpla con la especificación ASTM-C-309 vigente, que se aplicará finamente atomizando y que mantendrá la humedad por un tiempo mínimo de 24 horas, al cabo de las cuales se podrá seguir usando esta membrana manteniéndola en buenas condiciones o alguno de los siguientes procedimientos durante siete días posteriores al colado.

- a) Riego de agua.- Para conservar constante y eficientemente húmeda toda la superficie.
- b) Lámina de agua.- Con un tirante de 5 cm. retenida mediante bordes de arcilla.
- c) Arena húmeda.- Con un espesor de 5 cm manteniéndola constantemente humedecida.

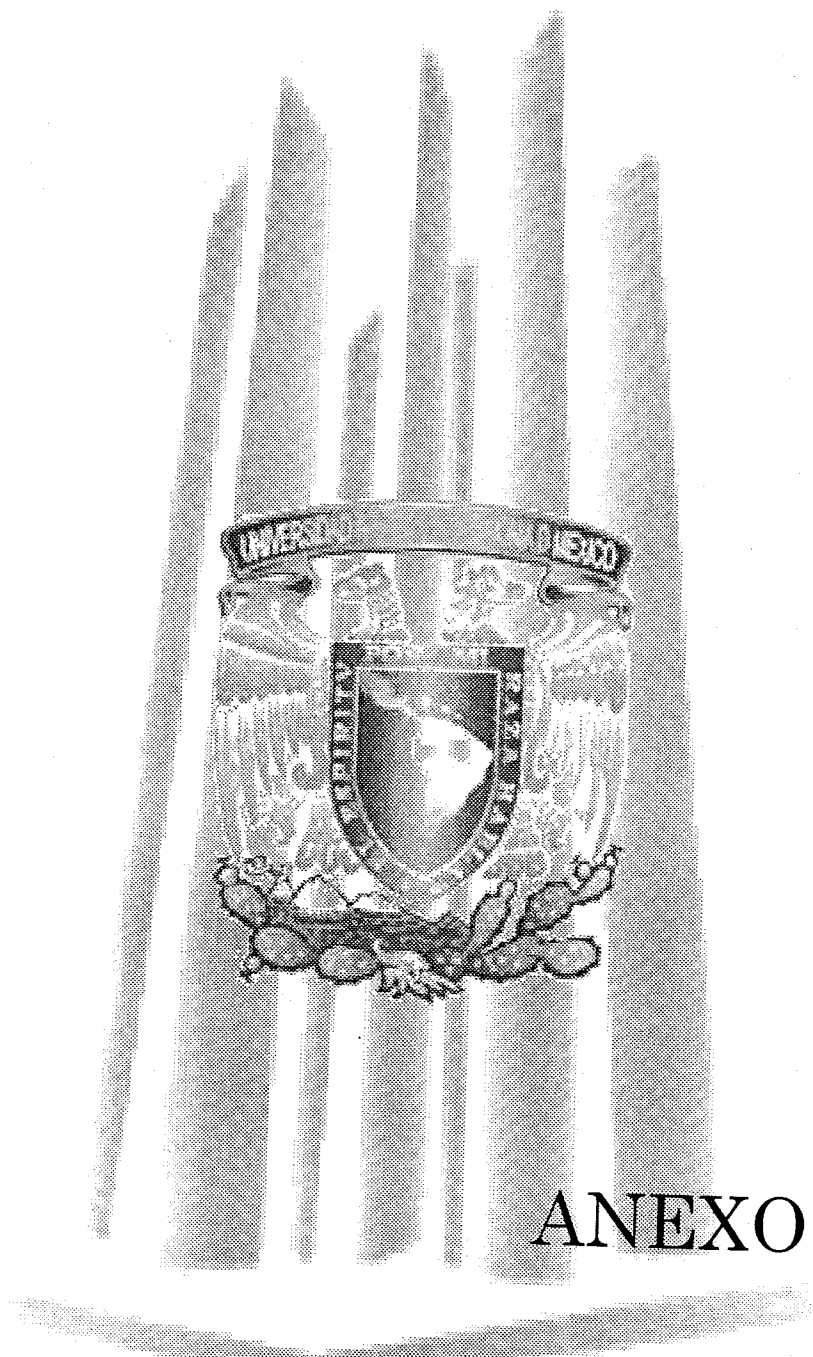
11. Protección del concreto.

El piso de concreto hidráulico terminado deberá protegerse contra el tránsito de vehículos o personas por un tiempo mínimo de siete días si se emplea cemento de resistencia rápida y 14 días con concreto de resistencia normal.



**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





ANEXO IV

MURO DE CONTENCIÓN.





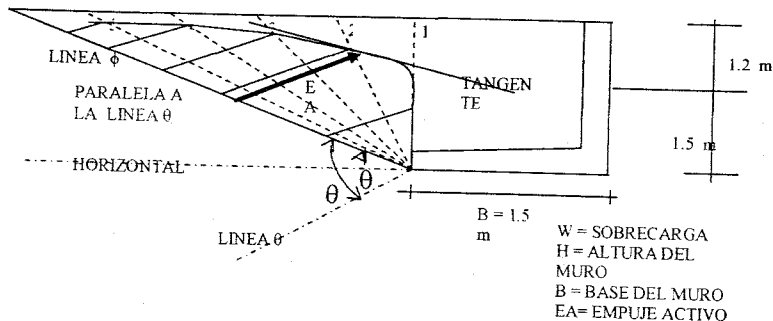
MURO DE CONTENCIÓN.

Muro perimetral de retención del terraplén

El muro de retención será la propia zapata perimetral de colindancia, de concreto armado y una sección transversal igual a una "C" invertida, una profundidad de desplante de 1.50 m. respecto al nivel actual del terreno, una altura de 1.20 m. y un ancho de la pared del muro estimado de 0.25 m.

A continuación se describe el análisis de estabilidad.

MÉTODO GRÁFICO DE CULMANN



Empuje sobre el muro perimetral de retención

Considerando un ángulo de fricción interna de 32° , un peso volumétrico de los materiales de relleno de 1.7 ton/m^3 y una sobrecarga superficial de 3.0 ton/m^2 , se obtuvo un empuje activo de 4.98 ton/m^2 , cuya resultante actuará a 0.9 m. de altura.

Estabilidad del muro perimetral de retención

El análisis de estabilidad de los muros consistió en analizar la capacidad de carga del subsuelo subyacente y los factores de seguridad contra deslizamiento y volteo.

Capacidad de Carga

La capacidad de carga del suelo bajo el muro se determinó aplicando el criterio de Terzaghi para falla local en un suelo puramente cohesivo, con la siguiente expresión⁷:

$$qc = \frac{2}{3}cN'c + \gamma D_f$$

⁷Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics", Capitulo VIII, John Willey and Sons, 1956.



donde:

- qc : capacidad de carga, (ton/m^2)
- c : cohesión del suelo, (ton/m^2)
- γ : peso volumétrico del suelo, (ton/m^3)
- Df : profundidad de desplante de la cimentación, (m)
- N'c : factor de capacidad de carga, (adimensional)

Considerando un peso volumétrico de 1.7 ton/m^3 , una cohesión media de 3.5 ton/m^2 (debido al grado de fisuramiento que presenta el material y la generación de estos por desecación), y una profundidad de desplante de 1.50 m. , se obtuvo una capacidad de carga última de 17 ton/m^2 .

La presión máxima aplicada en la base del muro, originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes fue valuada con la siguiente expresión:

$$P_t = \frac{R_v}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right)$$

donde:

P_t : presión máxima originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el muro, en ton/m^2 .

R_v : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro, e igual a 11.7 ton/m

e : excentricidad de la componente R_v respecto al punto central de la base del muro, e igual a 0.14 m

B : ancho de la base del muro, igual a 1.5 m.

Del cálculo se obtuvo que la presión máxima en la base del muro será de 12.24 ton/m^2 .

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga del suelo de apoyo del muro, se obtendrá mediante la relación:

$$FSq = \frac{qc}{P_t}$$

Del análisis se obtuvo un factor de seguridad igual a 1.39 que es admisible.



Deslizamiento

El análisis se llevo a cabo aplicando la siguiente expresión:

$$FS = \frac{F_{fr}}{E_{AH} - E_{PH}}$$

donde:

- FS : factor de seguridad contra deslizamiento
E_{AH} : componente horizontal de empuje activo, igual a 6.92 ton/m
E_{PH} : componente horizontal del empuje pasivo generado al frente del muro por su empotramiento, e igual a 6.2 ton/m
F_{fr} : fuerza de fricción desarrollada en la base del muro, en ton/m.

siendo

$$F_{fr} = C' B$$

donde:

- C' : 2/3 de la cohesión del suelo de apoyo, en ton/m²
B : ancho de la base del muro, en (m)

Considerando una cohesión de 3.5 ton/m² y un ancho de base del muro de 1.5 m se obtuvo un factor de seguridad contra deslizamiento de 1.67.

Volteo

Se determinó el factor de seguridad contra volteo aplicando la siguiente expresión:

$$FS_v = \frac{R_v * x}{E_{AH} * y} \geq 2$$

donde:

- R_v : componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro, e igual a 11.7 ton/m
x : distancia de la proyección de R_v en el eje de las abcisas, e igual a 0.89 m.
E_{AH} : componente horizontal del empuje activo, e igual a 6.92 ton/m
y : distancia de la proyección de E_{AH} en el eje de las ordenadas e igual a 0.9 m.

De la revisión se obtuvo un factor de seguridad contra volteo de 1.67 que es admisible; no obstante, para garantizar que no se generen esfuerzos de tensión en la base del muro se recomienda, deberá ligarse, monolíticamente en la corona del muro, el piso de concreto armado en un ancho mínimo de 2.0 m.



**DISEÑO GEOTECNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTIN OBISPO**





ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PISOS INDUSTRIALES.

I. GENERALIDADES

1.0 Pisos Industriales

El presente informe ha sido preparado para indicar las bases que permitan revisar, diseñar y construir pisos duraderos que cumplan las expectativas para las que fueron diseñados. Sin embargo, se dará mayor énfasis a los pisos que de ahora en adelante llamaremos pisos industriales, es decir, aquellos pisos interiores que estén sometidos a cualquiera de las siguientes aplicaciones de carga:

- Cargas móviles (entre los que podemos citar vehículos pesados, montacargas y cualquier vehículo con ruedas en contacto con la superficie de la losa).
- Cargas puntuales a través de los soportes de maquinarias o estructuras de almacenamiento, como racks o anaqueles.
- Cargas uniformemente distribuidas, aplicadas directamente sobre la superficie de la losa de concreto.

Los pisos de concreto industriales, comerciales o de tráfico ligero, deben ser diseñados y construidos sin olvidarnos de los aspectos económicos a los que van ligados. En términos de economía no se habla exclusivamente de construcción o inversión inicial, mas bien incluyendo además los costos asociados con el mantenimiento y reparaciones necesarias en el piso, así como el mantenimiento y reparaciones de los equipos que transiten sobre él, etc.

1.1 Criterios en el Comportamiento del Piso

El alcance del diseño, los tipos de materiales a emplear y la mano de obra necesaria dependerán en gran medida de poder anticipar las condiciones de servicio del piso, así como de conocer el criterio a emplear para medir el comportamiento del piso.

Antes de entregar una propuesta y con mayor razón antes de hacer un presupuesto todas las partes involucradas (propietario, usuario, diseñador, contratista general y subcontratista) deberán conocer y estar de acuerdo en las condiciones y criterios tomados para el diseño del piso.

Un buen piso de concreto desplantado sobre el terreno es el resultado de diversos factores:

- Sensibilidad en la planeación.
- Diseño detallado y cuidadoso.
- Selección de los materiales adecuados.
- Especificaciones completas.
- Supervisión.
- Buena mano de obra.



Para definir responsabilidades de cada uno de los que participan en la elaboración del proyecto en la etapa de anteproyecto y en las juntas previas a la construcción es necesario un entendimiento generalizado. En la etapa de anteproyecto el propietario y el usuario deberán contestar varios cuestionamientos como:

- ¿Cuál será el uso del piso?
- ¿De qué magnitud y qué tipo de cargas estará sometido el piso?
- ¿Cuáles son los requerimientos estéticos?, incluyendo el criterio de aceptación o rechazo de posible agrietamiento aleatorio.
- ¿Pueden los procedimientos de mantenimiento del piso en operación influir en la manera de construir y especificar el piso?
- ¿La losa tendrá algún tipo de recubrimiento?

El equipo de construcción incluye al propietario, el diseñador, la constructora o contratista general, el subcontratista de las terracerías, el proveedor del concreto, el subcontratista responsable de la colocación y la supervisión. Todo el equipo en general, es responsable de construir un piso duradero y libre de problemas.

Una vez que los criterios de operación del piso son definidos e incorporados al diseño y a las especificaciones, dependerá del equipo de construcción (definido en el párrafo anterior) el entregar el piso requerido.

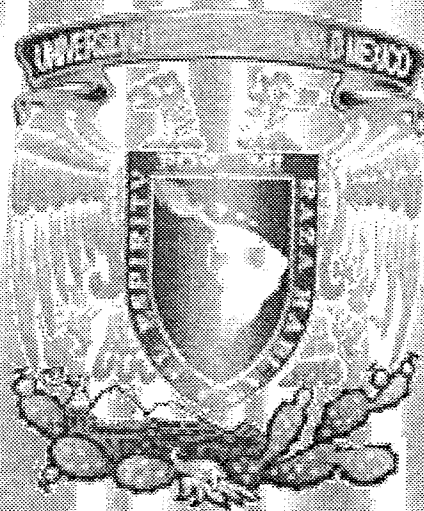
Hoy en día muchos pisos de concreto son estructuras de alto nivel de especificaciones. Por citar un ejemplo, muchas nuevas naves industriales se proyectan para una gran capacidad de almacenamiento, lo que significa que las instalaciones deberán soportar cargas muy pesadas, así como también deberán de contar con superficies muy planas y niveladas que faciliten la operación de montacargas con capacidad de mover y almacenar mercancía a gran altura.

Pisos como éstos con alto nivel de especificaciones no son necesarios para uso menos especializado como el caso de pisos para pequeños negocios o de tráfico peatonal.

Desafortunadamente, los pisos industriales siempre han sido vistos como estructuras muy simples, por lo que frecuentemente reciben muy poca atención durante su construcción. Adicionalmente un gran número de ideas incorrectas siguen aplicándose en su construcción. Como resultado de esto, se puede afirmar que los pisos son la parte de toda edificación que más problemas y quejas recibe. Para corregir esta deficiencia, debe tenerse mucho cuidado en los diversos factores que influyen de manera importante el desempeño de un piso industrial.

- La uniformidad de la rasante y una adecuada capacidad de soporte.
- Calidad del concreto.
- Capacidad estructural adecuada (espesor).
- Superficies planas y niveladas.
- Deformaciones bajo cargas.
- Transferencia de carga en las juntas.
- Tipo de juntas y espaciamiento entre ellas.
- Mano de obra calificada.





ANEXO V

ESPECIFICACIONES PARA
LA CONSTRUCCIÓN DE
PISOS INDUSTRIALES.





- Tratamientos debajo de la losa (barreras de vapor, capas rompedoras de capilaridad).
- Diseño de mezcla del concreto.
- Tratamientos superficiales especiales, incluyendo recubrimientos.
- Futuras reparaciones y mantenimiento.

La tecnología y detalles aplicados a pisos de todos los tamaños abarca una gran variedad de usos. Desde pequeñas áreas de pisos en residencias o industrias ligeras, pisos de tamaño medio en almacenes a pesadas plantas industriales, que cubren grandes áreas, todos cuentan una tecnología similar.

1.2 Costo-Beneficio de Pisos de Mayor Espesor

Aparte de las deficiencias habituales que se tienen en los pisos, como un inadecuado curado, juntas muy separadas y malos diseños de mezclas de concreto, el problema menos tratado y sin embargo de gran importancia es el espesor de la losa.

El incremento del espesor en una losa de concreto, es una de las maneras más sencillas y efectivas para el mejoramiento en el comportamiento de los pisos. Los esfuerzos de torsión se incrementan al cuadrado de la profundidad de un miembro. Por ejemplo, se compara una viga de espesor unitario a una que es 1.5 veces más robusta.

- 1 unidad cuadrada es 1
- 1.5 unidades cuadradas es 2.25.

Por lo tanto, los esfuerzos de torsión de una viga más robusta deben ser $2.25/1$ ó 225% en comparación con una viga más delgada. Las losas siguen el mismo tipo de relación. Para ilustrar esto, se compara una losa de piso sin refuerzo de 100 mm (4 pulg.) de peralte, con otra de 125 mm (5 pulg.). Para realizar esta ilustración genérica, la comparación se realiza en base a porcentajes. Mencionemos que el costo debido al material adicional de la losa de 125 mm (5 pulg.) de peralte es 25% más en comparación con la primera, o tiene una relación de 125%. (De hecho el costo total de la losa debe ser un porcentaje menor, debido a que la preparación de la subrasante y los costos del acabado superficial serán los mismos)

En este ejemplo, para un 25% de incremento en los costos de material, existe un 56% de incremento en la capacidad de carga. De manera similar, para una losa de 10 cms. (4 pulg.) que se incrementa en un 50% su espesor, hay un 125% de incremento en capacidad de carga.

"Por cada peso gastado para construir una losa de mayor espesor, hay más del doble de valor en la capacidad de carga resultante".

La tabla 1 muestra la mejora relativa en la capacidad de carga resultante del incremento de espesor de losa. Una relación muy similar aplica cuando una losa de cualquier espesor es incrementada en profundidad.





Espesores de la losa mm (pulg.)	Espeor relativo comparado con una losa de 10 cm o 4 pulgadas	Resistencia relativa comparada con una losa de 10 cm o 4 pulgadas
100 (4)	100	100
125 (5)	125	156
150 (6)	150	225
175 (7)	175	306
200 (8)	200	400

Espeores de losa y capacidad de carga.

II. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

2.1 Métodos de diseño para pisos y losas sobre el terreno o sobre la rasante

Existen cinco proposiciones independientes y comúnmente usadas para determinar la combinación de espesor de la losa y la distribución de refuerzo. Estos métodos son los descritos por la Asociación de Cemento Portland; El Instituto del Refuerzo con Alambre; Instituto del Postensado; El Cuerpo de Ingenieros de la Armada de E.U.; y el Comité ACI 223.

2.1.1 Criterio de diseño-cargas de servicio

El diseño de losas debe incluir los siguientes conceptos:

- Clasificación de suelo
- Condiciones de cargas por franjas
- Cargas puntuales y espaciamiento
- Cargas de vehículos
- Cargas por eje
- Espaciamiento de ruedas
- Repeticiones de carga
- Localización de pasillos
- Resistencia del concreto
- Técnica de refuerzo
- Factores de diseño
- Resistencia a la abrasión
- Mantenimiento a largo plazo

2.1.2. Pisos estructurales

Los pisos estructurales elevados se deben ajustar a los requisitos del Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318).



2.2 Acero de refuerzo

2.2.1. Retuerzo no estructural

Frecuentemente, los pisos apoyados directamente sobre el terreno, diseñados como secciones no reforzadas, contienen una cantidad mínima de acero con el propósito de limitar el ancho de las grietas causadas por la contracción debida a cambios de temperatura. Si fuera posible, el acero debería colocarse aproximadamente a 2 pulgadas (50 mm) bajo la superficie y llegar a una distancia de 2 pulgadas (50 mm) de los bordes de la losa.

Cuando el acero pasa a través de las juntas de contracción, se debe tener presente que las juntas de construcción se abrirán más que las juntas intermedias de contracción. En este caso, puede ser necesario el uso de pasajuntas para la transmisión de cargas (secciones 2.3.2 y 2.3.3). Las juntas deben estar selladas adecuadamente para evitar el deterioro.

Cuando se usa concreto compensador de contracción, el porcentaje de retuerzo y su correcta colocación son consideraciones importantes (ver ACI 223).

2.2.2 Prevención de agrietamientos sobre las varillas de refuerzo

El agrietamiento por asentamiento plástico, sobre las varillas de refuerzo, es causado por utilización de un recubrimiento inadecuado de concreto sobre el acero, por un tamaño mayor de la varilla y/o por un mayor revenimiento del concreto, o bien, una combinación de ambos. A menos que aparezca en los planos de otra manera, el refuerzo se deberá colocar abajo de la superficie superior, a un cuarto del espesor de la losa, hasta 2 pulgadas (50 mm) como máximo. Otras medidas para evitar el agrietamiento incluyen: utilizar varillas de menor tamaño, reducir el revenimiento y/o someter al concreto a una revibración.

2.3 Juntas; ubicación y diseño para pisos no estructurales

Por lo general, se usan tres tipos de juntas en los pisos de concreto: de aislamiento, de contracción y de construcción. La ubicación apropiada de las juntas de aislamiento y las juntas de contracción se muestra en las TABLA 1 y 2. La guía 504 R del ACI muestra los principios generales para el diseño de la configuración de juntas en las losas.

2.3.1 Juntas de aislamiento

El piso debe estar separado estructuralmente de otros elementos de construcción, a fin de permitir que se presenten movimientos diferenciales, tanto horizontales como verticales. Las juntas de aislamiento se deben usar en las uniones con muros, columnas, cimentaciones de máquinas y zapatas o en otros puntos de restricción, como tubos de drenaje, chimeneas, colectores de agua, escaleras, etcétera. Estas juntas se pueden lograr al insertar relleno para juntas de expansión antes o durante las operaciones de colado y, en el caso de columnas se pueden colocar como se indica en la TABLA 1. El relleno de juntas deberá ocupar toda la profundidad de la junta y no deberá sobresalir de ella.



En el caso de que transiten vehículos sobre las juntas de aislamiento que no están diseñadas para transmitir cargas, como las juntas en los vanos de puertas, el espesor de la losa se puede aumentar en un 25% y se deberá disminuir según una pendiente no mayor de 1 a 10, hasta obtener el espesor requerido. Las juntas de aislamiento para losas fabricadas con concreto compensador de contracción deben tratarse como se indica en la norma ACI 223.

2.3.2 Juntas de contracción

Los movimientos diferenciales en el plano de la losa son producto de la contracción por secado, por los cambios térmicos o por la contracción por carbonatación, de las cuales, la primera es la más importante. En una losa, la contracción se presenta en forma más rápida, en la superficie expuesta y esto provoca un alabeo de los extremos hacia arriba. Si la losa se encuentra fija para evitar dicho alabeo se presentarán agrietamientos donde la fijación imponga un esfuerzo mayor que la resistencia a la tensión.

Dado que la contracción por secado es característica inherente del concreto con cemento Portland, es normal que ocurra cierto alabeo y agrietamiento en todo proyecto. El grado de alabeo y agrietamiento dependerá del diseño y de la exposición de los elementos estructurales, del anclaje, del contenido de agua, de la exposición al secado, etcétera. Como en todos los casos, vale la pena poner especial atención en el proporcionamiento, el mezclado y la selección de los materiales, el curado, el refuerzo y los procedimientos de construcción.

El propósito de las juntas de contracción es determinar previamente la ubicación de las grietas, con fines estéticos y de funcionamiento (ver TABLAS 1 y 3). En el caso de pisos no estructurales, la separación de las juntas debe ser, en metros de 24 a 36 veces el espesor de la losa en centímetros. El tamaño del agregado, el contenido unitario de agua y la experiencia local con los ingredientes del concreto ayudarán al diseñador a seleccionar la separación adecuada. Se deben usar espacios menores cuando exista alguna razón para esperar una gran contracción o cuando la variación en la temperatura pueda ser de gran magnitud. El acero por temperatura se puede usar para restringir el ancho de las grietas (sección 2.2).

A menos que el diseño indique un refuerzo suplementario específico en la junta de contracción, las grietas inducidas resultantes pueden no ofrecer ninguna ventaja estructural sobre las grietas de contracción que ocurren al azar. La superficie del concreto en una grieta ocurrida al azar puede presentar menos alabeo u ondulación. No se deben usar juntas metálicas machihembras en los cuatro lados de los tableros de losas de piso. Su uso en los cuatro lados dificulta el control de la elevación adecuada, en particular con guías vibratorias. Si se emplea este tipo de juntas se deben permitir solamente para juntas de construcción. Las juntas metálicas machihembras no se recomiendan para juntas de contracción sujetas a tránsito de vehículos con ruedas duras (clases 6 ó 7).



Las juntas de contracción deben estar colocadas sobre las líneas de ejes de las columnas, con juntas intermedias del entre las líneas de ejes de las columnas, según se requiera, para lograr distancias máximas entre juntas de entre 24 y 35 veces el espesor de la losa (el espaciamiento en pies debe ser de 2 a 3 veces el espesor en pulgadas). Los tableros resultantes deben ser casi cuadrados y se deberán evitar los alargados o en forma de "L".

En las entradas de cocheras y en las banquetas, las juntas de contracción deben tener una separación aproximadamente igual al ancho de la losa, pero si las entradas o las banquetas tienen un ancho mayor de 3 a 4 m (10 pies) deben tener una junta longitudinal en el centro. La separación entre las juntas en patios no debe exceder de 3 m (10 pies) en ambas direcciones. Si es posible, los tableros formados por juntas de contracción en banquetas, entradas para autos y en patios, deben ser casi cuadrados. Por otra parte, los tableros con una relación largo-ancho excesivamente grande (mayor que 1.5), se agrietan con facilidad. Como regla general, cuanto más pequeño sea el tablero, menor será la probabilidad de que se presenten agrietamientos accidentales. Todas las juntas de contracción deben ser continuas, no escalonadas, ni alteradas.

Un método para formar juntas de contracción es cortar mediante aserrado una ranura continua a una profundidad de $1/4$ del espesor de la losa, pero no menor de una pulgada (25 mm), para formar un plano debilitado bajo el cual se producirá una grieta (TABLA 3). La trabazón de las dos superficies agrietadas en forma irregulares, por lo general, suficiente para transmitir cargas a través de la junta.

En losas de gran peralte es necesario utilizar una sierra mecánica con disco cortador de mampostería, que corte por lo menos $1/4$ del espesor de la losa. El corte se debe hacer lo más pronto posible, después de que el concreto haya endurecido. El concreto deberá estar lo suficientemente duro para que la sierra no quite el agregado y los bordes del corte no se despostillen. Si se presentan grietas antes del corte, significa que la operación se ha retardado demasiado. Las sierras mecánicas también se pueden usar en losas delgadas. Una mala elección de disco de la sierra puede dar como resultado un corte muy lento y un desgaste excesivo del mismo. Por lo tanto, será necesario consultar al fabricante respecto al tipo de disco que se debe utilizar, de acuerdo con el agregado empleado.

Existen unas tiras prefabricadas de plástico o de metal para formar juntas de contracción y se insertan en el concreto fresco. Antes de que la inserción se lleve a cabo, se debe colocar una cuerda a lo largo de cada línea de junta, para ayudar a que éstas sean rectas. Se debe hacer una ranura en el concreto fresco con una llana, o con cualquier otra herramienta afilada, antes de insertar dichas tiras. Si es necesario quite la parte superior del aditamento para la junta, esto se debe hacer antes del primer aplanado con la llana.

En los lugares donde transitarán vehículos y donde por consiguiente, se necesitarán juntas duraderas (pisos para uso industrial y comercial), se deben evitar las juntas irregulares o de radio amplio. Tampoco se deberán usar juntas formadas con herramientas manuales, o mediante tiras de madera o tiras "T", al igual que cualquier otro método con el que se obtengan juntas con las características mencionadas.



En pisos para uso industrial, sujetos a poco tránsito de llantas duras, las juntas deben estar rellenas o protegido con un material epóxico, que proporcione un apoyo adecuado a la junta y que tenga suficiente resistencia a desgaste. En general, no se requieren juntas de contracción cuando se usa refuerzo postensado. Para el concreto compensador de contracción se requieren muchas menos juntas de contracción.

2.3.3 Juntas de construcción

Las juntas de construcción se colocan en la losa cuando la jornada de colado ha concluido, y de acuerdo con un plan de juntas, predeterminado. Si el colado se interrumpe durante bastante tiempo, de tal manera que el concreto ya colado se endurezca, se deberá usar una junta de construcción.

Las juntas de construcción, cuando sea posible, ni se deberán colocar a una distancia menor de 1.50 m (5 pies) de cualquier otra junta paralela más cercano cumpliendo los detalles, según sea el más apropiado. Las juntas metálicas machihembradas no se recomiendan para juntas de construcción sujetas a tránsito de vehículos con rueda duras (clases 6 ó 7). En condiciones de cargas pesadas es preferible usar juntas con pasajuntas lisos en lugar de juntas machihembradas.

Para obtener información acerca de juntas de construcción en pisos estructurales, consulte el Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI 318.

III PRUEBAS DE LABORATORIO

3.1 Pruebas comunes de Mecánica de Suelos.

En el diseño de pavimentos (rígidos o flexibles), es fundamental para conocer algunas propiedades de los suelos que nos permiten conocer sus características generales y sus comportamientos. Algunas de estas propiedades se obtienen mediante las pruebas que se describen a continuación:

Plasticidad

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace el uso de los límites de Atterberg.

Estos límites son: límite líquido (LL), límite plástico (LP) y límite de contracción (LC) y mediante ellos se puede conocer el tipo de suelo en estudio. Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelo que pasa por la malla No. 40. La diferencia entre los valores del límite líquido y del límite plástico da como resultado el índice plástico (IP) del suelo.



Límite Líquido

El límite líquido se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De esta forma, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte y según Atterberg es de 25 g/cm². Para determinar el límite líquido de un suelo se hace el siguiente procedimiento.

- a) Se toman unos 100 g de material que pasa la malla No. 40, se colocan en una cápsula de porcelana y con una espátula se hace una mezcla pastosa, homogénea y de consistencia suave agregándole una pequeña cantidad de agua durante el mezclado.
- b) Se coloca una poca de esta mezcla en la copa de Casagrande, formando una masa alisada de un espesor de 1cm en la parte de máxima profundidad.
- c) El suelo colocado en la copa de Casagrande se divide en la parte media en dos porciones, utilizando un ranurador.
- d) Se acciona la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que la parte inferior del talud de la ranura hecha se cierre precisamente a 1.27 cm (1/2"). Si no se cierra entre los 6 y 35 golpes, se recoge el material y se le añade agua y se vuelve a mezclar.
- e) Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes, comprendido entre 6 y 35 golpes, se toman 10 g aproximadamente de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada y se determina el contenido de agua de inmediato. Se repite el ensayo y si se obtiene el mismo número de golpes que el primero o no hay diferencia en más de un golpe, se repite el ensayo hasta que tres ensayos consecutivos den una conveniente serie de números.
- f) Se repiten los pasos del 2 al 5, teniendo el suelo otros contenidos de humedad. De este modo se deben tener, por lo menos, dos grupos de dos a tres contenidos de humedad, uno entre los 25 y 35 golpes y otro entre los 6 y los 10 golpes con el fin de que la curva de fluidez no se salga del intervalo en que puede considerarse recta, según lo indica Casagrande.
- g) Se unen los tres puntos marcados por el intervalo de 6 a 20 golpes con una línea recta y se señala el punto medio. Se repite para los dos o tres puntos dentro del intervalo de 25 a 35 golpes.
- h) Se conectan los puntos medios con una línea recta que se llama curva de fluidez. El contenido de humedad indicado por la intersección de esta línea a 25 golpes es el límite líquido del suelo.





Límite plástico

Es el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. El límite plástico se determina con el material sobrante del límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado hasta obtener una mezcla plástica que sea moldeable. Se forma una pequeña bola que deberá rodillarse enseguida aplicando la suficiente presión a efecto de formar filamentos.

Cuando el diámetro del filamento resultante sea de 3.17 mm (1/8") sin romperse, se debe de continuar hasta que cuando al rodillar la bola de suelo se rompa el filamento al diámetro de 1/8" se toman los pedacitos, se pesan, se secan al horno en un vidrio, vuelven a pesarse ya secos y se determina la humedad correspondiente al límite plástico.

$$L.P. = [(Ph - Ps) / Ps] \times 100$$

L.P. = Humedad correspondiente al límite plástico en %.

Ph = Peso de los filamentos húmedos en gramos.

Ps = Peso de 103 filamentos secos en gramos.

3.1.1 Pruebas de compactación

Prueba Proctor

La prueba proctor se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por el procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad. Su objetivo es:

- Determinar el peso volumétrico seco máximo $\gamma_{m\acute{a}x}$ que puede alcanzar un material, así como la humedad óptima w_o que deberá hacerse la compactación.
- Determinar el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o cuando ya se encuentran construidos los caminos, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo proctor.

La prueba Proctor está limitada a los suelos que pasen totalmente la malla No. 4, o que cuando mucho tengan un retenido de 10 % en esta malla, pero que pase dicho retenido totalmente por la malla 3/8". Cuando el material tenga retenido en la malla 3/8" debe determinarse la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo con la prueba de Porter Estándar. También debe efectuarse la prueba Porter Estándar en arenas de río, arenas de minas, arenas producto de trituración, tezontles arenosos y en general en todos aquellos materiales que carezcan de cementación.



Procedimiento:

Se obtienen 3 kg de material previamente secado al sol.

Se tamiza por la malla No. 10, y los grumos que se hayan retenido se disgregan perfectamente y se vuelve a tamizar por la misma malla, continuándose este proceso hasta que las partículas que se retengan en la malla no se puedan disgregar.

Terminada esta operación, se mezcla perfectamente todo el material y se adiciona el material, y se agrega la cantidad de agua necesaria para iniciar la prueba.

La cantidad de agua que se adiciona deberá ser la necesaria para que una vez repartida uniformemente presente el material una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano no deje partículas adheridas a ella ni la humedezca, y que a la vez el material comprimido pueda tomarse con dos dedos sin que se desmorone.

El material que contiene ya la humedad necesaria para iniciar la prueba se tamiza por la malla No. 4, se mezcla para homogeneizarlo y se compacta en el molde cilíndrico en tres capas aproximadamente iguales.

El pisón metálico de 2.5 kg se deja caer desde una altura de 30 cm. Deberán darse 30 golpes repartidos uniformemente para apisonar cada capa.

Una vez apisonada la última capa se remueve la extensión y se elimina el excedente de material del molde cilíndrico y se pesa éste con todo y su contenido.

A continuación se extrae la muestra compactada del cilindro y se pone a secar una pequeña cantidad del corazón de la muestra para determinar su humedad.

La muestra que ha sido removida del molde cilíndrico se desmenuza hasta que pasa la malla No. 4, se añaden 60 cc (2% en peso de agua) y se repite el procedimiento descrito. Esta serie de determinaciones continúan hasta que la muestra esté muy húmeda y se presente una disminución apreciable en el peso del suelo compactado.

El peso volumétrico húmedo para cada contenido de humedad se calcula con la siguiente fórmula:

$$\gamma_h = Ph / Vt$$

γ_h = Peso volumétrico húmedo en g/cm³.

Ph = Peso del material húmedo compactado en el molde, en gramos.

Vt = Volumen del molde en cm³.

El contenido de humedad se calcula con la siguiente fórmula:

$$W = [(Ph - Ps) / Ps] \times 100$$



El peso volumétrico seco para cada peso volumétrico húmedo y su correspondiente humedad se calculan por la siguiente fórmula:

$$\gamma_s = \gamma_h / [1 + (W/100)]$$

W = Contenido de la humedad en porcentaje.

P_w = Peso de la muestra húmeda, en gramos.

P_s = Peso de la muestra seca, en gramos

γ_s = Peso volumétrico seco en g/cm³

γ_h = Peso volumétrico húmedo, en g/cm³.

Los peso volumétrico secos y las humedades correspondientes se utilizan para trazar la curva peso volumétrico seco-humedad, marcando en el eje de las abscisas los contenidos de humedad. La humedad que genera mayor peso volumétrico es la que permite la mayor compactación del material y se le conoce como humedad óptima de compactación.

En la misma gráfica se dibuja la curva de saturación teórica. Esta curva representa la humedad para cualquier peso volumétrico, que sería necesaria para que todos los vacíos que dejan entre sí las partículas sólidas estuvieran llenos de agua.

El peso volumétrico seco correspondiente a la curva de saturación teórica para la humedad dada se calcula con la fórmula:

$$\gamma_{scs} = [(100 D_a) / (100 + w_{Dr})] \times 100 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

γ_{scs} = Peso volumétrico seco de la curva de saturación (kg / m³).

D_a = Densidad absoluta del material que pasa la malla No. 400 en g/cm³.

D_r = Densidad relativa del material que pasa por la malla No. 40.

La curva de saturación teórica tiene por objeto comprobar si la prueba Proctor fue correctamente efectuada, ya que la curva de saturación y la curva Proctor nunca deben cortarse dado que es imposible en la práctica llenar totalmente con agua los huecos que dejan las partículas del suelo compactado.

La curva de saturación teórica sirve para determinar si un suelo, en el estado en que se encuentra en el lugar, es susceptible de adquirir mayor humedad o mayor peso volumétrico fácilmente.

Así, una vez hecha la determinación del peso volumétrico y humedad en el lugar, se calcula el por ciento de huecos llenos de aire con la siguiente fórmula:

$$V_a = [(\gamma_{scs} - \gamma_s) / \gamma_s] \times 100$$





donde:

- V_a = Volumen de huecos llenos de are %.
- γ_{scs} = Peso volumétrico seco de suelo compactado correspondiente a la humedad w .
- γ_s = Peso volumétrico de la curva de saturación teórica correspondiente a la humedad w .

Si este valor es mayor de 6.5%, el suelo se encuentra en condiciones de adquirir un peso volumétrico mayor con la humedad que contiene, o bien, sin variar su peso volumétrico seco, incrementar su humedad.

Prueba Porter Estándar

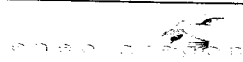
Esta prueba tiene como finalidad determinar el peso volumétrico seco máximo de compactación Porter y la humedad óptima en los suelos con material mayor de 3/8" y los cuales no se les pueden hacer la prueba Proctor. Esta prueba sirve también para determinar la calidad de los suelos en cuanto a valor de soporte se refiere, midiendo la resistencia a la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado periodo de saturación.

Esta prueba se lleva a cabo de la siguiente forma:

La humedad óptima de Porter es la humedad mínima requerida por el suelo para alcanzar su peso volumétrico seco máximo cuando es compactado con una carga unitaria de 140.6 kg/cm². Para obtener la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo se obtiene una muestra de 4 kg de material secado, disgregado y cuarteado. Cuando se ha logrado la disgregación de los grumos se tamiza la muestra por la malla 3/4". Se le incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota, y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad se coloca en tres capas dentro del molde de prueba, y cada una de ellas se les da 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando cargas uniformes y lentamente procurando alcanzar la presión de 140.6 kg/cm² en un tiempo de 5 minutos, la que debe mantenerse durante 1 minuto, e inmediatamente hacer la descarga en otro minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad de la muestra es inferior a la óptima. A otra porción de 4 kg de material se le adiciona una cantidad de agua igual a la anterior más 80 cc y se repite el proceso. Si al aplicar la carga máxima se observa que se humedece la base del molde, el material muestra una humedad ligeramente mayor que la óptima de Porter. Para fines prácticos es conveniente considerar que el espécimen se encuentra con su humedad óptima cuando se inicia el humedecimiento de la base del molde, siendo esta la más adecuada para su compactación.

Se determina la altura del espécimen restando la altura entre la cara superior de éste y el borde del molde de la altura total del molde, y con este dato se calcula el volumen del espécimen. Se pesa el espécimen con el molde de compactación, se le resta el peso del molde y se calcula el peso volumétrico.





$$\gamma_h = Ph / Vt$$

- γ_h = Peso volumétrico húmedo en glm o kg/m^3 .
Ph = Peso del material húmedo compactado dentro del cilindro
Porter, en gr o Kg.
Vt = Volumen del espécimen en cm^3 o m^3 .

Se extrae el material del molde y se pone a secar a una temperatura constante de 100 a 110 °C hasta peso constante. Se deja enfriar el material, se pesa y se calcula la humedad y el peso volumétrico seco máximo.

$$W = [(Ph - Ps) / Ps] \times 100$$
$$\gamma_s = \gamma_h [1 + (w/100)]$$

Valor relativo de soporte

Es un índice de resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad, y se expresa como el tanto por ciento de la carga necesaria para introducir un pistón de sección circular en una muestra de suelo, respecto a la profundidad de penetración del pistón en una piedra tipo triturada. Por lo tanto, Si P_2 es la carga en kg necesaria para hacer penetrar el pistón en el suelo en estudio, y $P_2=1360$ kg, la precisa para penetrar la misma cantidad en la muestra tipo de piedra triturada, el valor Relativo de Soporte del suelo es de:

$$VRS = (P_2 / 1360) * 100$$

Módulo de reacción (k)

Es una característica de resistencia que se considera constante, lo que implica elasticidad del suelo. Su valor numérico depende de la textura, compacidad, humedad y otros factores que afectan la resistencia del suelo. La determinación de k se hace mediante una placa circular de 30" de diámetro bajo una presión tal que produzca una deformación del suelo de 0.127 cm (0.05"). En general se puede decir que el módulo de reacción k es igual al coeficiente del esfuerzo aplicado por la placa entre la deformación correspondiente producida por este esfuerzo. Más adelante se hace referencia a esta propiedad tan importante para el diseño de pavimentos.

3.2 Preparación de la subrasante

Para obtener una subrasante uniforme, se deberá tener cuidado de que no existan variaciones de soporte dentro del área del piso y se controlen los siguientes factores que provocan la no-uniformidad del terreno de soporte:

- Suelos expansivos.
- Zonas rígidas y zonas blandas.
- Rellenos.



3.2.1 Suelos expansivos

La mayoría de los suelos que son lo suficientemente expansivos para crearle problemas al piso están clasificados dentro del sistema de clasificación de suelos ASTM, como arcillas de alta plasticidad (CH), limos de alta plasticidad (MH) y arcillas orgánicas (OH). Existen además pruebas de mecánica de suelos muy simples que nos pueden dar índices que sirven de útiles guías para identificar potencial cambio de volumen de los suelos. La tabla 2 presenta valores aproximados de la relación entre expansión y plasticidad.

Grado de Expansión	Porcentaje de expansión	Valor Aproximado de Índice de Plasticidad (IP)
No expansivo	2 o menos	de 0 a 10
Moderadamente expansivo	de 2 a 4	de 10 a 20
Altamente expansivo	mayor a 4	mayor a 20

Tabla 2. Expansión vs plasticidad

Los comportamientos inusuales de contracción y expansión en una masa de suelo producidos por un cambio volumétrico en el mismo, tendrán como consecuencia un apoyo no uniforme, resultando deformaciones en el piso de concreto.

La compactación de un suelo altamente expansible cuando éste se encuentre muy seco, puede contribuir a la expansión del mismo y al ablandamiento de la subrasante ante futuras condiciones de humedad. Cuando el suelo expansivo de la subrasante se encuentra muy húmedo antes de la colocación del concreto, puede ocurrir que la futura contracción del suelo en su proceso de secado deje partes de la losa sin soporte.

La compactación de suelos expansivos minimiza la posibilidad de pérdida de soporte ante futuros incrementos de contenido de humedad en el suelo y provee a la subrasante de la uniformidad necesaria para su buen desempeño. Por regla general, la compactación llevada al 95% del peso volumétrico máximo con 1 al 3 % por encima del contenido de humedad óptimo (de acuerdo a las pruebas de compactación ASTM D 698 y D 1557) permitirá estabilizar suelos expansivos.

Para proyectos con fuertes condiciones de carga o suelos pobres, es muy recomendable un estudio especializado de mecánica de suelos. El especialista en mecánica de suelos deberá proveer información sobre la capacidad de carga de la subrasante, resistencia y consolidaciones o posibles asentamientos.

3.2.2 Áreas rígidas y áreas blandas

Si la subrasante tiene la característica de ser un apoyo no uniforme: la losa al momento de ser cargada tenderá a actuar como un puente sobre las áreas suaves y a montarse sobre el material duro.



Un soporte uniforme no se obtiene con el simple hecho de colocar material granular sobre las áreas blandas, ya que las condiciones de humedad y de densidad o peso volumétrico del material que se emplea como sustituto deberán ser similares en la medida de lo posible al suelo adyacente. En las zonas de transición en donde los tipos de suelos o condiciones cambian bruscamente, el material sustituto se recomienda mezclarlo con el suelo de los alrededores para crear una zona de mayor uniformidad de soporte.

3.2.3 Rellenos

Todo material de relleno que sea utilizado para mejorar la subrasante o para llegar al nivel de la rasante de diseño, deberá ser un material estable y compactable. Los rellenos en cimentaciones, excavaciones para instalaciones, entre otros, deberán realizarse con suelos similares al producto de la excavación y compactarse en capas con el objeto de duplicar las condiciones de contenido de humedad y densidad en los suelos adyacentes.

En el caso de arcillas el espesor de cada capa no deberá exceder de 15 cm y en general cuando los rellenos se realicen con material granular la compactación de las capas deberá realizarse con equipos vibratorios, ya que rellenos mal compactados pueden provocar subsecuentes problemas de asentamiento y pérdida de soporte de la losa.

Recientemente se ha usado exitosamente el producto de CEMEX Concretos llamado Relleno Fluido como sustituto de material granular de relleno, así como material de relleno para llegar al nivel de rasante de diseño. El Relleno Fluido se vacía directamente del camión revolovedor, no deberá ser vibrado para evitar que salga el aire incluido que tiene la mezcla y no requiere ser compactado con medios mecánicos ya que es auto compactable al 100%, así mismo no requiere de curado. Existen un rango amplio de resistencias a la compresión que se pueden lograr con el, sin embargo, normalmente para sustituir material de relleno se recomienda un Relleno Fluido calidad base, que tiene al menos un $f_c = 21 \text{ kg/cm}^2$ y su fluidez lo hace ideal para los casos en que el relleno granular sea difícil, lento y caro de compactar.

3.2.4 Resistencia del conjunto base-subrasante

La capacidad de carga de un suelo, la compresibilidad y el módulo de reacción de la subrasante, son algunas medidas de las propiedades de esfuerzo-deformación en un suelo y es importante considerar cómo estos parámetros aplican en el diseño de losas de concreto.

3.2.4.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga permisible de un suelo es la máxima presión que puede permitir un suelo de cimentación o soporte con un adecuado factor de seguridad, para protegerse contra la falla o un excesivo asentamiento. Las presiones o los esfuerzos permitidos en el suelo pueden estar basados entre otras en las siguientes pruebas:



- Pruebas de esfuerzo cortante en laboratorio (de muestras del suelo), como pueden ser pruebas de esfuerzo cortante directo, pruebas de compresión triaxial o pruebas no consolidadas.
- Pruebas de campo, tales como la prueba de penetración estándar o la prueba de penetración de cono.
- La clasificación del suelo.

Además de la presión permitida en el suelo existe la capacidad de carga última, es decir, la carga por unidad de área que produce la falla por ruptura del suelo de soporte.

3.2.4.2 Compresibilidad

Otra característica es la compresibilidad de suelos cohesivos, la cual determina la cantidad de asentamiento a largo plazo bajo una carga. El método convencional para predecir el asentamiento es mediante la realización de pruebas de consolidación y la determinación del índice de compresibilidad a usar en los cálculos de asentamiento.

3.2.4.3 Modulo de reacción k

Una tercer medida de la resistencia del suelo es el módulo de reacción k de la subrasante de Westergaard, comúnmente usado como parámetro de diseño en pavimentos de concreto y losas de pisos industriales soportadas sobre el terreno.

No existe una correlación confiable entre las tres medidas de propiedades de un suelo, (módulo de reacción k de la subrasante, la capacidad de carga y la compresibilidad del suelo) debido a que las propiedades anteriores representan características completamente diferentes del suelo.

El valor de K , empleado en el diseño de losas de concreto, refleja las condiciones de respuesta de la subrasante, ante condiciones de deformación temporales (estado elástico) y de pequeña magnitud, usualmente de 1.25 mm o menores. Por el contrario, la compresibilidad de un suelo y la capacidad de carga (valores normalmente usados para predecir y limitar asentamientos diferenciales de la cimentación u otros elementos estructurales) reflejan la condición de deformación total (estado no elástico) de la subrasante, que puede ser de 20 a 40 (o más) veces más grandes que las pequeñas deformaciones en las que se basa el módulo de reacción k .

Muchas investigaciones de pavimentos de concreto han demostrado que las deformaciones en el estado elástico y los esfuerzos en la losa se pueden predecir de muy buena manera cuando se emplea el módulo de reacción k representando la respuesta de la subrasante. Por esta razón, el control de los esfuerzos de la losa basándose en el módulo de reacción k ha sido aceptado dentro del procedimiento de diseño.



A pesar que el módulo de reacción k no refleja el efecto de la compresibilidad del suelo a alguna profundidad de la subrasante, es la propiedad correcta del suelo a emplearse en el diseño de pisos sujetos a condiciones de carga de llantas y otras cargas concentradas, debido a que los esfuerzos transmitidos al suelo debajo de una losa de un espesor adecuado no son excesivos, sin embargo, en el caso de cargas distribuidas muy pesadas, la presión permitida en el suelo y la magnitud de los asentamientos deberán estimarse para determinar si puede o no ocurrir la falla o un excesivo asentamiento del suelo.

Generalmente no existen condiciones muy adversas en los suelos, por lo que, los análisis en el diseño requieren solamente la determinación de la resistencia en la subrasante en términos del módulo de reacción k . En campo, el módulo k se determina mediante la prueba conocida como prueba de placa. La prueba está estandarizada por la norma ASTM D 1196 (*Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements*) y consiste en la aplicación de una carga estática sobre una serie de placas de acero apiladas una encima de otra, formando una especie de pirámide, en donde la placa inferior tiene un diámetro de 76 cms (30 pulg.). Las placas son cargadas hasta provocar una deflexión en el suelo al centro de la placa de 1.25 mm, y el valor del módulo k se determina dividiendo la presión ejercida (es decir, la carga aplicada entre el área de la placa) entre la deflexión obtenida, por lo que se expresa en unidades de psi/pulg. (libras sobre pulgada cuadrada sobre pulgada) o como comúnmente se llama pci (libras sobre pulgada cúbica) o en sistema métrico, kg/cm^3 .

Sin embargo, no siempre se pueden realizar las pruebas de placa en el sitio de los trabajos por diversas razones, en estos casos, el módulo de reacción k puede ser supuesto correlacionándolo con propiedades y pruebas más sencillas de mecánica de suelos, como la prueba de Valor Relativo de Soporte. (ASTM D 1883) o la clasificación del suelo.

3.2.4.4 Capa de base o sub-base

La base o sub-base es la capa de material granular colocada en la parte superior de la subrasante. A pesar que se dice ser opcional, la base puede proporcionar beneficios durante el proceso constructivo y posteriormente al desempeño del piso terminado. Durante la construcción, la base funciona como una plataforma de trabajo estable para equipos pesados, cuando las operaciones de despalme y compactación de la subrasante no producen una subrasante uniforme, una base granular proveerá una especie de colchón para una mayor uniformidad en el soporte de la losa, minimizando los defectos existentes en la subrasante. El efecto de "acolchonamiento" y el mejoramiento de la uniformidad será muy importante para suelos cohesivos, ya que son susceptibles a la disminución de la capacidad de carga, en presencia de un mayor contenido de humedad. Otra función de capa de base o sub-base es la de servir como rompedora de la capilaridad, reduciendo la migración de la humedad de las capas inferiores al interior de la losa.



En términos del diseño del espesor de la losa los efectos del incremento del módulo de reacción k son más significativos cuando tenemos una subrasante o terreno natural de bajo módulo k , dicho de otra manera, es que el espesor resultante por unas ciertas condiciones de carga no se ve considerablemente reducido al incrementar el espesor de la base cuando tenemos valores altos de módulo k en la subrasante.

IV.- FIBRAS

4.1 Fibras

Existen varios tipos de fibras usados en el concreto, sin embargo, los tipos de fibras más comunes son las fibras metálicas y las de polipropileno. Las fibras metálicas son más comunes en los pisos industriales de uso rudo, y ambas aunque principalmente las fibras de polipropileno o fibras sintéticas pueden reducir considerablemente la aparición de grietas plásticas en el concreto fresco.

4.1.a Fibras metálicas

Son fibras de acero de diferentes formas, con longitudes que van de 0.25 a 2.5 pulgadas, las cuales se vacían directamente al camión para mezclarlas con el concreto, de manera que se obtiene una sección de concreto homogénea, donde el refuerzo se encuentra distribuido de manera aleatoria en toda la masa de concreto, brindando así, un refuerzo omnidireccional más eficiente, a diferencia de sistemas de refuerzo tradicionales, donde el acero se coloca únicamente en una parte de la sección y en un solo plano (siempre y cuando se coloque adecuadamente), lo cual en muchas ocasiones puede ser prácticamente imposible.

Esta distribución del acero en las fibras metálicas, permite absorber de manera más eficiente los esfuerzos de contracción por secado del concreto ya endurecido, así como los esfuerzos generados por cambios de temperatura, disminuyendo así la posibilidad de agrietamientos originados por estos esfuerzos. Así mismo la incorporación de fibras metálicas aumenta el módulo de ruptura del concreto y por ende su capacidad de carga, por lo que en algunas ocasiones puede considerarse como un refuerzo primario al sustituir refuerzo con varilla de acero o malla electrosoldada. Además de permitir una mayor separación entre juntas y una mejor transferencia de cargas a través de las juntas de control, ya que las mantienen más cerradas, eficientando el efecto de trabazón (interlock), que se da entre las secciones de concreto, separadas por la junta misma.

Por otro lado, el uso de fibras metálicas elimina prácticamente los costos de mano de obra, de supervisión y desperdicios de material, asociados con la utilización de sistemas de refuerzo tradicional, donde se requiere una gran cantidad de personal, una buena supervisión y una gran cantidad de tiempo. Es así, que en la construcción de pisos de concreto reforzados con fibras metálicas, el tiempo de ejecución llega a reducirse a más de la mitad en comparación con un piso reforzado con sistemas tradicionales.



Algunas de las características más importantes de las fibras metálicas son la forma que tenga para lograr un buen anclaje en el concreto y la relación de aspecto, la cual se refiere a la relación que existe entre la longitud y el diámetro equivalente de la fibra. Esta relación es uno de los principales parámetros que diferencia a las fibras metálicas entre sí, ya que generalmente una relación de aspecto mayor, proporciona un mejor desempeño, a cambio de una mayor dificultad en el mezclado, vaciado y acabado del concreto. Es por esto que, se han desarrollado algunos compuestos y técnicas de producción que permiten a una fibra con baja relación de aspecto, tener un desempeño equivalente a una de alta relación de aspecto, sin comprometer la facilidad en el manejo del concreto.

Las fibras de acero mejoran las propiedades de ductilidad, dureza, resistencia al impacto, fatiga y resistencia al desgaste. Todo esto dependiendo del tipo de fibra y de la dosificación. Todas estas propiedades dependen para ser específicos de la longitud de las fibras, de su diámetro, peso específico, resistencia a la flexión y módulo de elasticidad.

Normalmente se recomienda que las fibras se agreguen al concreto fresco en la planta de concreto premezclado por la empresa concretera con la intención que se integren perfectamente a la mezcla por la acción de mezclado durante el trayecto de los camiones de concreto de la planta al sitio de los trabajos. Es normal esperar que con el uso de fibras en la mezcla de concreto se vea afectado el revenimiento del concreto, sin embargo, mediante pruebas previas a los trabajos, esto se puede estimar de muy buena manera y ser considerado en el diseño de mezcla original, evitando que la mezcla sea alterada con agua una vez que el camión esté en el sitio de los trabajos.

4.1.b Fibras sintéticas

Este tipo de fibras se vacían directamente en el camión, para ser mezcladas con el concreto, formando una composición homogénea, formada por millones de fibras dispersas en el concreto.

Una de las ventajas principales de las fibras sintéticas es que proporcionan un sistema de soporte interno al concreto, lo cual lleva a un sangrado más uniforme y a evitar la segregación de los materiales más pesados, además de disminuir la posibilidad de agrietamiento por contracción plástica durante la etapa de endurecimiento y contracción inicial del concreto, que es justamente cuando se llega a presentar la formación de microfisuras. Es en esta etapa plástica, que las fibras sintéticas mantienen estas microfisuras más cerradas debido a la fricción que existe entre las fibras y los agregados.

Es importante mencionar que si bien, las fibras sintéticas ayudan a controlar el sangrado y a disminuir la posibilidad de agrietamientos por contracción plástica, en ningún momento pueden funcionar como un refuerzo principal o un refuerzo estructural con acero de refuerzo o fibras metálicas.



4.2 Acero de Refuerzo

4.2.a Antecedentes

Las experiencias en el diseño y construcción de losas de concreto con o sin refuerzo, ha traído como consecuencia la interrogante si las losas reforzadas proporcionan un mejor comportamiento que aquellas que no lo están, así como ¿En que consiste un adecuado refuerzo?.

La presencia del refuerzo en la losa tendrá como consecuencia un mejor desempeño que aquellas losas que no se refuerzan, sin embargo, no debemos de olvidar que el refuerzo significa un costo adicional en la losa y para que este costo se justifique, el acero deberá diseñarse de acuerdo a la función que de éste se espere, así como colocarse de manera adecuada.

En la presente sección se muestran diversas consideraciones que se toman en cuenta para el refuerzo de losas, así como recomendaciones y ejemplos en la elección del acero, dependiendo desde luego de las propiedades geométricas de la losa y especificaciones alternas.

4.2.b Propósito del refuerzo

La cantidad relativamente pequeña de refuerzo en una losa de concreto tiene la función de mantener juntas las caras de las fracturas o grietas, cuando éstas aparecen en la losa de concreto.

En los proyectos que se diseñen con espaciamientos normales de juntas (digamos menores a 4 ó 4.5 metros), el acero de refuerzo no es necesario al menos que se busque mantener muy bien cerradas las grietas. Convencionalmente losas de dimensiones normales o pequeñas lograrán controlar de manera adecuada el agrietamiento, reduciendo la contracción total en la losa a un valor lo suficientemente pequeño de manera que la junta de contracción también presenta una adecuada trabazón de agregado.

En losas con separación de juntas mayores a los 4 ó 4.5 metros, el propósito del acero de refuerzo es mantener cerradas las grietas intermedias. En este caso el diseñador deberá estar consciente y aceptar que el agrietamiento aleatorio es posible que ocurra en la losa.



Para conocer si en un piso de concreto es necesario el refuerzo, se presenta la siguiente tabla:

REFUERZO	
NO	SI
1. Cuando el apoyo de la subrasante sea uniforme y se empleen espaciamientos adecuados entre las juntas	1. Cuando se requieran espaciamientos grandes entre juntas. 2. Cuando no se acepten juntas de piso.

En estructuras elevadas de concreto, el propósito del refuerzo es muy bien entendido para el control de las acciones dinámicas que se presentan en las estructuras como son momentos positivos y negativos, así como para el control del esfuerzo cortante. Dado que el concreto se entiende que tiene escasa resistencia a la tensión (en comparación con su resistencia a la compresión), se espera que todos los componentes sujetos a la tensión sean auxiliados por la capacidad a tensión del refuerzo, ante una condición de carga determinada.

En el diseño de losas sobre el terreno, el espesor de la losa está en función de la resistencia a la flexión del concreto (módulo de ruptura), lo que nos lleva a la evidente conclusión que el concreto no se supone que se debe agrietar y tomando en cuenta que la función del acero se basa en el hecho que el concreto se debe agrietar para que el acero trabaje, luego entonces el diseñador se encuentra con esta paradoja. Por esta razón será necesario definir tanto el propósito del refuerzo en la losa de concreto, como la manera efectiva de lograr ese propósito.

Existen 3 propósitos principales para reforzar las losas de concreto:

1. Control de la contracción.
2. Control de temperatura.
3. Capacidad de momento.

4.2.b.1 Control de la contracción

El control de la contracción es convencionalmente la preocupación más grande en el diseño de losas. El acero de refuerzo en conjunto con el espaciamiento entre juntas, ofrecen los dos elementos primarios que pueden ser eficaces en el control de las grietas por contracción, sin embargo, todas las recomendaciones referentes al incremento de la separación entre juntas se debe tomar con mucha precaución, ya que son muchos los factores que afectan a la aparición de grietas por contracción y el simplemente correlacionar la separación de juntas con el espesor de la losa y la cantidad de refuerzo, no cubren todos los factores que participan.



En el pasado se han usado muchas correlaciones como las que se mencionan en el párrafo anterior, incluso siguen apareciendo éstas en las publicaciones actuales de pisos industriales, sin embargo, la experiencia ha mostrado que esto como se menciona con anterioridad, se debe hacer con mucha precaución y por supuesto con el entendimiento que pueden seguir apareciendo grietas intermedias en las losas.

La cantidad de acero necesaria para el control de la contracción es alrededor del 1 % del área de acero, sin embargo, esta cantidad de acero produce microagrietamiento en la losa, además de ser un nivel de refuerzo raramente usado en la práctica.

4.2.b.2 Control por temperatura

Debido a la naturaleza del concreto, éste es también susceptible a fracturamiento adicional por cambios de temperatura. Este cambio en la temperatura es comúnmente conocido como un gradiente de temperatura. El acero de refuerzo contribuye en dos maneras a la resistencia de los esfuerzos causados por cambios de temperatura. En primer lugar, las leyes de la naturaleza han sido favorables permitiendo que tanto el concreto como el acero tengan esencialmente el mismo coeficiente de expansión térmica (aproximadamente de 6.5×10^{-6} pulg/pulg/°F). En segundo lugar, el acero de refuerzo es dúctil, de tal modo que modifica el choque térmico experimentado por el concreto. Esto permite al diseñador calcular un área de acero distinta para un gradiente térmico cuantificable.

4.2.b.3 Capacidad de momento

Los procedimientos de diseño para losas sobre el terreno generalmente arrojan al diseñador un espesor de losa. El espesor encontrado está en función de las cargas, del módulo de reacción k de la subrasante, del módulo de ruptura del concreto y de la rigidez de la losa. Dado que el espesor y la rigidez se interrelacionan, se requiere de un proceso iterativo o el uso de nomogramas para determinar el espesor. Una vez que éste es determinado, la capacidad de momento de la losa se puede determinar multiplicando el módulo de ruptura (M_R) del concreto por el módulo de sección de la sección dada. Si el diseñador desea suministrar esta capacidad con una cantidad suficiente de refuerzo, un área de acero puede ser calculada. Cuando el concreto se agrieta para permitir que funcione el acero, la sección llega a ser más flexible. Esto cambia el problema a un grado menor. Así una menor área de acero será necesaria. Esto está reflejado en el procedimiento de diseño de capacidad confirmada.



4.2.c Procedimientos para el diseño del acero de refuerzo

Como se menciona, existen tres propósitos que sustentan la existencia del refuerzo en una losa de concreto para controlar el efecto de la contracción, de la temperatura y confrontar la capacidad de momento. Convencionalmente el deseo más grande para el diseñador es direccionar, o controlar la contracción. El uso del acero de refuerzo brinda los medios para controlar el ancho de las grietas de contracción incluso con porcentajes relativamente pequeños de acero. Este tipo de control mínimo puede ser realizado con la fórmula de fricción de la subrasante. La fórmula de fricción de la subrasante, aunque ha sido empleada frecuentemente por los estructuristas durante muchos años, se reconoce hoy en día que ofrece un muy modesto control de la contracción, además ofrece poca ganancia en resistencia. En la presente sección se detallan otras alternativas junto con el procedimiento de la fricción de la subrasante. A continuación se presentan los procedimientos para el cálculo del área de acero:

1. Por fricción de la subrasante.
2. Por capacidad confirmada.
3. Por temperatura.
4. Por resistencia equivalente.
5. Por restricción de grietas.

4.2.c.1 Procedimiento de fricción de la subrasante

En años anteriores, la industria del concreto sugería el uso de la teoría de la fricción de la subrasante para losas. El procedimiento fue desarrollado principalmente para una relación baja de acero, generalmente menor que 0.1% y utilizándose ciertos estilos estandarizados de malla electrosoldada (espaciamiento de 4 x 4 y 6 x 6). También, el procedimiento consideraba espaciamientos de juntas de control de menos de 25' (7.50 más), con la premisa que de colocarse franjas más grandes seguramente se presentaría agrietamiento intermedio. Sin embargo, hoy en día con la experiencia obtenida no se recomiendan espaciamientos tan grandes, sobre todo como se menciona en los párrafos anteriores, no se recomienda correlacionar los grandes espaciamientos de juntas exclusivamente a la cantidad de acero y al espesor, por lo que ahora el cálculo de acero con el método de fricción de la subrasante usa con precaución, criterio y experiencia del diseñador.

Este procedimiento está dirigido a losas delgadas de menos de 6" (15 cm), de uso comercial ligera y residencial. La malla electrosoldada controla el ancho de grieta por contracción y ayuda a mantener un trabazón del agregado en espesores de losas de hasta 5" (12 cm) ante cargas ligeras, pero se deben considerar otros procedimientos cuando sea utilizada la malla electrosoldada para grandes espaciamientos de juntas, espesores de losa mayores y cargas impuestas mayores. La ecuación de fricción de la subrasante es la siguiente:

$$A_s = FLW / 2f_s$$





donde:

- As = Área de acero en pulgadas cuadradas por pie lineal de ancho de losa.
- fs = Esfuerzo permisible en el refuerzo, psi, use 0.75 fy.
- F = Coeficiente de fricción, use un rango de 1.5 a 2, normalmente se recomienda 2.
- L = Distancia en pies entre juntas (la distancia entre los extremos libres de la losa puede moverse debido al acortamiento por la contracción o a la expansión térmica).
- W = Peso muerto de la losa en libras sobre pie cuadrado (psf), usualmente se consideran 12.5 psf por cada pulgada de espesor (24 kg/m² por cada cm de espesor).

*Nota: El resultado de la fórmula deberá multiplicarse por 21.17 para obtener el valor en cm²/m.

El coeficiente 2 en el denominador no es un factor de seguridad, está basado en la teoría de que el panel de losa se moverá una distancia igual desde cada extremo hacia el centro F, el coeficiente de fricción, puede variar desde 0.5 en adelante; un valor de 2 debe ser usado cuando no está disponible información adicional.

Independientemente de si el refuerzo sea con malla electrosoldada, varillas de acero, etc, la fórmula de fricción de la subrasante frecuentemente resulta en áreas de acero menores al 0.10% del área de sección transversal de la losa. Sin embargo, basados en la experiencia y en el desempeño e investigaciones, algunos investigadores, diseñadores y contratistas sugieren el uso de un área mínima de acero.

Una de las maneras en que se ha tomado esto para pisos de concreto con espaciamentos de juntas mayores a lo convencional, es emplear la fórmula de fricción de la subrasante en conjunto con una mínima cantidad aceptable de refuerzo. Por ejemplo, el comité del Instituto Americano del Concreto (ACI) 360 (referente al diseño de losas sobre el terreno) sugiere un refuerzo mínimo de 0.15%.

Los valores del coeficiente de fricción pueden variar substancialmente. Para la selección de un valor, se recomienda ser conservador, puesto que las características de las subrasantes pueden a menudo ser desiguales, dando por resultado una mayor fricción de la subrasante.

4.2.c.2 Procedimiento de capacidad confirmada

Según lo indicado anteriormente, la mayoría de los pisos de losas sobre terreno tienen un espesor elegido con base en un procedimiento determinado de diseño. Este procedimiento puede ser el método de diseño de la PCA, el procedimiento de diseño del WRI, el procedimiento del Cuerpo de Ingenieros o un análisis por computadora.



Estos procedimientos dan como resultado un espesor capaz de resistir un determinado momento positivo y negativo basado en datos de diseño tales como el módulo de subrasante, la magnitud y localización de las cargas y otros factores. Lo fundamental es que la losa sea capaz de resistir cierto momento interno, ya sea positivo o negativo. En la proximidad de una grieta de contracción, esta capacidad se pone en riesgo, si el refuerzo tal como el refuerzo de malla electrosoldada no está presente.

La capacidad de momento necesaria de la losa es simplemente el módulo de ruptura (MR) del concreto multiplicado por el módulo de sección. El refuerzo mínimo es el área de acero que tiene una capacidad última igual al momento del diseño. Este valor de momento sería el módulo de sección multiplicado por el esfuerzo de trabajo, entendiendo el esfuerzo de trabajo como el módulo de ruptura (MR) dividido entre un factor de seguridad.

Si asumimos una sola capa de refuerzo ubicada al centro de la losa (de 6" de espesor), el problema se simplifica por que la capacidad será igual tanto para momento positivo como para momento negativo. Con estas suposiciones, el procedimiento de capacidad confirmada se simplifica a la siguiente fórmula:

$$A_s = (4.4 * MOR * t) / (f_y * SF)$$

donde:

- A_s = Área de acero en pulgadas cuadradas por pie lineal de ancho de losa.
- MOR = Módulo de ruptura del concreto (psi).
- t = Espesor de la losa en pulgadas.
- f_y = Esfuerzo fluencia del refuerzo (psi)
- SF = Factor de Seguridad, normalmente se usa 2.

*Nota: el resultado de la fórmula deberá multiplicarse por 21.17 para obtener el valor en cm^2/m .

El estructurista debe considerar que del procedimiento de capacidad confirmada se obtiene un área transversal mínima para el refuerzo de losas sobre terreno, y asegura una cierta capacidad de momento sin considerar la localización de la junta de contracción o de la grieta.

4.2.c.3 Procedimiento por temperatura

Un procedimiento disponible para controlar el tamaño de las grietas en losas sobre terreno puede encontrarse en el método de control por temperatura. La limitación en el tamaño de las grietas se puede efectuar colocando una cantidad suficiente de refuerzo, para direccionar el cambio máximo de temperatura que la losa es susceptible de experimentar. Las losas industriales sobre terreno con clima controlado deberán ser





diseñadas para un diferencial mínimo de temperatura o gradiente de temperatura de 40°F (4°C).

Las losas sujetas a condiciones extremas deberán ser diseñadas para las temperaturas máximas predominantes en el lugar, produciendo un gradiente térmico de 100° F (38° C) o mayor. Este procedimiento no reduce el agrietamiento, sin embargo, contribuye significativamente a controlar los anchos de las grietas. El procedimiento de refuerzo por temperatura, se muestra a continuación:

$$A_s = (fr * 12 * t) / [2 (fs - (T * \alpha * Es))]]$$

Donde

- A_s = Área de acero en pulgadas cuadradas por pie lineal de ancho de losa.
- t = Espesor de la losa en pulgadas.
- fr = Resistencia a la tensión del concreto (psi)
(calculado como 0.4 x MR).
- fs = Esfuerzo de trabajo en el refuerzo (psi).
- T = Rango de temperatura esperado al que la losa estará sujeta (°F).
- α = Coeficiente térmico del concreto (pulg/pulg°F).
- Es = Módulo de elasticidad del acero (psi).

*Nota: el resultado de la fórmula deberá multiplicarse por 21.17 para obtener el valor en cm^2/m . El rango normal del coeficiente de expansión térmica (α) del concreto es de 5 a 7 x 10⁻⁶ pulg/pulg°F.

La intención de este procedimiento de diseño es minimizar la frecuencia y el ancho de las grietas por contracción, previendo cambios de temperatura. El uso de un gradiente térmico de menos de 40 °F (4°C) no se recomienda aún cuando se tengan condiciones ambientales controladas.

4.2.c.4 Procedimiento por resistencia equivalente

El procedimiento de resistencia equivalente se describe como la relación entre la resistencia equivalente entre el concreto y la del acero. El área de acero es calculada con base al 75% de su esfuerzo de fluencia, mientras que la resistencia a tensión del concreto se toma como 0.4 veces el módulo de ruptura (MR). El módulo de ruptura se puede tomar conservadoramente como 7.5 ($f'c$)^{1/2} psi. Esto resulta en la siguiente fórmula:

$$A_s = (36 * (f'c)^{1/2} * t) / fs$$

donde

- A_s = Área de acero en pulgadas cuadradas por pie lineal de ancho de losa.
- t = Espesor de la losa en pulgadas.
- $f'c$ = Resistencia a compresión del concreto (psi).
- fs = Esfuerzo de trabajo en el refuerzo (psi).





*Nota: el resultado de la formula deberá multiplicarse por 21.17 para obtener el valor en cm^2/m .

Este método arroja porcentajes de acero significativamente mayores comparados contra lo convencionalmente empleado, sin embargo su uso reducirá de manera significativa la frecuencia de agrietamientos con rangos de 40 millonésimas de ancho; a pesar de ello, este procedimiento no los elimina completamente.

4.2.c.5 Procedimiento por restricción de grietas

Dependiendo del potencial de contracción que el concreto posea, no es posible garantizar totalmente la aparición de micro-agrietamientos. A partir de la siguiente expresión se calcula el área de refuerzo por éste método.

$$A_s = (9360 * T) / f_y$$

Donde:

- A_s = Área de acero transversal en pulgadas cuadradas por pie lineal de ancho de losa.
- t = Espesor de la losa en pulgadas.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo (psi).

*Nota: el resultado de la formula deberá multiplicarse por 21.17 para obtener el valor en cm^2/m .

Esta fórmula es el resultado de igualar la contracción unitaria del concreto, a una sección de acero equivalente, capaz de resistir un diferencial de volumen debida a contracciones en su sentido longitudinal. Este procedimiento será aplicable principalmente a pisos cuyo uso sea el proceso de alimentos, hospitales y a otras aplicaciones que requieran mayor restricción del micro-agrietamiento. La restricción está basada para grietas que superan la relación del 1 % con respecto al área de la sección transversal de la losa.

Es importante que el diseñador tenga presente que al menos que se mantengan espaciamientos normales de juntas, el concreto sufrirá agrietamientos. Por lo tanto, es necesario brindar al propietario la seguridad que el desempeño del piso será adecuado con un mínimo mantenimiento, al mantener la grietas y los anchos de las grietas en lo mínimo.

4.3 Juntas

Las grietas en los pisos, son a menudo causadas por la restricción a cambios volumétricos en una masa de concreto, creando esfuerzos de tensión. Cuando estos esfuerzos de tensión exceden la resistencia a la tensión propia del concreto, sucede entonces el agrietamiento. Existe la posibilidad de un agrietamiento en forma aleatoria del elemento, debido a las inevitables contracciones por enfriamiento y contracciones por secado, propiedades inherentes del concreto endurecido.



La aparición de agrietamiento aleatorio en el concreto debe de ser controlado y hay varias maneras efectivas de lograrlo. Como primera consideración tenemos que minimizar los cambios volumétricos en el concreto endurecido y otras maneras de lograrlo incluyen la utilización de juntas, el uso de acero de retuerzo y el uso de fibras que ayuden a controlar el agrietamiento plástico. También pueden ser usado sistemas de postensado o concretos de contracción compensada para controlar la aparición de agrietamiento aleatorio.

Las juntas, le permiten al concreto un ligero movimiento, por lo cual, se reducen los esfuerzos por restricción, así como el alivio de esfuerzos, evitando de ésta manera el agrietamiento. Sin embargo, las juntas que cumplen una función más estética que las grietas, requieren de un sellado y de un posterior mantenimiento para controlar el despostillamiento en los bordes.

La planeación para el diseño y colocación de juntas de concreto es muy importante, proponiendo el tipo, número, ubicación y espaciamiento de las juntas, ya que de esta manera se logra una mejor estimación en los costos y reducción de errores durante la construcción.

Existen principalmente tres tipos de juntas dependiendo su función, ubicación y condiciones en obra. Los tres tipos de juntas comúnmente utilizados en los pisos de concreto son:

- Juntas de *aislamiento*.
- Juntas de *contracción* (longitudinal y transversal).
- Juntas de *construcción* (longitudinal y transversal).

4.3.a Tipos de Juntas

Los tipos de juntas comúnmente utilizados en pisos industriales son:

1. Junta Transversal de Expansión/Aislamiento: Estas juntas son colocadas en donde se permita el movimiento de la losa sin dañar estructuras adyacentes (estructuras de drenaje, muros, etc.).

2. Junta Longitudinal de Contracción: Son las juntas longitudinales intermedias dentro del área o franja del piso que se esté colando y controlan el agrietamiento donde van a ser colados en una sola franja dos o más losas de concreto.

3. Juntas Transversales de Contracción: Son las juntas que son construidas transversalmente al sentido del colado y que son espaciadas para controlar el agrietamiento provocado por los efectos de las contracciones como por las cambios de temperatura y de humedad.

4. Junta Longitudinal de Construcción: Estas juntas unen losas adyacentes cuando van a ser coladas las franjas o áreas en tiempos diferentes.



5. Junta Transversal de construcción: Son las juntas transversales colocadas al final de un día de colado ó por cualquier otra interrupción a los trabajos.

Dado que el diseño y construcción de las juntas de contracción y construcción en sus sentidos transversales y longitudinales presentan condiciones similares; presentamos a continuación la descripción de los tres tipos de juntas anteriormente mencionados.

4.3.a.1 Juntas de aislamiento

Las juntas de aislamiento se utilizan para permitir una completa libertad de movimiento, vertical y horizontal, entre las caras verticales de la losa de concreto y estructuras tijas de la nave, como muros, columnas, bases de maquinaria, etc.

Este tipo de juntas se debe utilizar para aislar la losa de concreto de muros (cuando éste no necesita una restricción lateral), de columnas, de la cimentación de equipos, bases, pedestales y de otros puntos que impidan el movimiento de la losa, tales como drenajes, registros, pozos de visita, resumideros y escaleras.

Las juntas de aislamiento, se forman insertando material de relleno preformado entre el piso y el elemento adyacente. El material de relleno debe extender a todo el espesor de la losa.

Cuando existan condiciones de humedad, requerimientos de control de higiene o polvos, la parte superior del material de relleno podrá ser removido y sustituido por un sellador elastomérico.

Los siguientes métodos se pueden utilizar para producir una profundidad uniforme en el sellado de las juntas de aislamiento:

1. Cortar parcialmente o marcar el material de relleno a la profundidad deseada, a fin de formar un plano de debilidad. Posteriormente se coloca el material en el lugar donde se formara la junta de aislamiento. Una vez endurecido el concreto se retira la tira.
2. Se corta una tira de madera con un espesor igual al deseado para el sellado de la junta. Se fija la tira en el material de relleno y se instala en el lugar donde se desea la junta de contracción. Una vez endurecido el concreto se retira la tira de madera.

Otra alternativa es utilizar un material preformado de relleno que cuente con una tira superior desprendible.



4.3.a.2 Juntas de contracción

Las juntas de contracción o juntas de control, alivian los esfuerzos causados por la restricción del alabeo, contracciones por enfriamiento o contracción por secado. Teniendo un cuidado especial en el espaciamiento y tiempo de instalación, éstas juntas nos ayudan a controlar las posibles fracturas existentes, debidas a movimientos naturales y externos en la losa.

Las juntas de contracción pueden elaborarse de diversas maneras, tales como:

- Mediante el corte temprano de concreto semi-endurecido.
- Mediante el corte convencional de concreto endurecido.
- Una ranura de concreto fresco durante el proceso de terminado
(no es práctica para pisos de más de 10 cm de espesor).
- Mediante la instalación de plástico premoldeado o inserciones de metal durante la colocación y terminado (no es muy recomendable por la dificultad de crear una ranura perfectamente vertical).

Independientemente de si las juntas se hacen con cortadoras de corte temprano, cortadoras convencionales de corte húmedo, con herramientas manuales o con inserciones de metal o plástico, todas las juntas deberán normalmente extenderse a una profundidad de un tercio del espesor de la losa. El objetivo de la junta es formar un plano de debilidad en la losa, de tal manera, que el agrietamiento ocurra justo en ese lugar y no en otro, teniéndose un mayor control del agrietamiento.

Cuando los pisos estén expuestos al tráfico vehicular pesado, como en todos los pisos industriales, el corte con disco es el único método aceptado para formar las juntas y el sellado de las juntas será indispensable. Las ranuras hechas manualmente no son deseables, debido a que redondean por completo los bordes, mientras que los insertos premoldeados, pueden causar problemas durante el terminado del piso y el despostillamiento en los bordes de las juntas es muy común.

Los pisos de uso industrial y comercial, son usualmente cortados mecánicamente. El tiempo de corte es importante, debido a que resulta un factor crítico durante su elaboración, ya que para minimizar los esfuerzos de tensión y el agrietamiento aleatorio causadas por alabeo o contracción por enfriamiento, el corte debe realizarse antes que la losa se enfríe de manera considerable. Las losas de concreto son muy vulnerables al alabeo y a esfuerzos de contracción en sus primeras 6 a 18 horas después de haberse colocado el concreto, cuando los esfuerzos de tensión son muy bajos. Por esta razón las juntas deberán cortarse lo más pronto posible, en cuanto el concreto esté lo suficientemente duro para que la cortadora no despostille los bordes del corte o desaloje partículas de agregado grueso.





Existen en el mercado cortadoras ligeras, de corte temprano las cuales han sido desarrolladas para permitir que el corte se realice muy temprano después del procedimiento de acabado del piso, algunas veces esto es tan temprano como de 0 a 2 horas después de haber terminado el piso. En este punto el concreto esta muy débil en su desarrollo de resistencia, y al realizar los cortes antes que los esfuerzos crezcan, el mecanismo de agrietamiento que relaciona el espesor de la losa con la profundidad del corte, cambia, es decir, que si realizamos el corte en las primeras horas después del proceso de acabado del piso, el agrietamiento aleatorio puede ser controlado aún cuando el corte sea menor de un tercio del espesor de la losa.

La mayoría de las cortadoras de corte temprano tienen discos de diamante de diámetros pequeños que extienden una ranura en un plato de metal que se desliza en la parte superficial de la losa, creando una ranura angosta de 25 mm a 38 mm (1" a 1.5") de profundidad. Muchos contratistas usan la cortadora de corte temprano para realizar el primer corte de control de grietas y posteriormente realizan un corte en la misma línea con un equipo convencional empleando discos de corte más grandes y alcanzando la profundidad de 1/3 del espesor de la losa a las 12 a 24 horas después de terminada la losa.

En pisos con acero de refuerzo existen varias maneras de tratar al acero en el área de las juntas, dependiendo de cómo se desea que trabaje la junta.

Existen muchas maneras en la disposición del acero de refuerzo, cuando sea requerido el uso de malla electrosoldada o barras de refuerzo en la presencia de juntas de contracción, en función de su trabajabilidad.

- Junta abierta: Corte el acero (y use pasajuntas si desea mejorar la transferencia de carga).
- Junta cerrada: Deje continuo el acero de refuerzo a través de la junta (esto puede inducir agrietamiento en las losas adyacentes por la restricción del acero de refuerzo).

El diseñador puede también decidir el dejar parcialmente continuo el acero de refuerzo a través de la junta, lo importante será el saber como el acero de refuerzo puede afectar la operación de la junta y el potencial de agrietamiento en el interior de las losas adyacentes.

Las juntas de contracción se sitúan generalmente en los ejes de las columnas, con juntas intermedias localizadas a distancias iguales entre los ejes de las columnas.



15

A continuación se mencionan algunos factores que deben considerarse, cuando se selecciona el espaciamiento de las juntas de contracción:

- Método de diseño de la losa.
- Espesor de la losa.
- Tipo, cantidad y localización del refuerzo.
- Contracción potencial del concreto.
- Fricción de la base.
- Restricciones de la losa.
- Esquema de la cimentación, de los contenedores y la estantería, de las plataformas, de los equipos, de las trincheras y de discontinuidades similares.
- Factores ambientales tales como: temperatura, viento y humedad relativa.
- Método y calidad del curado.

Para los pisos de concreto simple (sin refuerzo), la separación máxima de juntas debe ser de 24 veces el espesor de la losa, teniendo como un máximo 4.5 m que generalmente produce buenos resultados.

De acuerdo al comité ACI 302, la separación de juntas puede aumentarse en las losas reforzadas con un 0.2% de acero o menos, colocado dentro de los 50 mm (2") superiores de la losa, pero la ocurrencia de agrietamiento y alabeo aumentaría. El refuerzo no evitará el agrietamiento, sin embargo, la cantidad de refuerzo y su adecuada ubicación, mantendrá las grietas con un ancho dentro de los límites aceptados.

Las juntas de contracción pueden reducirse o eliminarse en las losas reforzadas con al menos un 0.5% de refuerzo de acero continuo, colocado dentro de los 50 mm (2") superiores de la losa o dentro del tercio superior del espesor, cualquiera que se encuentre mas cerca de la superficie. Esto típicamente produce numerosas grietas muy finas, con una separación muy reducida entre unas y otras, por toda el área de la losa.

Las juntas de contracción deben ser verticales, no escalonadas ni con desviaciones. El radio de aspecto de cada losa sin retuerzo, o con refuerzo por temperatura y contracción, deberá ser máximo de 1.4 a 1; sin embargo siempre que sea posible el radio de 1 a 1 deberá preferirse. Se deberán evitar losas con forma de L o T.

Los pisos alrededor de las zonas de carga, tienen la tendencia a agrietarse debido a su configuración y la restricción del movimiento que se produce.

4.3.a.3 Juntas de construcción

Las juntas de construcción forman los bordes de cada día de trabajo, normalmente son diseñadas y construidas tanto para trabajar como para estar alineadas como juntas de contracción y juntas de aislamiento.





En algunas ocasiones, cuando el colado es interrumpido por un tiempo suficientemente largo como para permitir el endurecimiento del concreto, se deberá colocar una junta de construcción. Si es posible, la junta de construcción deberá quedar alejada 1.5 m (5 pies) de cualquier otra junta paralela a ella.

En áreas que no están sujetas al tráfico, se podrá utilizar una junta plana, sin embargo, en las áreas sujetas a tráfico de vehículos con llantas duras, vehículos pesados o ambos, se recomienda utilizar pasajuntas para mejorar la transferencia de carga en la junta.

Las juntas machihembradas se pueden utilizar en áreas con tráfico muy ligero. No se recomiendan para pisos con tráfico de montacargas ya que no proporcionan una eficiente transferencia de carga como en el caso de juntas de construcción con pasajuntas y esto es debido principalmente a que los componentes "macho y hembra" pierden contacto cuando la junta se abre a consecuencia de la contracción por secado.

La práctica común en las juntas de construcción es regresar posteriormente y realizar un corte a una profundidad de 1" (2.5 cm) para crear el depósito para el material de sello, ya que selladas las juntas de construcción mejorarán el nivel de servicio al circular por ellas, así como su apariencia.

En el caso de juntas de construcción de emergencia, es decir, en aquellas que no están alineadas como juntas de contracción y son necesarias por alguna emergencia, en este caso se recomienda el uso de barras de amarre en vez de barras pasajuntas y éstas deberán ser diseñadas en su diámetro, longitud y separación dependiendo del espesor de la losa. Además se recomienda dejar continuo el acero de refuerzo. Es importante aclarar que esto aplica exclusivamente en los casos de juntas de construcción de emergencia y no en los casos en que las juntas de construcción trabajan y están alineadas como juntas de contracción.

4.4 Sellado de Juntas

Se puede decir que básicamente hay 3 opciones para tratar las juntas en una losa de concreto soportada sobre el terreno, éstas pueden ser rellenas, selladas o dejarse abiertas.

Sin embargo, en el caso de pisos industriales con constante repetición de montacargas con ruedas sólidas o en el mejor de los casos ruedas neumáticas, la opción de dejarlas abiertas definitivamente no aplica.

El relleno de las juntas, que podríamos describir como un sellado a toda la profundidad del corte es muy recomendable para todas las juntas expuestas al tráfico de ruedas sólidas. En el caso de un uso más ligero de tráfico, como el caso de ruedas neumáticas entonces se puede recomendar un sellado convencional, en donde no se sella a toda la profundidad del corte, gracias al empleo de un material de respaldo. La diferencia entre un relleno a toda profundidad y un sellado convencional radica en la dureza del material, ya que en los rellenos de las juntas se buscan selladores más rígidos que los convencionales para proveer soporte a los bordes de la junta, y así minimizar el despostillamiento de la misma.



Las juntas de contracción y construcción en áreas del piso expuestas a tráfico de ruedas sólidas, de uretano, nylon o acero podrán ser rellenas en su sellado a toda profundidad con un sellador epóxico semi-rígido o poliurea que provea soporte lateral a los bordes verticales de la junta cortada con disco. El material recomendado para estas aplicaciones tan rudas de tráfico deberá también tener una resistencia a la tensión de bajo rango y una muy buena adhesión al concreto para permitir los eventuales movimientos de la losa. El Instituto Americano del Concreto (ACI) recomienda el uso de material epóxico o poliurea con 100% de sólidos y una dureza shore A mínima de 80, de acuerdo a la prueba normada ASTM D 2240. Este material deberá ser instalado a toda la profundidad en la junta cortada con disco, sin backer rod ni arena sílica como respaldo.

En los pisos expuestos a tráfico peatonal y llantas neumáticas con baja presión de inflado, no es necesario el sellado de la junta a toda la profundidad y tratarse como un sellado convencional. Una especificación típica es la de sellar con sellador de poliuretano elastomérico con una dureza shore en un rango entre A35 y A50 instalado en los 13 mm (1/2") superficiales sobre una cintilla de respaldo.

Antes del sellado de juntas cortadas con disco, éstas deberán ser limpiadas para asegurar la adherencia entre el sellador y el concreto en las caras del corte. Parte de este proceso de preparar las juntas para el sellado es la remoción de cualquier desperdicio o polvos del proceso de corte o de la misma construcción, para lo cual se recomienda más hacerlo mediante aspirado con equipo especializado a sopletar las juntas con un compresor de aire.

El sellado con productos epóxicos semi-rígidos deberá retardarse la mayor cantidad de tiempo posible para permitir que la junta abra por el efecto de la contracción por secado de la losa, lo que nos lleva a un mejor sellado y por ende a un mejor desempeño de la junta en operación. Para asegurar que el sellador no se vaya a levantar con el paso del tráfico, la aplicación del sellador se deja un poco más arriba de la superficie de la losa, para posteriormente cortar los excesos de sellador con el empleo de una herramienta tipo espátula, dejando el sellador al mismo nivel de la superficie de concreto.

Se recomienda ampliamente sellar las juntas antes que el piso este sujeto al tráfico de ruedas duras, pequeñas o pesadas que puedan provocar despostillamientos de los bordes.

Las juntas que aún tienen movimiento puede hacer que falle la extensibilidad del sellador y provocar que el sellador se separe de las caras del corte (lo que se conoce como falla por adhesión) o también fallar abriéndose el sellador sin separarse de las caras de la junta (falla de cohesión). Cuando esto ocurre, los huecos deberán ser rellenos con el mismo producto de sellado original o alguno compatible recomendado por el fabricante. Si la falla es tal que el sellado se siente suelto al simple tacto, éste deberá ser removido y vuelto a colocar.



Las juntas de aislamiento, las cuales están diseñadas para acomodar movimientos pueden ser selladas desprendiendo la parte superior del material y después llenando el hueco formado con material elastomérico. También se pueden usar en este tipo de juntas materiales premoldeados que tienen un inserto removible que puede ser usado como depósito para el sellado posterior.

Cuando las recomendaciones antes descritas no se siguen y las juntas funcionan inadecuadamente, existe la posibilidad de presentarse despostillamientos en las caras de la junta o de aparecer agrietamiento aleatorio en la losa. Recordemos que el deterioro en juntas y sellado de grietas es la mayor parte de un programa de mantenimiento típico, por lo que todo esfuerzo hecho en la construcción inicial del piso, específicamente en juntas, será seguramente recompensado en el costo de mantenimiento del mismo.

4.5 Transferencia de Carga

La transferencia de carga la podemos definir como la habilidad de la junta de transferir una parte de la carga aplicada de uno al otro lado de la junta y el grado de transferencia se mide por lo que llamamos como "eficiencia de la junta".

Una junta es 100 % efectiva si logra transferir la mitad de la carga aplicada al otro lado de la junta, logrando prácticamente iguales deflexiones en ambos lados de la junta, mientras que un 0% de efectividad significa que ninguna parte de la carga es transferida a través de la junta, por lo que solamente el lado cargado de la junta sufrirá la deflexión.

La importancia de la transferencia de carga radica en la reducción de esfuerzos y las deflexiones en la losa cerca del área de la junta, permitiendo una circulación más cómoda y con menor nivel de daño en la junta, en el vehiculo o en la carga.

La evaluación en campo de la transferencia de carga se realiza midiendo las deflexiones en cada lado de la junta dada una aplicación de carga.

De manera que conociendo las deflexiones en las juntas por medio de la siguiente ecuación podemos conocer el % de eficiencia de la junta (E):

$$E = [2 \Delta_U / (\Delta_L + \Delta_U)] 100$$

Donde:

Δ_L = Deflexión del lado cargado de la junta.

Δ_U = Deflexión del lado no cargado de la junta

4.5.a Transferencia de carga mediante trabazón de agregados

La trabazón de agregados depende de la resistencia al cortante entre las partículas del agregado en las caras de la junta, debajo del corte inducido en la junta. Este sistema de transferencia de carga es más efectivo para pisos construidos con una corta separación de las juntas y bases estabilizadas no erosionables.



La efectividad de la junta con transferencia de carga mediante trabazón de agregados depende de:

- Abertura de la junta.
- Espesor de la losa.
- Soporte de la subrasante.
- Magnitud de las cargas y número de repeticiones.
- Forma del agregado.

Efecto de la apertura de la junta y el espesor de la losa

De acuerdo a los estudios de la Asociación del Cemento Portland hechos por Colley y Humphrey en 1967 y Nowlen en 1968, la efectividad de transferencia de carga disminuye cuando la junta se abre más. Una apertura de la junta de 0.9 mm (0.035 pulg.) o menores presentan buena efectividad de transferencia de carga y juntas con una apertura de 0.6 mm (0.025 pulg.) son casi 100% efectivas en términos de deflexión en los bordes de la losa.

Las losas con mayor espesor pueden llegar a presentar la misma eficiencia de transferencia de carga si éstas abren considerablemente más que las juntas en las losas de menor espesor.

Efecto del soporte de la subrasante

Los pisos de concreto no necesariamente requieren de soporte rígido de la subrasante para soportar exitosamente las cargas de diseño, sin embargo los valores altos de módulo de reacción k incrementan la eficiencia de transferencia de carga en la junta.

Suelos pobres, por ejemplo con módulo de reacción k entre 50 y 100 pci empiezan a perder trabazón de agregados después de unos cuantos ciclos de repetición de cargas. En el caso de suelos arenosos con módulos de reacción alrededor de los 200 pci, mantienen un 50% de eficiencia de juntas (basándose en las deflexiones del borde de la losa) al cumplir un millón de repeticiones de carga, mientras que bases de grava-arena o bases tratadas con cemento pueden llegar a mantener eficiencia de juntas superior al 50% después de un millón de repeticiones de carga.

Efecto de la carga

La eficiencia de transferencia de carga por trabazón de agregados disminuye mientras la magnitud de cargas repetitivas aumenta, incluso juntas que han presentado buena transferencia de carga bajo cierta condición de carga, al momento de incrementarse la carga puede llegar a presentarse problemas en la transferencia de carga.



Efecto de la forma del agregado

El agregado en sí es también importante para la transferencia de carga, por ejemplo sabemos que la grava triturada se comporta mejor que la no triturada, debido a que ésta provoca que las caras de las juntas sean más ásperas por lo que se desgastan menos que las caras redondeadas de los agregados no triturados. De la misma manera el agrietamiento inicial del concreto incrementa la aspereza de las caras de las juntas, debido a que las grietas se forman alrededor del agregado y no a través de él.

4.5.b Transferencia de carga mediante pasajuntas

Las pasajuntas son barras de acero liso y redondo colocadas transversalmente a las juntas para transferir las cargas del tráfico sin restringir los movimientos horizontales de las losas. Además mantienen a las losas alineadas horizontal y verticalmente. Dado que las pasajuntas llegan de un lado a otro de la junta, las aperturas diarias y de temporadas no afectan la transferencia de carga a lo largo de las juntas con pasajuntas como sucede en las juntas con solamente transferencia de carga por trabazón de agregados.

Las pasajuntas reducen las deflexiones y los esfuerzos en las losas de concreto, así como el potencial de escalonamiento en las juntas, bombeo (expulsión de finos a través de las juntas) y despostillamiento o rupturas en los bordes. Por lo que toda esta reducción de deflexiones y esfuerzos en las losas al transmitir efectivamente la carga a lo largo de las juntas se traduce en un incremento en la vida de servicio del piso industrial.

Al menos una mitad de la pasajunta deberá ser engrasada o recubierta con algún agente que evite la adherencia con el concreto. También se usan dispositivos o mangas para acomodar la expansión o contracción del concreto en la junta y asegura tener libertad de movimiento longitudinal

La forma tradicional de las pasajuntas sigue siendo la redonda, sin embargo, también se usan barras cuadradas o incluso pequeñas placas de acero. Las barras cuadradas se usan con una manga especial de plástico duro que cubre la mitad de la barra y que en sus costados contiene un material compresible. El diseño mantiene el alineamiento vertical entre los dos lados de la losa, mientras permite pequeños movimientos horizontales. Un importante beneficio de este sistema es la reducción de agrietamiento provocado por un mal alineamiento de barras y por los movimientos de las juntas, además que las juntas con barras cuadradas presentan mejor eficiencia de transferencia de carga en las juntas que las hechas con barras redondas.

Las pasajuntas, ya sean redondas, cuadradas o placas de acero, siempre deberán estar colocadas a la mitad del espesor de la losa, paralelas a la superficie del piso y al eje neutro de la losa. Las pasajuntas redondas que no se coloquen alineadas horizontal y verticalmente van a restringir el movimiento de la losa y podrán llegar a provocar agrietamiento.



No se deben confundir las pasajuntas con las barras de amarre, recordemos que las pasajuntas son de acero liso que permiten los movimientos de expansión y contracción de la losa, mientras que las barras de amarre, son varillas corrugadas que se adhieren al concreto en ambos lados de la losa no permitiendo el movimiento de la misma pueden llagar a causar agrietamiento aunque ciertamente ofrece transferencia de carga en las juntas.

Así mismo se debe tener especial cuidado en alinear perfectamente las piezas para evitar que estas puedan restringir los movimientos horizontales entre las secciones. De hecho, uno de los principales problemas de este sistema es el garantizar la perfecta alineación de las piezas, y otro es el riesgo que se corre cuando se colocan pasajuntas tanto en el sentido perpendicular, como en el sentido paralelo a la franja de colado, ya que unos no permiten el movimiento horizontal de los otros, para estos casos normalmente se recomienda omitir las últimas barras en la junta, dejando al menos una distancia libre entre pasajuntas igual a la longitud de una barra.

El sistema más novedoso de transferencia de carga con pasajuntas es mediante placas de acero. Las placas son de forma rectangular usadas en las juntas de contracción y también en forma de diamante (cuadradas) para las juntas de construcción.

Las pasajuntas en forma de placas, ofrecen las siguientes ventajas en comparación con las tradicionales barras redondas de acero:

- Fáciles de instalar.
- Permiten movimiento horizontal de la losa.
- Minimizan concentraciones de esfuerzo tanto en la losa como en las pasajuntas.
- Usan de manera más eficiente la cantidad de acero.

Pasajunta en forma de diamante

Consiste en una camisa de plástico triangular que se fija a la cimbra, de manera que una vez retirada la cimbra, la camisa quede ahogada en el concreto, para después introducir una placa de acero cuadrada de 4.5" por lado dentro de la camisa, quedando alineada en forma de diamante. Es así que la placa funciona como sistema de transmisión de carga y la camisa permite que haya movimientos horizontales entre las distintas secciones de colado. A su vez este sistema garantiza la alineación horizontal y vertical de la placa, por lo que se elimina la necesidad de utilizar canastillas, y la restricción de utilizar sistemas de transmisión de carga en ambos sentidos, ya que su diseño permite que la placa se mueva en distintas direcciones.

4.5.c Problemas en juntas machimbradas

En la práctica la mayoría de las juntas machimbradas no se mantienen unidas, Debido a la contracción natural del concreto, el machimbre pierde contacto con su parte correspondiente (unión tipo hembra-macho), por lo que si las cargas son fuertes, provocan que la carga la parte superior del machimbre al ya no estar en contacto con su parte inferior que le daba el soporte para la transferencia de carga, trabaje sin su soporte,



por lo que la mayoría de las juntas machimbradas resultan con una grieta paralela a la junta, prueba de cómo falló el machimbre rompiéndose precisamente la parte superior del mismo.

Por esta razón, este tipo de juntas no se recomienda al no ofrecer buena transferencia de carga al estar sometidas a tráfico vehicular.

V. CONCRETO PARA PISOS INDUSTRIALES

La función primordial de la mayoría de los pisos de concreto es la de brindar un adecuado soporte a la aplicación de cargas, incluyendo gente, vehículos y diversos objetos. En resumen, el concreto habitualmente sirve como superficie y una buena calidad del concreto es necesaria para soportar las cargas y resistir el uso para el que fue diseñado.

Los ingredientes y cómo todos éstos son combinados, así como las técnicas empleadas de colocación del concreto (procedimiento constructivo), generan efectos en la calidad y el funcionamiento del piso.

5.1 Propiedades en estado fresco y endurecido

Las propiedades del concreto en estado fresco afectan directamente tanto en la colocación del mismo como las características del concreto una vez endurecido. Para el caso de los pisos, el concreto endurecido debe ser capaz de soportar las cargas y resistir cierto nivel de desgaste. En ambos casos, la capacidad de soportar cargas y de resistencia al desgaste dependen de la resistencia del concreto.

5.1.a Revenimiento

El uso excesivo de agua empleada para conseguir revenimientos altos es una de las causas principales de un mal desempeño del piso. El agua en exceso provoca el sangrado del concreto, segregación de agregados e incrementa la contracción por secado. Si se espera tener un piso nivelado, de apariencia uniforme y resistente al desgaste, deberemos tener todos los camiones más o menos uniformes de revenimiento, cumpliendo con la especificación requerida.

Revenimientos bajos (de 5 a 10 cm) se usan comúnmente para equipos mecánicos tales como reglas vibratorias, aunque no del todo para casos de pisos industriales en donde el proceso de acabado debe dejar una superficie muy plana y nivelada, en estos casos la recomendación común es un concreto de revenimiento máximo de 12 cm, a pesar que se tiene muy claro las ventajas de trabajar con el revenimiento más bajo posible.





5.1.b Contenido de aire

Usualmente el concreto para pisos no lleva inductor de aire. Sin embargo, pequeñas cantidades de inductor de aire en el concreto para pisos es útil para reducir el sangrado e incrementar la plasticidad. Un contenido total de aire (incluyendo tanto el aire aplicado como el ya incluido) deberá ser entre del 2% al 3%. Para el concreto expuesto a ciclos de congelamiento y descongelamiento la aplicación de aire deberá ser la mayor posible (entre el 5% y el 8% dependiendo del tamaño máximo de agregado).

Visto que el contenido de aire es bien aceptado para la durabilidad del concreto, existe entonces una razón para considerar una aplicación máxima: cuando los trabajos de acabado del piso incluyen el allanado con llanas de acero. Un contenido máximo de aire de un 3% se ha definido para disminuir la posibilidad de delaminación. Esto se da debido a que las llanas de acero pueden sellar la superficie y dejar atrapadas bolsas de aire debajo de ella, especialmente cuando se usan tratamientos superficiales monolíticos.

No se deberá usar inductor de aire cuando el concreto reciba una aplicación de endurecedor superficial.

Estos productos requieren cierta humedad en algunas partes de la superficie, para poder penetrar a través de ella y ejercer su función. Debido a que el inductor de aire desacelera el sangrado, la humedad necesaria quizá no se encuentre presente en la losa, por lo que es muy probable que en la superficie endurecida se generen burbujas y delaminaciones.

5.1.c Sangrado

En la colocación del concreto, el sangrado es el desarrollo de una capa de agua superficial producto del asentamiento de partículas sólidas (cemento y agregados) y la consecuente salida del agua hacia la superficie. El sangrado en ocasiones resulta normal y resulta ser un auxiliar en el control de la contracción plástica, pero un sangrado excesivo incrementa la relación agua/cemento cerca de la superficie, particularmente si los trabajos de acabado se llevan a cabo mientras el concreto sigue sangrando. Esto puede generar una superficie débil con una durabilidad pobre.

La cantidad de sangrado se incrementa con altos contenidos de agua iniciales en el concreto, así como con pisos de mayor espesor. Las siguientes reglas pueden ser aplicadas para reducir el sangrado:

- Buenas granulometrías de agregados.
- Cementos finos.
- Ciertos aditivos químicos.
- Inductor de aire.





5.1.d Contracción

El agrietamiento se puede producir por una combinación de factores tales como contracción por secado, contracción térmica, restricción (externa o interna), asentamiento de la subrasante y la aplicación de cargas. Realizando cortes en los pisos de concreto, se inducirán las grietas producto de la contracción en lugares discretos y con ello se controlará la aparición aleatoria de grietas.

Las grietas que aparecen antes del endurecimiento del concreto son usualmente el producto del acomodo de la masa de concreto o contracción de la superficie, causada por una rápida pérdida de agua cuando el concreto aún se encuentra en su estado plástico. Estas grietas son producto de una contracción plástica.

Mientras el concreto sigue su proceso de acomodamiento, las grietas pueden desarrollarse sobre miembros embebidos, tales como el acero de refuerzo. Estas grietas, resultan de una consolidación insuficiente (vibrado), revenimientos altos o la falta de un adecuado recubrimiento sobre los miembros embebidos en la masa de concreto.

Las grietas por contracción plástica son relativamente cortas, y pueden aparecer antes de que se concluyan los trabajos de acabado, en aquellos días cuando uno o más de los siguientes factores existen: viento, bajos niveles de humedad y altas temperaturas. En estas condiciones la humedad de la superficie se evapora más rápido que lo que puede ser sustituida por un ascenso de agua de sangrado a la superficie. Dando como resultado, que la parte superficial de la losa se endurece más rápido que el fondo de la misma y por lo tanto, mientras se endurece se empieza a contraer más que el concreto del fondo, permitiendo que el agrietamiento plástico se desarrolle en la superficie. Frecuentemente las grietas por contracción plástica llegan a la mitad del espesor de la losa. Varían en longitud y usualmente están paralelas una a otra grieta, con separaciones de pocos centímetros, hasta 3 metros de distancia.

Usualmente las grietas que aparecen después del endurecimiento son el resultado de la contracción por secado, contracción térmica, o asentamiento de la subrasante. Después del endurecimiento, el concreto comienza a secarse y a contraerse como resultado de la liberación de humedad.

Para controlar la contracción y la ubicación de grietas, las juntas de contracción deberán ubicarse en intervalos regulares. La experiencia nos muestra que las juntas por contracción (grietas inducidas), deberán tener una distancia de separación de 20 a 24 veces el espesor de la losa, procurando no pasarnos de 4.5 metros. Esto equivale a intervalos de 4 a 4.8 m para losas de 20 cms de espesor Si se añade acero de refuerzo a la losa y si la aparición de agrietamiento aleatorio es aceptable, se puede aumentar la separación de juntas.

El factor de mayor influencia en la contracción por secado del concreto es el contenido total de agua. A medida que el contenido de agua en el concreto aumenta, la cantidad de contracción aumentará proporcionalmente. Altos incrementos en el contenido de arena y reducciones significativas en el agregado grueso incrementará la contracción debido a que el contenido de agua se elevará y porque el tamaño más pequeño de



agregado grueso disminuye la resistencia interna a la contracción. El uso de agregados de alta contracción con aditivos de cloruro de calcio también incrementan la contracción.

La colocación de concreto en las temperaturas altas del mediodía producirá una contracción mientras el concreto se enfría durante la noche. Una caída de temperatura de 22 °C entre el día y la noche podría generar una contracción de cerca de 0.8 mm en una losa de 3 m de longitud, suficiente para causar un agrietamiento si el concreto es restringido en su contracción.

El agrietamiento en las losas de concreto sobre el terreno con un espesor adecuado para el uso al que fueron diseñadas, se puede reducir significativamente o eliminar por completo siguiendo las siguientes recomendaciones:

- Preparar adecuadamente la base de la losa, que incluya una compactación uniforme y un material adecuado para la sub-base con un contenido adecuado de humedad.
- Minimizar el contenido de agua de la mezcla, maximizando el tamaño y cantidad de agregado grueso y usando agregados de baja contracción.
- Usar la mínima cantidad de agua requerida en la mezcla, para la trabajabilidad, evite sobrepasar la consistencia de humedad.
- Evitar el uso de aditivos con cloruro de calcio.
- Evitar la rápida pérdida de humedad de la superficie mientras el concreto se encuentre en estado plástico a través de la aplicación de membranas de curado o protecciones de plástico para evitar las grietas por contracción plástica.
- Realizar juntas de contracción (inducidas) a intervalos razonables, de 20 a 24 veces el espesor de la losa.
- Evitar variaciones extremas de la temperatura.
- Para minimizar el agrietamiento con el uso barreras de vapor (o retardadoras de vapor), colocar una capa de al menos 10 cm de material granular, de baja humedad, compactable que pueda ser drenada con material fino. Si el concreto debe ser colocado directamente sobre una hoja de polietileno u otro retardante de vapor, use una mezcla con el menor contenido de agua posible.
- Colocar adecuadamente el concreto, logre su consolidación, su acabado y cúrelo.
- Considerar el uso de fibras plásticas para controlar la aparición de grietas por contracción plástica.

Un diseño adecuado de mezcla y la selección de los materiales adecuados podrán reducir significativamente o eliminar por completo la aparición de grietas.



VI. DISEÑO DEL ESPESOR DE LA LOSA

Muchas variables determinan directa o indirectamente los requerimientos de espesor para losas de concreto. Incluir todas ellas en un solo método de diseño sería excesivo y complejo por lo que podría llevar a una sobre confianza en el diseño como forma de garantizar un buen desempeño del piso. Algunas veces la deficiencia en la mano de obra en lugar de un mal diseño o especificación son las causas de un mal comportamiento de los pisos. Dado que la parte superficial de un piso es la que evalúa el usuario, normalmente se pone mayor atención a la construcción de la parte superficial de la losa que al diseño del espesor de la losa.

Sin embargo, por razones de diseño estructural se debe escoger un espesor de losa. Basado en extensos estudios y muchas prácticas de laboratorio, el método de la Asociación del Cemento Portland para losas de concreto sobre el terreno está bien establecido y aceptado a nivel mundial. Las gráficas mostradas en el presente capítulo ofrecen una manera rápida de determinar el espesor adecuado para ciertas condiciones de carga.

Las losas de concreto simple (sin acero de refuerzo) ofrecen ventaja de económica y de facilidad de construcción. Reconociendo la similitud obvia y las diferencias entre un pavimento sin acero de refuerzo y una losa de concreto simple, la teoría de método de diseño de pavimentos fue reducida para utilizar tablas de diseño para losas de concreto simple. Este método de diseño es aplicable tanto para losas de almacenamiento a la intemperie o en el interior de las naves.

Al igual que en el método de diseño de pavimentos exteriores de la Asociación del Cemento Portland (PCA), los factores que se requieren para el diseño del espesor de losa incluyen:

- Capacidad portante de la subrasante y la sub-base.
- Resistencia del concreto.
- Ubicación y Frecuencia de cargas impuestas.
- Magnitud de las cargas, incluyendo las de construcción.

Existen dos propiedades del concreto que para efectos del método de diseño de la PCA se mantienen fijas o constantes, sabiendo de antemano que ambas propiedades tienen poca influencia en el diseño del espesor de la losa. Los valores que se usaron para desarrollar las gráficas de diseño son módulo de elasticidad $E = 281,227 \text{ kg/cm}^2$ (4,000,000 psi) y módulo de poisson $\mu = 0.15$.

6.1 Objetivos del diseño

El exceso de cargas puede provocar diversos tipos de fallas, por ejemplo, grietas por esfuerzos de flexión excesivos, deflexiones excesivas, asentamientos por exceso de presión al suelo y para el caso de cargas altamente concentradas, las fallas o grietas pueden ser provocadas por esfuerzos de cortante excesivos.



La estrategia del diseño de pisos es mantener todos estos factores dentro de los límites de seguridad. Sin embargo, el factor más crítico de éstos, es decir, la consideración que rige el diseño es diferente dependiendo del área de contacto de la carga, por ejemplo, en casos normales los esfuerzos de flexión son la consideración de diseño crítica para montacargas, mientras que para cargas distribuidas cubriendo áreas muy grandes de almacenamiento, el esfuerzo por flexión debajo de la carga no es tan crítico como otras. Momentos negativos (esfuerzos de tensión en la parte superior de la losa) lejos de la carga pueden causar grietas en los pasillos, o la carga puede ocasionar que las juntas fallen como resultado de asentamientos diferenciales. También, presiones excesivas en el suelo debido a cargas distribuidas pueden resultar en asentamientos inaceptables de algunos suelos.

El área de contacto es crítica para el caso de cargas fuentes en los postes de las estructuras de almacenamiento o racks. Si el plato o base de los postes es muy pequeño, la falla de la losa debido a carga excesiva o esfuerzos cortantes es de mayor preocupación que otras cargas. Cuando la base del plato es lo suficientemente grande para prevenir fallas de carga o corte, el esfuerzo por flexión se vuelve la consideración de diseño a controlar.

6.2 Esfuerzos de flexión y factores de seguridad

La flexión es un criterio admisible para el diseño de pisos debido a que se relaciona directamente el comportamiento estructural global del piso bajo cierta condición de carga. Esta resistencia a la flexión también se le conoce como el módulo de ruptura y se abrevia MR, mientras que la resistencia a compresión se refiere directamente al comportamiento del material, es decir, únicamente al concreto. Es de todos conocido que la resistencia a la flexión es proporcional a la resistencia a la compresión y mientras más grande sea la resistencia a la compresión, mayor también será la resistencia a la flexión y a pesar que existen correlaciones entre una y otra siempre será mas recomendable el hacer pruebas de laboratorio para tener la mayor confiabilidad.

Uno de los pasos preliminares en el diseño de espesores de losa es determinar los esfuerzos de flexión que el concreto puede soportar, es decir, los esfuerzos de flexión permisibles. El esfuerzo permitido de trabajo se determina dividiendo la resistencia a la flexión del concreto entre un apropiado factor de seguridad.

La carga sobre un piso de concreto inducirá esfuerzos en él y el trabajo del diseñador es mantener ese esfuerzo debajo del permitido por el concreto y su espesor. Los factores de seguridad para cargas de vehículos han sido determinados por experiencias obtenidas en el desempeño de los pavimentos y consideran la influencia del número de repeticiones de carga, esfuerzos por contracción e impactos.



Los factores de seguridad apropiados para cargas estáticas, ya sean concentradas o distribuidas, no están bien establecidos por falta de experiencia o investigación. El diseñador debe de tomar precauciones para ciertas consideraciones de diseño y requerimientos especiales de desempeño y determinar las características de desempeño de la losa bajo condiciones similares de carga.

Los esfuerzos en las losas para las condiciones de carga de vehículos y carga de poste se determinaron mediante el uso de programas computacionales con sus modificaciones apropiadas en las áreas de contacto (Packard 1967). Los esfuerzos de flexión indicadas en las gráficas de diseño son los esfuerzos en el interior de la losa, asumiendo que la carga es aplicada a cierta distancia de cualquier borde libre. Para cargas aplicadas cerca o en los bordes de la losa los esfuerzos de flexión calculados serán de un 50 a 60% mayores que los calculados para posiciones de carga en el interior de la losa. Cuando se presenta la transferencia de carga a través de la junta (tanto con pasajuntas como con trabazón de agregados), los esfuerzos de flexión en el borde disminuyen, sin embargo, esta disminución depende de la eficiencia obtenida en la transferencia de carga.

Debido a que el esfuerzo por flexión es 50% a 60% mayor en los bordes de la losa sin una adecuada transferencia de carga, el espesor de la losa se debe de incrementar en los casos de juntas sin pasajuntas, aunque las juntas estén en la parte interna o en la periferia de la losa. El aumentar el espesor de la losa compensa la falta de transferencia de carga y mantienen los esfuerzos por flexión en los bordes dentro de límites seguros.

Las gráficas de diseño de espesores de losa presentadas en este capítulo, fueron desarrolladas para cargas localizadas en el interior de la losa. Sin embargo, las mismas gráficas pueden ser usadas para condiciones de carga dinámicas con juntas sin la adecuada eficiencia de transferencia de carga. Los efectos de esfuerzos de borde se consideran ajustando el esfuerzo permisible de trabajo usando un apropiado factor de juntas considerando los altos esfuerzos de flexión en los bordes. Por ejemplo para un módulo de ruptura de 39 kg/cm^2 (560 psi), usando un factor de seguridad (FS) de 2.2 para las cargas localizadas en el interior provee esfuerzos de trabajo de 18 kg/cm^2 (255 psi). Para cargas en los bordes, el factor de seguridad es ajustado por un factor de junta de 1.6 (60% más alto que para la condición de carga interior) para considerar el esfuerzo de flexión más grande del concreto, es decir, en el borde. De esta manera el esfuerzo permisible de trabajo es más bajo: $39/(2.2 * 1.6) = 11 \text{ kg/cm}^2$ [$560/(2.2 * 1.6) = 160 \text{ psi}$].

Cuando la transferencia de cargas en las juntas (y así la transferencia de esfuerzos) puede ser asegurada- por ejemplo, por una buena trabazón de agregados o por pasajuntas - el ajuste del esfuerzo de trabajo por cargas frecuentes no es grande. Sin embargo, el diseñador deberá tener cuidado al saber que las grietas formadas en las juntas de control por la contracción del concreto pueden llegar a ser lo suficientemente anchas para perder la transferencia de carga por trabazón de agregados.



La eficiencia de transferencia de carga lograda únicamente por la trabazón de agregados decrece significativamente conforme la grieta se abre con el tiempo. El ancho de la grieta depende de la cantidad de contracción de la losa y del espaciamiento de juntas. De acuerdo al estudio de Colley y Humphrey de 1967, el ancho de las grietas máximo para garantizar la efectividad de transferencia de carga por trabazón de agregados será de 0.89 mm (0.035 pulgadas), aunque para losas de espesores fuertes, la trabazón de agregados se mantiene efectiva aún con mayor abertura de las grietas.

6.3 Cargas de Vehículos

El procedimiento de diseño para cargas de vehículos involucra la determinación de los siguientes factores específicos de diseño:

- Carga de eje máxima.
- Número de repeticiones de carga.
- Área de contacto de la llanta.
- Espaciamiento de ruedas del eje más pesado.
- Resistencia de la subrasante.
- Resistencia de flexión del concreto MR.
- Factor de seguridad.
- Transferencia de carga en las juntas.

En los casos con largas separaciones de juntas, digamos juntas separadas a más de 4 ó 4.5 metros, el uso de barras pasajuntas en las juntas de contracción es muy recomendado, debido a que la transferencia de carga por trabazón de agregados no resultará efectiva al tener una junta o grieta que abra demasiado. Para los casos de separaciones de juntas pequeñas, como de 3 metros pueden proveer una buena transferencia de carga si la junta o grieta no abre demasiado.

Si no se desea proveer transferencia de carga se puede incrementar el espesor de la losa en el área de la junta para mejorar el desempeño bajo la aplicación de la carga. Normalmente se recomienda incrementar el espesor un 20%, sin embargo, esta práctica que era común en el pasado ya no lo es en la actualidad por lo complicado que esto resulta en la construcción.

El diseño de piso requiere que el tráfico sea estimado de forma correcta, incluyendo la siguiente información:

- Magnitudes de las Cargas.
- Frecuencias.
- Configuraciones de los ejes de los vehículos que circularían en el piso.



La magnitud de las cargas cuantifica la fuerza actuante sobre el piso, mientras que la frecuencia se refiere al número de veces que una magnitud de carga dada es aplicada al concreto. La falla provocada por la repetición de carga se le conoce como fatiga y también se manifiesta con agrietamiento. Adicionalmente la geometría de las llantas en los ejes afectan en la manera en que los esfuerzos son aplicados a la losa.

Los datos de tráfico y cargas necesarios para el diseño del piso industrial de cierta nave pueden conseguirse de varias fuentes por ejemplo, de otra nave o planta ya en operación, del departamento de mantenimiento, de ingeniería, operación y planeación, así como de las hojas técnicas de los fabricantes de los vehículos. Basados en esta información, un adecuado factor de seguridad puede ser seleccionado para determinar los esfuerzos de trabajo permisibles.

Para pisos, el factor de seguridad es la relación de la resistencia a la flexión del concreto (módulo de ruptura) entre el esfuerzo de trabajo a flexión, lo que puede entenderse como la capacidad total admisible que pueda ocurrir antes de la falla, con la resistencia utilizada. El inverso del factor de seguridad (esfuerzo de trabajo dividido entre la resistencia a la flexión) se conoce como relación de esfuerzos y en estudios de fatiga, los valores de la relación de esfuerzos influyen en el número de repeticiones de carga permisibles.

Mientras la relación de esfuerzos se mantenga por debajo de 0.45, el concreto puede resistir un número ilimitado de repeticiones de carga sin presentar agrietamiento por fatiga (una relación de esfuerzos de 0.45 es equivalente a un factor de seguridad de 2.2). Para relaciones de esfuerzo mayores de 0.45 (factor de seguridad menor que 2.2).

El factor de seguridad o su correspondiente relación de esfuerzo depende de la frecuencia de tráfico del montacargas más pesado. Un factor de seguridad de 2.2 puede ser usado para todas las áreas del piso y en el caso de áreas muy grandes de piso puede resultar más económico el emplear diferentes factores de seguridad.

La recomendación de la Asociación de Cemento Portland en materia de factores de seguridad es la siguiente:

- Pisos o áreas con un gran número de repeticiones esperadas de montacargas, se recomienda diseñarlos con un factor de seguridad alto (de 2.0 o superior).
- En otras áreas en donde se espere menor tráfico de montacargas se puede emplear un factor de seguridad entre 1.7 y 2.0.
- En áreas no críticas, como áreas de almacenamiento sin un constante tráfico de montacargas, el factor de seguridad podrá ser de 1.4 a 1.7.



Esta flexibilidad en el diseño puede en ocasiones tener ventajas económicas al permitir áreas de menor espesor o el uso de concretos de menor resistencia, sin embargo. Habrá también que considerar que este tipo de decisiones puede limitar el futuro uso del piso y posibles ampliaciones al proyecto.

Debido a la gran variación de tamaños, cargas de ejes y espaciamiento de las llantas de los montacargas, no es práctico proveer de gráficas de diseño para cada vehículo en específico.

Las gráficas de diseño de espesores se presentan en su formato original y en las unidades en las que fueron desarrolladas, por lo que en su caso deben ser convertidas las unidades métricas a libras-pulgada antes de proceder al diseño de espesores por este método.

Para montacargas equipados con ejes sencillos, es decir, ejes con una sola rueda de cada lado del eje, se entra a la gráfica con un esfuerzo de trabajo permisible por cada 1000 libras de carga en el eje. Este esfuerzo de trabajo permisible es calculado por la división de la resistencia a la flexión del concreto entre el factor de seguridad y si es necesario entre el factor de junta y después dividir este resultado entre la carga del eje en kips (1 kips=1000 lb). El factor de seguridad es obtenido por consideraciones de la relación de esfuerzos y las repeticiones de cargas.

Para el caso de ejes dual, es decir, ejes equipados con doble llanta, son usadas para determinar el espesor de la losa del piso. Para convertir la carga del eje dual a un a carga equivalente de eje sencillo (el eje cargado es multiplicado por el factor F).

El área de contacto de la carga se refiere al área de una llanta en contacto directo con la losa, sin importar el diseño o huella de la llanta. Si los datos de la llanta no se conocen, el área de contacto puede ser estimada para el caso de llantas neumáticas dividiendo la carga de la llanta entre la presión de inflado y en el caso de ruedas sólidas, el área de contacto puede ser mas o menos estimada multiplicando el ancho de la llanta (en pulgadas) por 3 ó 4.

Cuando el área de contacto de la llanta fue determinada, se usa otra gráfica para encontrar el área efectiva de contacto a usar en las gráficas de diseño. Esta corrección se hace porque los esfuerzos en las losas provocados por pequeñas áreas de contacto son sobre estimados cuando se calculan por las teorías convencionales. Las bases para este ajuste fueron dadas por la teoría de Westergaard en 1925 (estos mismos ajustes son usados para cargas en postes discutidos más adelante).

El grado de corrección se incrementa a medida que el área de contacto llega a ser muy pequeña y el espesor de la losa incrementa.





Ejemplo de Diseño 1

Montacargas de eje sencillo.

Datos del montacargas

Eje cargado: 11.3 Ton (25 kips)
Espaciamiento de llantas: 94 cm (37 pulg.)
Número de llantas por eje: 2
Presión de inflado de la llanta: 0.76 Mpa (110 psi)

Área de contacto = cargas en una llanta / presión de inflado

$$= (25000/2) / 110 = 114 \text{ pulg.}^2$$

Datos de la subrasante y concreto

Modulo de reacción k de la subrasante: 100 pci
Resistencia a la flexión del concreto (MR): 44 kg/cm² (640 psi) a 28 días

Pasos de diseño

(Convertir todos los valores métricos a valores en libras - pulgadas antes de continuar).

1.- Factor de Seguridad (FS):

Seleccionar el factor de seguridad definiendo el diseñador el criterio de acuerdo a la estimación de repeticiones o intensidad de tráfico esperado. Selecciones un factor de seguridad de 2.2 para un número ilimitado de repeticiones.

2.-Factor de Junta (FJ):

Para el diseño basado en cargas en el interior de la losa el factor de junta a emplear será de 1.0, sin embargo, para cargas frecuentes cruzando juntas sin sistemas de transferencia de carga, el factor de junta recomendado será de 1.6. Este valor es usado porque el espaciamiento de las juntas en el piso está relativamente en el límite mayor, es decir, de 4.50 metros.

3.- Esfuerzo de trabajo del Concreto:

$$WS = (MR / FS * FJ) = (640 / 2.2 * 1.6) = 182 \text{ psi}$$

4.- Esfuerzos en losa por cada 1000 lb de carga en el eje:

$$= (WS / \text{carga en el eje, kips}) = (182 / 25) = 7.3 \text{ psi}$$

5. Entre por el eje de la parte izquierda con un esfuerzo de 7.3 psi y muévase a la derecha para el área de contacto de 114 pulgadas². Desde ese punto, desplácese hacia arriba para el espaciamiento de llantas de 37 pulgadas. Desde ahí, muévase horizontalmente a la derecha para leer el espesor de la losa de 11.2 pulgadas, sobre la línea para subrasante con módulo de reacción k = 100 pci y use 11 1/4 pulgadas (29 cm) como espesor de la losa.



Si el uso de áreas mas bajas es identificable (instalaciones largas), cambie los factores de seguridad por los números estimados de repeticiones de cargas. Esto puede resultar en un espesor de piso reducido para otras áreas.

Ejemplo de Diseño 2

Montacargas de eje dual.

Datos del montacargas:

Eje cargado:	22.7 Ton (50 kips)
Separación dual de llantas:	46 cm (18 pulg.)
Separación de llantas	101.5 cm (40 pulg.)
Número de llantas por eje:	4
Presión de inflado de llantas:	0.86 Mpa (125 psi)

Área de contacto = Carga por llanta presión de inflado

$$= (50000 / 4) / 125 = 100 \text{ pulg}^2$$

Esta área de contacto es lo suficientemente grande como para no emplear ninguna corrección.

Datos de la subrasante y concreto

Módulo de reacción k de la subrasante: 100 pci
Resistencia a la flexión del concreto (MR): 44 kg/cm² (640 psi) a 28 días

Pasos del diseño

1.- Factor de Seguridad:

Se sabe que el montacargas no circulará frecuentemente a su máxima capacidad de carga, solamente una o dos veces a la semana para un piso diseñado para una vida útil de 40 años, por lo que se espera una total de 4000 repeticiones de carga, para ese rango de repeticiones encontramos una relación de esfuerzos permisible de 0.67, lo que nos da un factor de seguridad de 1.5.

2.- Factor de Juntas:

Anticipando una separación de juntas de 3.5 metros por hacer coincidir exactamente con 1/3 de la separación de columnas, el factor de junta puede ser tomado de 1.3 si esperamos tener buena transferencia de carga.

3.- Esfuerzo de trabajo del concreto (WS).

$$WS = MR / (SF * JF) = 640 / (1.5 * 1.3) = 328 \text{ psi}$$



4.- Con una separación dual de llantas de 18 pulgadas, desplácese horizontalmente hasta cortar a la línea de área de contacto efectiva de 100 pulg², después desplácese verticalmente hasta cortar a la línea de espesor inicial de losa de 10 pulgadas, por último desplácese horizontalmente hasta cortar el eje de factor de equivalencia de carga F de 0.775. El factor da carga equivalente de eje sencillo es multiplicada por la carga en el eje dual, es decir $0.775 * 50 = 38.8$ kips, en el uso de estas figuras, es necesario suponer un espesor de losa y hacer la solución gráfica. El resultado (espesor diseñado) tendrá que ser comparado con el espesor supuesto, este es un proceso de prueba y error de los pasos 3 al 5, puede tener que ser repetido hasta que el espesor asumido y el espesor diseñado concuerden.

5.- Esfuerzo por cada 1000 lbs de carga en el eje.

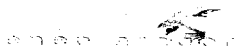
$$= WS / \text{Carga en el eje, kips} = 328 / 38.8 = 8.5 \text{ psi}$$

6.- Con un esfuerzo de 8.5 psi, desplácese horizontalmente a cortar a la línea de área de contacto de 100 pulg², después desplácese verticalmente a cortar a la línea de separación de llantas de 40 pulg. y de este punto desplácese horizontalmente para encontrar un espesor de losa de 10.3 pulgadas sobre la línea de módulo de reacción k de la subrasante de 100 pci, use 10.5 pulgadas (27 cms) de espesor de losa, el espesor de losa de 10.5 pulgadas es aproximadamente el mismo espesor que fue asumido convirtiendo ejes dobles a ejes sencillos así, los pasos 4 al 6 no serán necesarios repetirlos.

6.4 Cargas en Racks

En muchas naves industriales y bodegas son usados estantes o racks para el almacenamiento de productos o materiales, si las cargas en los racks son pesadas, los postes que soportan al estante, inducen esfuerzos importantes al piso. Los esfuerzos de flexión de esa concentración de cargas pueden ser más grandes que los esfuerzos causados por las cargas de las llantas de los vehículos operando en el piso y de esta manera, la condición de carga de cargas por postes de racks pueden llegar a controlar el espesor de diseño de la losa.

Para las cargas en postes el objetivo del diseño es mantener el esfuerzo por flexión dentro de los límites de seguridad de la losa. Dentro del rango de las variables de diseño presentadas en esta sección, la flexión controla el diseño del espesor de la losa. Cuando los requerimientos por flexión son satisfechos con un adecuado espesor de losa, las presiones del suelo no son excesivas; y cuando son usadas las medidas apropiadas de la base de la placa, el concreto y los esfuerzos cortantes soportados no son excesivos.





Cuando se usan medidas inadecuadas de bases de los postes, la carga actuante y los esfuerzos de cortante pueden llegar a ser excesivos aunque los esfuerzos de flexión no lo sean. El tamaño de la base del poste deberá ser lo suficientemente grande para que la carga actuante bajo la máxima condición de carga no exceda de 4.2 veces el módulo de ruptura del concreto para el caso de cargas interiores y de 2.1 veces para cargas en bordes o esquinas. En el caso de los esfuerzos de cortante, el permisible será de 0.27 veces el módulo de ruptura del concreto. Con un adecuado dimensionamiento de las bases de los postes para controlar las cargas actuantes y un adecuado espesor de losa para controlar las esfuerzos de flexión, encontraremos que los esfuerzos de cortante no son excesivos para los rangos comunes de las variables del diseño.

Debido a que la flexión es la que controla el diseño de espesor, los factores del diseño son similares a los expuestos en el caso de cargas de vehículos y de hecho un factor de seguridad más alto es el normalmente apropiado.

La información específica para el diseño es:

- Carga máxima de poste.
- Área de contacto de la carga.
- Espaciamiento entre postes.
- Resistencia de la subrasante.
- Resistencia a la flexión del concreto,
- MR. Factor de seguridad.

La condición de carga en el borde presenta esfuerzos mayores en los pisos, que pueden significar mayor cantidad de agrietamiento.

Las gráficas proveen espaciamientos de 40 a 100 pulgadas y los espaciamientos intermedios deberán ser interpolados en estas figuras. Si dos postes se encuentran lo suficientemente cercanos de manera que sus bases se traslapan o están en contacto una con otra (ejemplo los racks de espalda con espalda), los postes puede asumirse que actúen como uno equivalente a la suma de sus cargas combinadas.

Los valores del módulo de reacción k representan condiciones genéricas del suelo para bajas, medias y digamos alta condiciones de soporte.

6.4.a Factores de seguridad para carga en poste

Los factores de seguridad específicos para condiciones de carga estática no son dados en esta publicación, sino que se dejan al juicio del diseñador y hay 2 razones para esto:

1. El rango del factor de seguridad posible puede ser bastante amplio; el factor puede ser relativamente bajo (1.5 o menor) bajo condición de carga no crítica, o bastante alto (aproximadamente 5) en condiciones donde la falla de la losa sea bastante seria.



2. La experiencia del funcionamiento de pisos ya en operación y de datos experimentales para concentraciones estáticas de carga no se encuentra disponible.

Las cargas estáticas en los postes tienen efectos diferentes que las cargas en vehículos, los cuales se enlistan a continuación:

1. El movimiento de las cargas de las llantas produce esfuerzos menores en las losas que las cargas estáticas de la misma magnitud.
2. Los efectos del flujo plástico reducen los esfuerzos bajo condición de carga estática.

Estas son las razones para usar en el caso de racks altos, factores de seguridad más grandes que los usados en racks de poca altura, cargas de vehículos o cargas distribuidas. Los postes de los estantes son diseñados algunas veces para soportar parcialmente el techo de la estructura y los efectos o diferencias de deflexión entre postes de los racks se incrementan con racks altos.

Dado que falta mucha publicación de datos sobre la experiencia del desempeño de racks cargados en pisos industriales, no es posible recomendar con mucha confianza factores de seguridad a emplear, como en el caso de cargas vehiculares. Esto hace que sea muy importante considerar cuidadosamente las características de este tipo de carga y las expectativas de desempeño.

El factor de seguridad más alto normalmente recomendado es de 4.8, aplicable para los casos en que los postes se consideren como un elemento estructural crítico, es decir como una columna.

Este valor de 4.8 es considerado el límite máximo del rango del factor de seguridad porque la condición de carga de postes del rack usualmente no es tan crítica como en el caso de columnas sobre zapatas. Las columnas se encuentran considerablemente espaciadas y cada una soporta gran parte de la carga estructural total. La diferencia fundamental entre los dos tipos de cargas recae en las diferentes presiones que la estructura ejerce al suelo. La presión ejercida al suelo debajo de una zapata puede acercarse a la capacidad de carga permisible del suelo, y si una falla ocurriese en la zapata, la capacidad de carga del suelo sería excedida y habría la posibilidad de presentarse un asentamiento, penetración, etc.

Por otro lado, la presión ejercida al suelo bajo una losa de espesor adecuado soportando un carga de poste, sería mucho menor que aquella bajo una zapata, debido a que la losa distribuye la carga sobre un área más grande de subrasante.



6.4.b Factores de juntas para carga de postes

Para bodegas o áreas de almacén de plantas industriales, los racks empleados para el almacenamiento de mercancía normalmente es del tipo espalda con espalda y paralelo a la línea o eje de columnas.

La alineación de las líneas de columnas con frecuencia coincide con juntas de contracción o construcción. Si la separación de juntas de contracción no es grande y se emplean pasajuntas para la transferencia de carga, los esfuerzos en el borde de la losa se reducen de un 20 a un 25% (de acuerdo al estudio de Okamoto y Nussbaum en 1984), lo cual se traduce en que se puede incrementar el esfuerzo de trabajo en un 20%. Si se usan separaciones de juntas relativamente grandes, digamos de 4.5 metros y no se tienen pasajuntas para la transferencia de carga el factor de juntas de 1.6 será el recomendado para la condición de carga de carga de postes de racks.

El cálculo del esfuerzo de trabajo (WS) se hará dividiendo el módulo de ruptura del concreto entre el producto del factor de seguridad y factor de junta. Así, si necesitamos, para condiciones de carga ubicada en el interior de la losa, pueden ser usadas para la condición de carga de poste ubicada en el borde la losa siempre y cuando usemos el factor de junta al momento de calcular el esfuerzo de trabajo.

Una vez que el diseñador ha seleccionado un factor de seguridad y un factor de juntas apropiados basándose en las condiciones de carga críticas, se usan las tablas para establecer el espesor de diseño de la losa basado en esfuerzos de flexión. Los esfuerzos cortantes y los esfuerzos de carga actuante también deben ser calculados para determinar si los valores están dentro de los límites de seguridad. Siguiendo el problema de ejemplo se ilustra el procedimiento para determinar los esfuerzos en la losa debidos a la carga en postes de racks.



Ejemplo de Diseño 3

Carga en Postes

Datos para la configuración de postes y cargas

Espaciamiento de postes:	Longitudinal (Y):2.50 m (98 pulg.) Transversal (X):1.70 m (66 pulg.)
Carga en Poste:	5.9 ton (13 kips), en cada poste
Dimensionamiento de la base del poste:	cuadrada de 20.3 cm (8 pulg.)
Área de contacto:	412 cm ² (64 pulg ²)

Datos de la subrasante y del concreto

Modulo de reacción k de subrasante	100 pci
resistencia de flexión en el concreto	MR de 44 kg/cm ² (640 psi) a 28 días

Espaciamiento de juntas en el piso

Espaciamiento de columnas:	15.20m (50 pies)
Espaciamiento de Juntas:	5.1 m (16.6 pies)

Pasos de diseño

1. Factor de seguridad (FS):

Se selecciona un factor de seguridad de 2.0 ya que los racks son independientes de la estructura y su altura es menor a los 10.7 metros (35 pies).

2. Factor de junta (FJ):

Se selecciona el factor de junta de 1.6 debido a que la separación entre juntas es considerablemente grande y la trabazón de agregados en términos de transferencia de carga es despreciable.

3. Esfuerzos de trabajo en el concreto:

$$WS = (MR /FS \times FJ) (640 /2 \times 1.6) = 200 \text{ psj}$$

4. Esfuerzos en la losa por 1000 lb de postes cargados (WS):

$$= (WS / \text{carga por poste, kips}) = (200 / 13) = 15.4 \text{ psi}$$

5. Para el valor de k = 100 pci de la subrasante, se obtiene de tablas. En la parte izquierda de la gráfica se localiza el punto correspondiente a un esfuerzo de 15.4 psi y un área de contacto de 64 pulg², después se desplaza hacia la derecha en línea recta hasta el espaciamiento de postes y de 98 pulgadas, en ese punto se mueve en línea vertical hasta encontrar el espaciamiento X de 66 pulgadas. De este punto se desplaza en línea recta hacia la derecha para encontrar el espesor de diseño resultante de 10.4 pulgadas.



6. Para 10.5 pulgadas de espesor de losa y 64 pulg² de área de contacto el área efectiva de contacto es 72 pulg²; esta corrección no es un cambio significativo en el requerimiento del espesor de losa.

7. El siguiente paso es la revisión por capacidad de carga, comprobando que el esfuerzo de carga actuante y el esfuerzo cortante se encuentren dentro de los límites aceptables.

7.1 Revisión por capacidad de Carga

Capacidad de carga permisible:

De 4.2 veces el módulo de ruptura a los 28 días para la carga interior
= 4.2 MR = 2690 psi

De 2.1 veces (la mitad que la aplicable para carga interior) el modulo de ruptura a los 28 días para cargas de borde o esquina.
= 2.1 MR = 1345 psi

Esfuerzos de carga actuante:

Cargas por poste / área de contacto = 13000 lbs / 64 pulg² = 203 psi

203 psi < 2690 psi

203 psi < 1345 psi

Es decir, que el esfuerzo actuante es considerablemente menor que el esfuerzo permisible.

7.2 Revisión por esfuerzos cortantes:

Esfuerzo cortante permisible:

$$= 0.27 * MR = 0.27 * 640 = 173 \text{ psi}$$

Esfuerzo cortante actuante.

Para cargas interiores

Carga por Poste / Espesor de losa x [(perímetro) + (4 x Espesor de losa)]

Donde el perímetro es igual a 4 veces la raíz cuadrada del área de contacto, es decir 4
(64)^{1/2}

$$= 13,000 / [(32) + (4 x 10.5)] = 17 \text{ psi}$$



Para cargas de borde:

$$\begin{aligned} &= \text{Carga por Poste} / \text{Espesor de losa} \times [(0.75 \times \text{perímetro}) + (2 \times \text{Espesor} \\ &\quad \text{de losa})] \\ &= 13,000 / 10.5 \times [(0.75 \times 32) + (2 \times 10.5)] = 28 \text{ psi} \end{aligned}$$

Para cargas de esquina:

$$\begin{aligned} &= \text{Carga por Poste} / \text{Espesor de losa} \times [(0.5 \times \text{perímetro}) + (\text{Espesor} \\ &\quad \text{de losa})] \\ &= 13,000 / 10.5 \times [(0.5 \times 32) + (10.5)] = 47 \text{ psi} \end{aligned}$$

Los esfuerzos de cortantes calculados para las esquinas, bordes e interiores son significativamente más bajos que el esfuerzo cortante permisible del concreto, por lo que el espesor encontrado de 10.4 pulgadas es apropiado

Para cargas grandes de poste, los espesores de losa de concreto simple requeridos pueden ser muy grandes, de manera que podría valer la pena revisar diseños alternativos, tales como:

- Zapatas integrales o aisladas debajo de cada poste o línea de postes (teniendo que dejar fija la ubicación de los postes).
- Diseñar estructuralmente las losas con acero de refuerzo para tomar los esfuerzos de tensión.
- Uso de una sub-base tratada con cemento debajo de la losa de concreto.
- Uso de cimentación con pilas o pilotes, si existe potencial de asentamiento de largo plazo atribuido a la consolidación del suelo.

6.5 Cargas distribuidas

Las cargas distribuidas son las cargas que convencionalmente actúan sobre un área grande del piso. Las cargas son el resultado del material almacenado directamente en el piso dentro del área de almacenamiento.

Las cargas concentradas son las que normalmente controlan el diseño del piso pues estas producen esfuerzos a tensión mayores que las cargas distribuidas. Sin embargo, después que un espesor de losa ha sido seleccionado considerando el vehículo más pesado y las cargas por postes de racks, los efectos de las cargas distribuidas también deben ser examinados.



El diseño del piso, bajo la condición de cargas distribuidas tiene los siguientes objetivos:

- Prevenir grietas en los pasillos o áreas no cargadas, debidas al momento negativo (tensión en la superficie de la losa).
- Evitar asentamientos debidos a la consolidación del suelo de soporte.

Normalmente las cargas distribuidas colocadas directamente sobre la losa de concreto no son lo suficientemente grandes para provocar asentamientos excesivos de subrasante bien preparadas y compactadas. A pesar que el construir losas de concreto de mayor espesor puede ayudar a controlar el agrietamiento, no va a prevenir el asentamiento del terreno de soporte.

Para el caso de cargas distribuidas muy pesadas siempre será recomendable eliminar la posibilidad de consolidación del suelo por un especialista en mecánica de suelos.

Cargas distribuidas muy pesadas aplicadas sólo en algunas partes del piso pueden provocar asentamientos diferenciales y deformación de la losa de concreto. Los esfuerzos de momento actuantes por deformaciones de la losa pueden sumarse a los esfuerzos de momento negativo en pasillos, provocando agrietamiento en las zonas no cargadas. El diseño de losas sujetas a asentamientos diferenciales no se incluye en la presente publicación, por lo que también se recomienda consultar a un especialista en mecánica de suelos.

6.5.a Cargas máximas y ancho crítico de pasillos

Para un cierto espesor de losa y resistencia de la subrasante existe un ancho crítico del pasillo, para el cual se presenta el esfuerzo máximo en la losa. Las cargas admisibles para el ancho crítico de pasillo son menores que las cargas admisibles para cualquier otro ancho de pasillo. Esto significa que hacer pasillos ya sean más angostos o más anchos permitirá colocar cargas más pesadas sobre la losa.

El ancho crítico del pasillo existe cuando el momento actuante máximo debido a la carga de un lado del pasillo, coincide con el punto máximo momento debido a la carga en el otro lado del pasillo, por lo que duplica el momento negativo (tensión en la parte superior de la losa) en el centro del pasillo.

Para cualquier otro ancho de pasillo, diferente al crítico, el momento actuante máximo debido a las cargas de cada lado del pasillo no coincide, haciendo que de hecho la carga de un lado contrarreste el esfuerzo causado por la carga en el otro lado.



6.5.b Cargas permisibles para prevenir la falla en un pasillo

El momento negativo de flexión que se presenta en un pasillo entre áreas de carga distribuidas puede llegar a ser hasta del doble del momento presentado bajo el área cargada. Como resultado de esto, uno de los objetivos del diseño es limitar este esfuerzo de momento negativo en el pasillo para que no se presente agrietamiento.

Almacenaje con arreglo variable de la carga distribuida

Los esfuerzos de flexión y deformaciones debido a cargas distribuidas pueden variar de acuerdo al espesor de la losa y la resistencia de la subrasante. También dependen del ancho del pasillo, ancho del área cargada, magnitud de la carga y de si hay o no juntas o grietas en el pasillo. Estas variables adicionales no siempre son constantes o predecibles durante la vida de servicio del piso.

Precisamente dado que las cargas permisibles presentadas en la tabla 6 consideran las condiciones críticas, no hay restricciones en el arreglo de la carga o la uniformidad de la carga. Las cargas superiores a éstas pueden colocarse de manera no uniforme y en cualquier arreglo y cambiar durante la vida útil del proyecto. De hecho cargas más grandes pueden permitirse.

Las cargas admisibles están basadas en un factor de seguridad de 2.0 (esfuerzo de trabajo admisibles igual a la mitad de la resistencia a la flexión del concreto). Si el diseñador juzga esto como un criterio conservador puede incorporar otros factores de seguridad al usar la siguiente formula para determinar la carga admisible:

$$W = (0.123) \times (ft) \times (h \times k)^{1/2}$$

donde:

- W = Carga permisible, en libras sobre pie².
(1 libra/pie² es igual a 4.8824 kgs/m²).
- ft = Esfuerzo de trabajo permisible en
psi (libras-pulg²), obtenido al dividir la resistencia.
a la flexión del concreto especificada a los 28 días
entre el factor de seguridad.
- h = Espesor de losa en pulgadas.
- k = Módulo de reacción de la subrasante, pci.

Almacenaje con arreglo fijo de la carga distribuida

Los esfuerzos en la losa bajo cargas distribuidas varían según el ancho del pasillo, el ancho de la carga, la magnitud de la carga y la ubicación de las juntas, tal y como se detalló en la sección anterior de almacenaje con arreglo variable.



En un área de almacenamiento donde el arreglo es conocido y permanecerá fijo durante toda la vida de servicio del piso, las cargas distribuidas máximas admisibles (vea también la sección cargas máximas y ancho crítico de pasillo). Estas cargas admisibles tienen la función de limitar el momento negativo para que no se agriete un pasillo o un área no cargada.

6.6 Pérdida de soporte por erosión

Los métodos de diseño de espesores abordados en este capítulo se enfocan en mantener el esfuerzo de flexión dentro de los límites de seguridad, con el objeto de prevenir el agrietamiento por fatiga del concreto. Los métodos asumen que la losa se mantiene en contacto con el suelo debajo de ésta, pero si la pierde el soporte de la subrasante, los esfuerzos calculados pueden aumentar en un 5 a 15 % (de acuerdo a los estudios de Wu y Okamoto en 1992), lo que podría afectar el espesor de diseño.

Debido a que la falla de la losa es una posibilidad latente, la pérdida de soporte merece nuestra atención y por esto se recomienda consultar las publicaciones y estudios hechos para pavimentos de concreto en autopistas y calles.

Las condiciones de erosión climática que pueden llevar a pérdida de soporte incluyen:

- Huecos bajo la losa.
- Escalonamiento de juntas.
- Bombeo.
- Pérdida de material en hombros.

En mayor resistencia a la abrasión. Además se deberá dar un cierto tiempo entre cada pasada para dejar endurecer el concreto y desaparezca el brillo de agua.

Se recomienda incrementar la inclinación de las aspas en cada pasada para ejercer presión adicional mientras el concreto endurece y también se recomienda hacer cada pasada en dirección opuesta a la anterior.

6.7 Corte de Juntas

Un adecuado sistema de juntas puede eliminar la posibilidad de agrietamiento aleatorio en el piso. Los aspectos del sistema de juntas que pueden llevar al éxito del proyecto incluyen escoger el tipo correcto de junta para cada ubicación, establecer un buen dimensionamiento de losas y arreglo en toda el área del piso y por último hacer el corte para formar la junta en el tiempo correcto.

A pesar de que existen diversas maneras de crear la junta en un piso de concreto, la única manera aceptable de crear la junta en un piso industrial es mediante el corte con disco, para su posterior sellado. Esto es debido al uso esperado del piso y a los esfuerzos ejercidos por las ruedas pequeñas de los montacargas a los bordes de las juntas.





Las cortadoras de concreto pueden ser de gasolina o eléctricas y los discos de corte pueden ser abrasivos o de diamantes.

Actualmente se utilizan principalmente dos tipos de cortes: el corte convencional húmedo y el corte temprano en seco.

El proceso de corte temprano en seco se utiliza cuando se desea la formación de juntas a una edad temprana. Las juntas son formadas usando discos impregnados de diamante. El corte obtenido en este proceso, no es tan profundo como el corte obtenido en el proceso convencional, se obtiene una profundidad máxima de 32 mm (1 ¼") Sin embargo, la entrada temprana permite que las juntas se formen antes que se desarrollen esfuerzos de tensión significativos en el concreto, incrementando así, la posibilidad de que la grieta se forme en la junta, cuando se desarrollen esfuerzos suficientes.

Se debe tener cuidado que el corte no sea interrumpido cuando pase sobre un agregado grueso o duro. El agregado grueso, debe ser aserrado también, a fin de que la junta pueda trabajar adecuadamente.

Con el método convencional de corte, es decir, el corte húmedo, las juntas se realizan normalmente entre las 4 y 12 horas después de que el acabado de la losa ha terminado, 4 horas en climas cálidos y 12 horas en climas fríos. En el proceso de corte temprano, el periodo de tiempo adecuado para el corte normalmente varía entre 1 hora para clima cálido y 4 horas para clima frío después de que el acabado del piso a concluido. Estos períodos podrán aumentarse para pisos con refuerzo de fibras de acero o con endurecedores superficiales metálicos.

En el método convencional, la profundidad de corte debe ser al menos 1/3 del espesor de la losa o 25 mm (1"), cualquiera que sea mayor. En el método de corte temprano, la profundidad deberá ser de al menos 25 mm (1"), a menos que la experiencia haya demostrado que un corte más superficial sea suficiente. Estas recomendaciones asumen que el corte temprano se hace dentro de los límites de tiempo establecidos anteriormente.

Independientemente del método seleccionado, el corte de juntas deberá realizarse:

1.2 Antes de que el concreto comience a enfriarse.

1.3 Tan pronto como la superficie del concreto sea lo suficientemente firme para no ser rasgado o dañada por el disco.

1.4 Antes de que se forme el agrietamiento aleatorio causado por la contracción y secado del concreto en la losa.



6.8 Curado

El objetivo del curado en pisos de concreto, es el de optimizar la hidratación del cemento, manteniendo un contenido de humedad y temperatura óptimos en el concreto. A través de la hidratación de las partículas de cemento, se desarrolla su incremento de resistencia y por ende la resistencia a la abrasión aumenta. Las condiciones óptimas del concreto para el curado están en el rango de 10° C a los 21° C. A temperaturas menores de los 10° C el tiempo de fraguado se incrementa y el procedimiento de acabada se lleva más tiempo. A temperaturas mayores a los 21° C el riesgo de agrietamientos aumenta.

Una losa de concreto tiene una larga superficie expuesta a la intemperie en relación con su volumen, de tal modo que si la superficie se encuentra descubierta, el agua puede rápidamente evaporarse y provocar el secado temprano de la losa. Lo anterior inhibe la hidratación del cemento, produciendo una superficie de concreto débil con baja resistencia a la abrasión. Si el secado es excesivo, aún con tráfico ligero en la losa puede provocar polvo. Un cierto tipo de agrietamiento también se le atribuye a un inadecuado proceso en el curado, por todos estos motivos resulta indispensable un adecuado proceso de curado. El curado continuo con agua de una losa, debe ser de por lo menos de 7 días. Los métodos más eficaces para la mayoría de los pisos industriales son aquellos en los que se utiliza agua, pero no siempre pueden ser los más prácticos, por ejemplo, los pisos con superficies metálicas requieren técnicas de curado especiales. Para este tipo de piso deben seguirse las recomendaciones o instrucciones del fabricante de los materiales metálicos.

Para el proceso del curado, se enuncian los siguientes dos métodos alternativos:

1. **Compuestos de curado.**- Consiste en el sellado de la superficie y bordes mediante la aplicación con aspersor de una membrana o compuesto de curado. El compuesto de curado deberá ser de un tipo que no deje una decoloración o marca permanente en la superficie, así como no intervenir en la aplicación de cualquier tratamiento superficial subsecuente.
2. **Mediante hojas de polietileno o papel impermeable.** Las películas de polietileno y las hojas de papel impermeable son usadas como métodos de retención de humedad del concreto de la superficie previamente humedecida, colocada tan pronto como sea posible sin dejar marca en la superficie.



VII. CAUSAS DE FALLA EN LAS SUPERFICIES DE LOSAS Y PISOS DE CONCRETO

Al revisar las causas de imperfección en pisos y losas, resultará evidente que los detalles encontrados con más frecuencia, se deriven de las deficiencias en el cumplimiento de las instrucciones referentes a cualquier operación de acabado que se realice cuando haya exceso de humedad o agua de sangrado en las superficies, causará superficies polvosas y producción de escamas (y también causará redes de fisuras y reducirá la resistencia al desgaste); así como también: "No se debe hacer ninguna operación posterior (al aplanado preliminar) hasta que el concreto soporte (a presión del pie, dejando cuando mucho una huella de sólo 1/4 de pulgada (6 mm) de profundidad" (esto es, se no debe hacer un acabado prematuro).

"Trabajar demasiado el concreto excesivamente húmedo" no debe interpretarse como el hecho de que trabajar bien un concreto excesivamente mojado es aceptable. El concreto se debe trabajar en cualquier condición que se encuentre en el momento del colado, pero si contiene demasiada humedad, el revenimiento debe reducirse al mínimo. Además de las fallas enumeradas, trabajar demasiado el concreto excesivamente húmedo, llevará al mortero fluido a las áreas bajas; este mortero fluido se asentará más que las áreas circundantes y, como resultado, dejará zonas bajas.

Otra causa muy común es la falta de curado rápido. La palabra clave es "rápida" y el grado de rapidez en que pueda completarse el curado mejorará en mucho la calidad de la superficie de pisos y losas, sobre todo en clima seco. El curado con agua es el mejor método, siempre que la losa se mantenga húmeda continuamente.

Casi nunca habrá una causa única para que exista una determinada falla; Por lo general, éstas suceden por una combinación de causas. La influencia de cualquier causa variará de acuerdo con el grado de desviación del método correcto, en las propiedades de los materiales empleados, al igual que con la temperatura ambiente y otras condiciones en el clima, que prevalecen durante el trabajo. Por lo tanto, el número de combinaciones posibles de causas, es infinito. Si se evitan las mencionadas, que provocan diversas fallas, se podrá estar seguro de la obtención de resultados satisfactorios.



11
50

7.1 Agrietamiento

7.1.1 Restricción

El agrietamiento se produce por la restricción a los movimientos originados por la contracción térmica o por el secado. La proporción de la contracción por secado se reducirá un poco al poner en práctica todos los medios conocidos para minimizar el contenido de agua, de mezclado en el concreto y con menor revenimiento.

La disminución del contenido de agua por medio de aditivos e inclusión de aire, tiene poco efecto sobre la contracción por secado. Sin embargo, un potencial considerable de contracción por secado, continuará ocasionando agrietamientos de aspecto desagradable cuando se presenten las siguientes prácticas inadecuadas:

- 1.-Si las juntas de contracción o ranuras y las de construcción, están muy separadas entre sí.
- 2.-Las ranuras de las juntas de contracción sólo son superficiales y no fueron trabajadas para tener una profundidad igual a $1/4$ del espesor de la losa, o más.
- 3.-Las losas están demasiado restringidas en su perímetro.
- 4.-No hay juntas de aislamiento alrededor de las columnas.
- 5.-Omisión de juntas en ángulos entrantes.
- 6.-El concreto es una mezcla de baja resistencia que contiene muy poco cemento, demasiada agua, o ambos.
- 7.-Un curado deficiente permite una considerable contracción por secado, antes de que el concreto desarrolle la resistencia suficiente para soportar-la. Esto es muy común en climas secos y calientes, o en climas fríos cuando la humedad es baja y también se incluye la contracción térmica.
- 8.-Las losas están ligadas por su parte inferior a una estructura subterránea, como por ejemplo a las zapatas.

7.1.2 Otras causas de agrietamiento

El agrietamiento también puede ser resultado de otros fenómenos diferentes de la contracción. Entre las causas de más importancia están:

- 1.-Soporte no uniforme, proporcionado por una subrasante preparada en forma inadecuada, falta de drenaje, debido al alabeo.
- 2.-Arcilla expansiva en la subrasante.
- 3.-Sulfatos húmedos en la subrasante.



- 4.-Concreto colado sobre el relleno de juntas existentes (cuando se cuela concreto adyacente).
- 5.-Relleno y sellado inadecuado de juntas.
- 6.-Cargas excesivas.
- 7.-Algún impacto.
- 8.-Fractura causada por la reacción álcali-sílice.
- 9.-Fractura por corrosión del acero de refuerzo.
- 10.-Congelación y deshielo a lo largo de los bordes y en las esquinas.
- 11.-Movimientos de tierra causados por construcciones contiguas.

7.1.3 Agrietamiento a edad temprana

Cierto tipo de agrietamiento puede ocurrir antes de que el concreto haya fraguado. Esto puede complicar considerablemente las operaciones de acabado. He aquí algunos ejemplos:

- 1.-Arietamiento por contracción plástica.
- 2.-Arietamiento por asentamiento del concreto, alrededor de las varillas de refuerzo y de otros elementos empotrados.
- 3.-Arietamiento a lo largo de los bordes, cuando las cimbras no son firmes.
- 4.-Daños causados al retirar las cimbras.

Dichos agrietamientos en el concreto no endurecido pueden cerrarse apisonándolo y golpeándolo. Estas operaciones se pueden llevar a cabo, pero deben tomarse las precauciones necesarias para eliminar las causas de agrietamiento en el trabajo restante.

7.2 Agrietamiento superficial sin patrón definido o en forma de mapa

El agrietamiento superficial sin patrón definido o en forma de redes o mapa es otra forma de agrietamiento por contracción, pero no es muy profundo. Esto se debe a una contracción mucho mayor de la superficie, en todas las direcciones, que del concreto que se encuentra bajo ella. La restricción ejercida por el concreto del fondo produce, como resultado, grietas en todas direcciones con separaciones cortas. Este agrietamiento consiste en pequeñas grietas, casi invisibles, que rodean áreas contiguas con dimensión menor de 1 ó 2 pulgadas (25-50 mm). El agrietamiento en forma de mapa es similar, pero las grietas son más visibles y las áreas circundadas por las grietas son mayores. Las condiciones que favorecen estos tipos de agrietamiento son:



- 1.-Ocurre el secado en lugar de hacer el curado antes de que se desarrolle suficiente resistencia, sobre todo después del aplanado con llana metálica dura.
- 2.-Curado con agua mucho más fría que el concreto.
- 3.-Condiciones alternadas de mucha y poca humedad a edades tempranas.
- 4.-Agitado excesivo, uso de maestras vibradoras y aplanadoras mecánicas.
- 5.-Trabajar demasiado el concreto y aplanarlo con llana en forma excesiva, en especial cuando la superficie está demasiado mojada.
- 6.-Aplanado preliminar y de acabado, realizado antes de tiempo.
- 7.-Cemento seco espolvoreado sobre la superficie, antes del aplanado con llana metálica.
- 8.-Demasiada arcilla e impurezas en los agregados.
- 9.-Los operarios encargados del acabado aplican agua a la superficie.

7.3 Baja resistencia al desgaste

Esto se debe principalmente al empleo de morteros o concretos de baja resistencia, en especial en la superficie. Estas bajas resistencias surgen de:

- 1.-Demasiada agua de mezclado.
- 2.-Cantidad Insuficiente de cemento.
- 3.-Relación agua/cemento superior a 0.50.
- 4.-Revenimiento excesivo, causante del sangrado y de llevar el material suave, más ligero, a la superficie.
- 5.-Trabajar demasiado el concreto excesivamente mojado.
- 6.-Aplanado preliminar y de acabado prematuro, causando que el agua de sangrado penetre en el mortero de la superficie.
- 7.-Excesivo uso de agua por parte de los operarios encargados del acabado.
- 8.-Excesiva cantidad de aire incluido en el mortero de la superficie.
- 9.-Curado deficiente.
- 10.-Carbonatación de la superficie, causada por calentadores sin escape, utilizados para la protección contra clima frío.



11.-Deterioro del potencial de resistencia de la superficie a causa de congelamiento a edad temprana.

12.-Apertura demasiado rápida al tránsito abrasivo antes de que se desarrolle suficiente resistencia.

7.4 Superficie susceptible a desprender polvo

La superficie polvosa es otro aspecto importante que pone de manifiesto la existencia de un concreto débil. Es causada por:

- 1.-Mezclas demasiado húmedas.
- 2.-Aplanados preliminar y de acabado, en presencia de agua de sangrado, ocasionando que ésta penetre en la superficie.
- 3.-Arcilla, impurezas y materias orgánicas en los agregados.
- 4.-Uso de polvo de cemento para secar la superficie y darle un acabado a edad temprana.
- 5.-Se aplica agua a la superficie durante el acabado.
- 6.-Calentadores sin escape utilizados para la protección contra clima frío.
- 7.-Curado inadecuado, especialmente en clima seco.

7.5 Descascaramiento

La presencia de descascaramiento provoca una apariencia áspera de algunas superficies después de estar expuestas al congelamiento y deshielo. Por lo general, la profundidad del descascaramiento es inferior a 1/2 pulgada (13 mm). Las principales causas de este problema son las siguientes:

- 1.-Permeabilidad y baja calidad, debidas a;
 - a) Bajo contenido de cemento.
 - b) Elevada relación agua/cemento (superior a 0.50).
 - c) Revenimiento excesivo.
 - d) Trabajar en exceso el concreto húmedo.
 - e) Operaciones de acabado prematuras.
 - f) Curado inadecuado.



2.-Poco o ningún contenido de aire incluido debido a:

- a) Omisión del uso de un aditivo Incluso de aire.
- b) Aire extraído por trabajar demasiado el concreto excesivamente húmedo en operaciones de acabado prematuras.
- c) Bajo contenido de aire debido a:
 - Demasiado tiempo de mezclado.
 - Temperatura del concreto demasiado alta para una dosificación particular del aditivo inductor de aire.
 - Distribución inadecuada del aditivo inductor de aire

3.-Contenido de aire demasiado bajo para resistir el efecto de sales usadas para eliminar el deshielo.

4.-Protección térmica inadecuada, permitiendo la congelación de la superficie a edad muy temprana.

5.-Exposición de concreto nuevo al congelamiento y deshielo, antes de que haya sido curado en forma adecuada y se haya permitido que seque. La aplicación de sales descongelantes a una edad temprana aumenta, en gran parte, la probabilidad de que se presenten escamas (descascaramiento).

6.-Las causas de la presencia de burbujas o ampollas, lo cual aumenta la vulnerabilidad a la formación de escamas (descascaramiento).

7.6 Burbujas reventadas

La apariencia característica de este problema es la presencia de huecos, de forma casi cónica, en la superficie de partes planas, dejados por la expulsión de una pequeña porción de concreto, la cual fue causada por la presión interna. Esta presión puede haber sido generada por la expansión permanente de un pedazo de sílice amorfa en calizas o calizas de grano fino, pizarra, caliza quemada, dolomita quemada, pirita o carbón mineral. Los dos primeros son ingredientes naturales de algunos agregados, los demás se encuentran, en ocasiones, como impurezas de los mismos. En algunos materiales, la expansión es provocada por la absorción de la humedad y, en otras, por un cambio químico. El diámetro de los agujeros dejados por el desprendimiento, vara de 3/8 a 2 pulgadas (de 10 a 50 mm) o más.

Debido a que las burbujas reventadas no disminuyen demasiado la integridad del concreto, algunas veces son tolerables. Sin embargo, no proporcionan un aspecto agradable e interfieren en la textura de la losa.





La presencia de impurezas en el concreto puede estar fuera del control del constructor de pisos, ya que con frecuencia ocurre inesperadamente en la producción y en el manejo de concreto premezclado o de sus ingredientes. Sin embargo, la presencia de sílice amorfa o en calizas o calizas de grano fino, contenidas en los agregados, puede ser un problema local continuo. Estas son algunas de las medidas que se pueden aplicar para solucionar el problema:

- 1.-Si es posible cambiar de banco de agregados utilizando aquéllos que no sean perjudiciales par un trabajo sin problemas.
- 2.-Construir pisos de dos capas, utilizando agregado seleccionado o importado, sin probabilidad de desprendimiento para la capa superior.
- 3.-Si es económicamente posible, el productor de agregado no adecuado debe hacerlo útil, utilizando un medio de separación.
- 4.-Prohibir la aplicación de capas o membrana impermeables, tales como coberturas epóxicas, de cera u otro tipo, agrava los problemas de desprendimiento.
- 5.-Utilizar el menor revenimiento posible para evitar que floten las partículas potenciales causantes d los problemas de desprendimiento.
- 6.-Es posible que en algunas áreas y situaciones estas medidas no sean prácticas. Se han desarrollado métodos particulares que han sido útiles par minimizar los desprendimientos.

7.7 Burbujas

Las burbujas pueden presentarse cuando la superficie no permite que el agua y/o el aire escapen a 1 atmósfera. Esto se produce si se "cierra" la superficie demasiado pronto. Este "cierre" temprano de la superficie se hace con frecuencia cuando la superficie del concreto endurece, seca o fragua de manera más rápida que el resto del concreto. Las situaciones que conducen a 1 presencia de burbujas son:

- 1.-En la mezcla del concreto, los factores que generalmente hacen la mezcla más pegajosa son:
 - a) Contenido excesivo de aire incluido en el concreto.
 - b) Granulometría inadecuada y/o impurezas en los agregados.
 - c) Exceso de finos (material que pasa por la mallas de los números 30, 50 y 100 (600.300 150 μ m).
- 2.-Exceso de finos llevados a la superficie por:
 - a) Alto revenimiento.



- b) Exceso de vibración durante el colado y la compactación
 - c) Enrase excesivo, demasiadas pasadas de enrasadores manuales o vibratorios.
 - d) Excesivo aplanado para compensar la compactación, enrase y nivelación inadecuados.
 - e) Técnica inadecuada en el manejo de aplanadoras mecánicas o manuales, tales como un exceso de empleo de la llana o uso de llanas con ángulos muy inclinados.
3. Condiciones de clima y de trabajo;
- a) Rápido secado y fraguado de la superficie.
 - b) Fraguado lento del concreto de las capas inferiores.
 - c) Realización demasiado temprana del acabado, originada por un reducido número de operarios para el área, en condiciones existentes y cambiantes que se presentan en el trabajo.
 - d) Iluminación inadecuada durante las operaciones de aplanado con llana y cerrado de la superficie.

Evitando las causas mencionadas, se reducirá la posibilidad de la presencia de burbujas.

7.8 Astillado

A diferencia de las escamas y de las burbujas, las astillas constituyen una falla por desprendimientos más profundos de la superficie, a menudo separándose el concreto en el primer emparrillado del acero de refuerzo. Además de la mala apariencia, las astillas pueden producir graves deterioros en la resistencia y la utilidad de diversas superficies estructurales expuestas al aire libre. Es más probable que la presencia de astillas en pisos interiores se deba a fallas en la adherencia de pisos de dos capas pero, por supuesto, esto también puede suceder en pisos exteriores.

Entre las causas de las diferentes clases de astilleo se encuentran las siguientes:

- 1.-Espesor insuficiente del recubrimiento sobre el acero de refuerzo.
- 2.-Concreto y mortero de baja calidad en el recubrimiento sobre el acero de refuerzo. Ese mortero de baja calidad falla al proteger el acero de la corrosión destructora, ya que tiene baja densidad y alta permeabilidad debida a:
 - a) Demasiada manipulación del concreto excesivamente húmedo durante el acabado.



- b) Pérdida considerable de aire durante las operaciones de acabado del concreto excesivamente húmedo.
- c) Problemas de sangrado excesivo durante el acabado, especialmente en clima frío.
- d) Curado inadecuado o retardado.
- e) Junteo y sellado Inapropiados.
- f) Grave agrietamiento en forma de mapa, lo que permite que el agua y las sales ataquen el acero a través de las grietas.

3.-Adherencia inadecuada en pisos de dos capas (sección 7.7.2), debida a:

- a) Baja calidad del concreto en el lecho superior de la capa inferior
- b) Contaminación no eliminada de la superficie de la capa inferior.
- c) Diferencia de contracción entre las capas superior e inferior.
- d) Secado de la lechada de adherencia antes del colado de la capa superior.
- e) Presión excesiva en las juntas, donde el material prefabricado de junteo fue cubierto con concreto.
- f) Restricción al movimiento de losas de plataforma sobre muros de carga y muelles, debido a la prevención inadecuada de tales movimientos.

7.9 Áreas claras u oscuras

Las áreas oscuras no necesariamente indican calidad inferior, a menos que exista evidencia del uso de cemento seco, aplanado con llana, sobre la superficie, el cual absorbería el exceso de agua de sangrado. A continuación se enumeran las causas de áreas oscuras que, por lo general, no deterioran la calidad de servicio:

- 1.-El uso de cloruro de calcio en el concreto. Cuando se utiliza este compuesto en la mezcla, afecta a los ingredientes que contienen hierro, y da como resultado un color más oscuro. Las áreas oscuras y el color más oscuro de las mezclas que contienen cloruro de calcio, se exageran con un curado inadecuado (además, el cloruro de calcio puede contribuir a la corrosión de metales.
- 2.-Depresiones en las cuales el agua permanece más tiempo antes de evaporarse.
- 3.-Aplanado extra con llana metálica en áreas de fraguado avanzado.
- 4.-El curado con plástico puede provocar una coloración en los lugares en donde la lámina plástica está en contacto con la superficie.



5.-Mayor contenido de cemento o menor relación agua/cemento en el área oscura, en comparación con el área más clara que se encuentra adyacente a ésta.

6.-Cambio de fuente de abastecimiento o de tipo de cemento.

7.-Aplicación no uniforme de aditivos secos. Las áreas de color claro pueden contrastar con las oscuras adyacentes, sin embargo, esto normalmente no afecta su condición de servicio. Si las áreas de color claro son causadas por demasiado trabajo local o por concreto excesivamente húmedo la superficie se debilitará y sus condiciones de servicio resultará afectado. Esto puede originarse en un concreto de alto revenimiento o por un acabado realizado mientras hay exceso de humedad o agua de sangrado sobre la superficie.

7.10 Charcos y drenaje inadecuado

Los charcos o "fuentes para pájaros" sobre una losa exterior de concreto después de una lluvia, o en una losa interior después de regar con manguera, indica un drenaje deficiente de la superficie del piso de losa. Entre las principales causas de esto se encuentran las siguientes:

1.-Pendiente inadecuada. Un drenaje apropiado exige una pendiente de 1 pulgada por 4 pies (20 mm/m).

2.-Inexactitud al establecer los niveles de las gulas maestras.

3. Alteración de la colocación del nivel de las gulas maestras durante el colado.

4.-Operación de enrase, en la cual las zonas bajas se rellenan con mortero y concreto extra húmedo. El mortero y concreto más húmedos se asientan más que las áreas circundantes, durante, el intervalo entre el enrase y las operaciones de aplanado.

5.-Concreto fresco demasiado húmedo o con humedad variable. El trabajar escasamente este concreto dará como resultado áreas con cantidad excesiva de mortero en la superficie, las cuales se asentarán más que las circundantes.

6.-Omisión de la revisión regular y frecuente de niveles e inclinaciones con escantillones durante el aplanado, y arreglo de las zonas bajas, localizadas de esa manera.

7.-Ranurado de juntas, sin eliminar la pequeña cantidad de mortero desplazada. El saliente de mortero puede actuar como presa.

8.-Concreto mal acabado (niveles incorrectos), cuando se utilizan guías maestras mojadas.





9.-Colado del concreto en la parte inferior de una pendiente donde se acaba de colocar Concreto fresco.

7.11 Ondulación y alabeo

Algunas losas se alabean hacia arriba en las esquinas y en el perímetro. Esta condición es muy común en losas sobre el terreno. Cuando esto sucede, las esquinas y los bordes no quedan apoyados y tienden a fallar bajo carga.

Las losas también pueden estar alabeadas en el centro porque los operarios encargados del acabado dan en ese punto un terminado más bajo que las guías maestras. Esto puede notarse con facilidad al enrasar con escantillones después del acabado.

El alabeo es causado por contracción diferencial entre las partes superior e inferior de una losa, principalmente, por la contracción por secado. La parte superior se seca y se contrae, mientras que la inferior permanece húmeda y sufre pocos cambios de dimensión.

Existen cinco elementos básicos para reducir el alabeo:

- 1.-Tratar de igualar el contenido de humedad y temperatura de las partes superior e inferior de la losa.
- 2.-Usar una mezcla de concreto con características de baja contracción.
- 3.-Colocar las juntas con separaciones más pequeñas entre ellas, de manera que el movimiento total de cada losa sea menor.
- 4.-Usar concreto compensador de contracción.
- 5.-Colocar el refuerzo en el tercio superior de la losa. Algunas de las medidas que pueden reducir las diferencias de humedad, entre las partes superior e inferior de la losa, son las siguientes:
 - a). Dar un buen curado a la losa, sobre todo a edades tempranas. De preferencia, se debe curar con un compuesto de curado en vez de hacerlo con agua, especialmente después del primer día. Esto puede reducir el contenido total de agua en el concreto y, así, ayudar a disminuir las diferencias de humedad.
 - b). Reducir la pérdida de humedad de la parte superior de la losa, utilizando cubiertas, selladores y ceras. Esto también ayuda a reducir la carbonatación, la cual fomenta la contracción de la superficie.



c). Usar rellenos de grava o roca triturada bajo las losas, en lugar de barreras de humedad. Esto permitirá alguna pérdida de humedad en la parte inferior de la losa. El espesor de los rellenos debe ser de 5 pulgadas al pie o más (de 125 a 300 mm 6 más). El relleno debe estar diseñado de manera que no retenga agua.

Entre las medidas para reducir la contracción potencial de una mezcla de concreto, se encuentran las siguientes:

1.-Reducir el contenido total de agua de la mezcla, mediante algunas de estas medidas:

a) Manteniendo bajos revenimientos.

b) Reduciendo la temperatura del concreto en el momento del mezclado.

c) Evitando largas demoras en el colado, lo cual exige grandes cantidades de agua para mantener trabajable el concreto.

d) Seleccionando agregados que estén bien graduados, para así obtener una buena trabajabilidad con un contenido de agua mínimo, igual que un contenido mínimo de finos. Por lo general, los agregados deben ser redondos o cúbicos, con cantidades mínimas de partículas planas o alargadas.

e) Aumentando el tamaño máximo del agregado.

f) Reduciendo el contenido de arena al mínimo, compatible con una adecuada trabajabilidad, y cumpliendo los requisitos de agua de mezclado.

g) Utilizando un buen aditivo reductor de agua o uno de amplio rango (superfluidificante), se puede reducir la contracción de ciertos materiales, en relación con la reducción de agua lograda.

2.-Evitar el uso de los agregados de los cuales se sabe tienen un gran potencial de contracción.

3.-Evitar aditivos o ingredientes que aumenten la contracción por secado. A menos que el concreto contenga niveles muy bajos de cloruro de calcio, de otros cloruros o de trietanolamina, casi siempre se incrementa la contracción por secado. Los cloruros pueden introducirse al concreto por medio de aditivos, agua, agregados o cemento.



4.-La deshidratación por vacío de las superficies de concreto fresco efectúa reducciones considerables en el contenido de agua y puede ayudar a disminuir el alabeo de las losas. Puesto que las mallas no se extienden hasta las cimbras y guías maestras, es posible que las juntas de estas cimbras y guías maestras sean ligeramente más altas que el resto del área de la losa después de que se haya completado la deshidratación. Cuando esté involucrado el tránsito de vehículos con ruedas, hay que considerar este punto durante las operaciones de enrase, nivelación y aplanado.

El colado de concreto a temperaturas bajas puede reducirla contracción térmica por enfriamiento. Además, las temperaturas bajas permitirán un contenido de agua más bajo en el concreto.

A menudo, el alabeo tiende a disminuir con el paso del tiempo, pues los contenidos de humedad las temperaturas tienden a igualarse en las losas. Además, es probable que el flujo plástico reduzca dicho alabeo después de un periodo de varios meses.

La resistencia del concreto debe ser lo bastante alta como para que la losa o el piso cumplan su función de manera satisfactoria. Una resistencia excesivamente alta reduce el flujo plástico y puede acentuar el alabeo.

Los siguientes son los efectos principales que un suelo expansivo puede sufrir en un pavimento flexible:

- Contracción por secado
- Expansión por humedecimiento
- Desarrollo de presiones de expansión en los suelos confinados en que se restringe la expansión.
- Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Es común que varios de estos efectos se presenten simultáneamente. Los daños típicos de los hechos anteriores en un pavimento flexible, son generalmente de uno o más de los siguientes cuatro tipos:

1. Elevaciones o descensos de la superficie de rodamiento en una longitud importante, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no produzcan agrietamientos u otros daños visibles.
2. Deformaciones significativas localizadas; por ejemplo en torno a alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamientos.
3. Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta, con tendencia a la desintegración.



De los daños anteriores, seguramente el primero es el más frecuente; puede ser medio con rugosímetros y en algunos países empieza a haber especificaciones en cuanto a valores máximos tolerables. El agrietamiento longitudinal acompaña usualmente al ascenso o descenso de la carpeta.

Otro aspecto de importancia que es tema de este estudio, son las construidas sobre suelos expansivos, ya que la construcción de las mismas es un aspecto muy difícil de controlar. Este problema abarca losas de pisos, banquetas, rampas y losas que cubren áreas exteriores como pueden ser estacionamientos, patios, canchas deportivas etc.

Generalmente las losas de piso no soportan cualquier carga viva apreciable, y la carga muerta que generalmente se ejerce sobre ellas es pequeña. Consecuentemente, el movimiento de la losa es de esperarse cuando el contenido de agua bajo la misma se incrementa.

El movimiento de las losas no solo representa serios agrietamientos, sino que en la mayoría de los casos, también afecta directamente la estabilidad de la estructura.

Las losas construidas sobre suelos expansivos, son losas de concreto colocadas directamente sobre el terreno, con pequeñas consideraciones dadas a sus requerimientos estructurales. Estas losas pueden ser construidas con refuerzo o sin refuerzo.

Las losas sin refuerzo se construyen generalmente en casa habitación o donde se esperen cargas ligeras sobre las mismas. Los límites de la longitud de una losa sin refuerzo están basados en el control de las grietas de contracción. Normalmente, las grietas de contracción son controladas diseñando juntas de construcción.

Cuando se diseña una losa y se tiene como primer factor de diseño el control por temperatura, se dice que la losa está normalmente reforzada. La Portland Cement Association recomienda el uso de una losa de aproximadamente 10.5 cm de espesor reforzada con una malla 6 x 6 - 10 / 10 o varillas del N° 3, espaciadas a cada 61 cm centro a centro., para losas sobre áreas con suelos expansivos moderados.

Para áreas con suelos altamente expansivos, la misma Asociación recomienda el uso de una malla 6 x 6 - 6 / 6 o varillas del N° 3, espaciadas cada 46 cm centro a centro.

Escoger entre una losa sin refuerzo y una normalmente reforzada depende de las condiciones del subsuelo, así como las condiciones de carga. El refuerzo en una losa reducirá la apertura de grietas por temperatura pero no las causadas por el hinchamiento de los suelos bajo la losa.





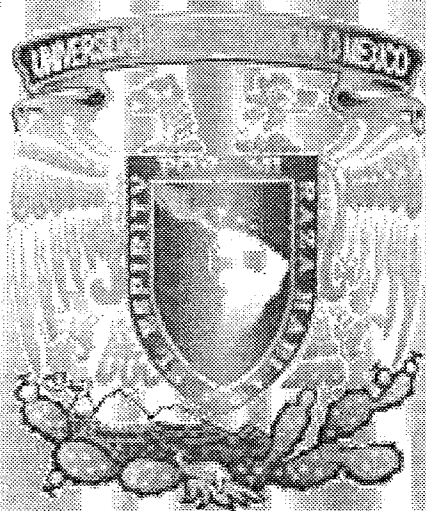
La construcción de losas que se colocan sobre áreas con suelos expansivos siempre dará lugar a agrietamientos y problemas de levantamientos, a menos que la plantilla del suelo se trate o se reemplace. En edificaciones comerciales tales como almacenes o cualquier área de depósito, donde la carga de las losas de piso puede alcanzar los 1.5 kg/cm^2 o más, se requerirá un diseño especial no sólo desde el punto de vista de los suelos expansivos, sino también, para mantener la integridad estructural de la construcción. Agrietamientos menores en este tipo de losas son difíciles si no imposible de prevenir.

Movimiento de losas

En áreas con suelos expansivos, el movimiento de las losas desplantadas sobre el terreno, está invariablemente asociado con el incremento del contenido de agua del suelo. La procedencia del agua puede asociarse con las siguientes causas:

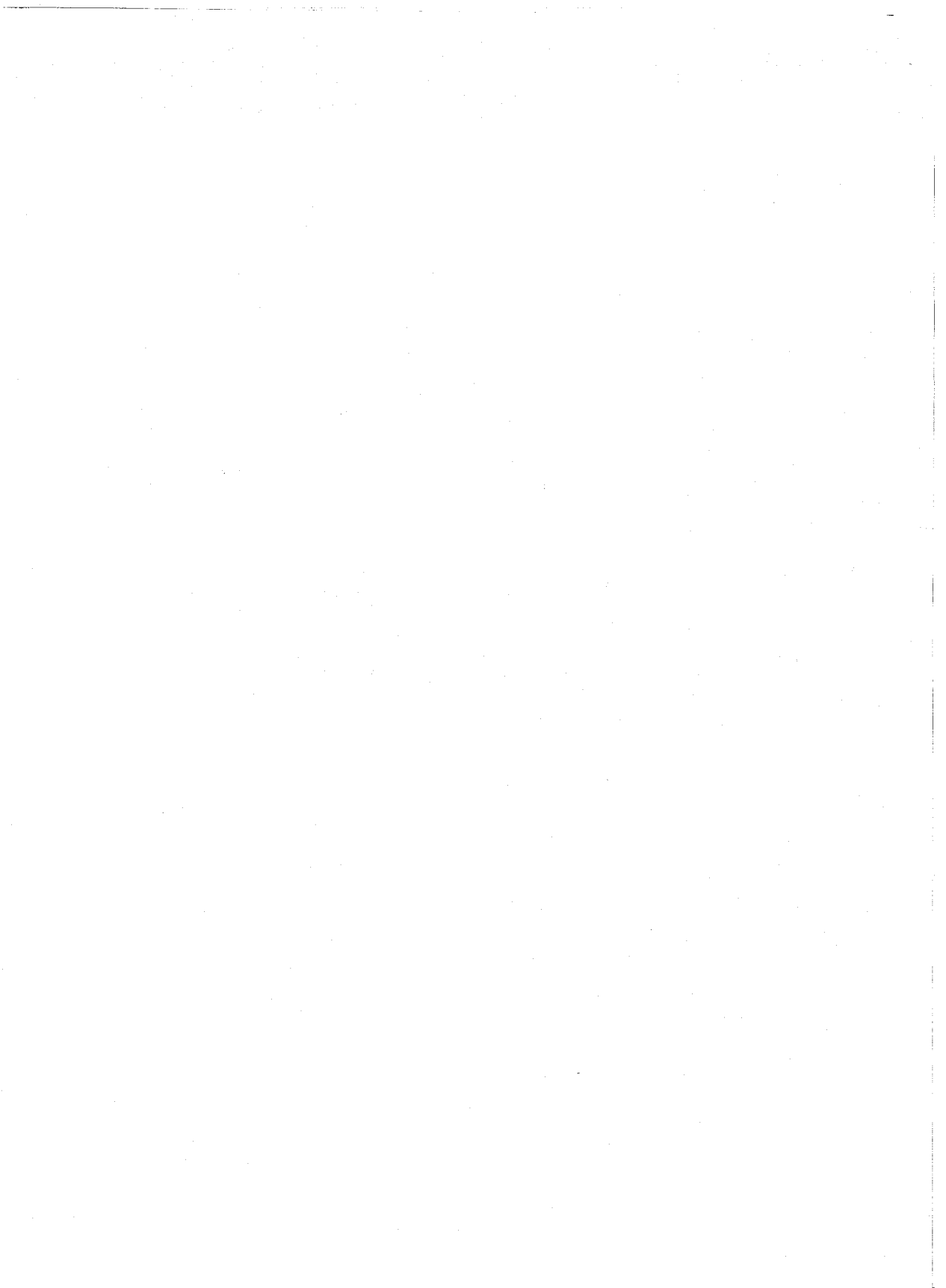
- Incremento del nivel de aguas freáticas.
- Roturas de las líneas de servicio, las tuberías de agua y los conductos de desagüe que pasen a través de suelos expansivos, están sujetos a esfuerzos. Los movimientos diferenciales pueden romperlos y causar filtraciones. Tales filtraciones pueden continuar por un largo periodo sin que sean detectadas.
- Una fuente de humedad más común se deriva de la irrigación, el riego de los jardines, el agua de lluvias que escurre por la azotea y baja por los tubos de desagüe, etc, son consecuencia del humedecimiento del suelo.

El efecto que ocasiona el incremento de agua de los suelos bajo las losas se manifiesta también por agrietamientos o levantamientos de las losas. Ahora bien, los agrietamientos de las losas de piso causados por la expansión de los suelos tiene lugar generalmente a los largo de los apoyos de las paredes, en cambio los agrietamientos por contracción cuando no existen las juntas que se recomiendan para estos casos, aparecen espaciados a intervalos aproximadamente iguales.



ANEXO VI

ESPECIFICACIONES PARA
CONCRETO LANZADO.





ESPECIFICACIONES PARA CONCRETO LANZADO

a) La calidad de una mezcla

La calidad de una mezcla para concreto lanzado depende de la relación agua-cemento, el tamaño y graduación de los agregados, el tipo de cemento, los aditivos y la aplicación adecuada.

El procedimiento recomendado de preparación y aplicación de la mezcla es la siguiente:

1. Consiste en mezclar las cantidades predeterminadas de agua, cemento y agregados en un recipiente para luego lanzarlos en chorro a las paredes del suelo. Los aditivos acelerantes deben añadirse en la boquilla, es decir, a la salida del chorro. Estos aditivos pueden estar tanto en forma líquida como en polvo.
 2. La preparación y aplicación de la mezcla seca depende de los factores siguientes:
 - Granulometría adecuada en los agregados.
 - La humedad de la mezcla antes de llegar a la boquilla debe estar entre el 2 y el 5 por ciento. Una humedad menor agravaría el problema del polvo y una humedad mayor taponaría las mangueras.
 - Adecuado proporcionamiento agua-cemento. Esta operación es realizada en la boquilla, por una persona muy bien entrenada.
 - Características del rebote, que dependen tanto de los tres factores antes mencionados como de los siguientes
- El ángulo de lanzamiento debe ser normal a la superficie tratada.
 - La boquilla debe mantenerse de 1.0 a 1.2 m de la superficie tratada.
 - Las presiones del agua y del aire deben ser constantes y de 5.0 y 5.7 kg/cm² respectivamente.
 - La alimentación del aditivo acelerante debe ser constante fácil de ser variada en el momento que se requiera (si la superficie está húmeda, deberá ser mayor la cantidad necesaria de aditivo).
 - Mantenimiento del equipo. El manejo de la mezcla seca obliga a mantener limpio el equipo con mayor rigor que las operaciones con el concreto normal. La mezcla seca tiende a acumularse en las aspas de las mezcladoras. Tanto las boquillas como los alimentadores deben limpiarse inmediatamente cuando el ambiente es húmedo.



- Supervisión y operación de alta calidad. El personal de supervisión debe ser altamente calificado. Las cuadrillas de operación deben ser entrenadas adecuadamente.

b) Características de la mezcla

La calidad de la mezcla para concreto lanzado es función del tamaño y granulometría de sus agregados, calidad del cemento y los aditivos; relación agua-cemento; grado de compactación, y de la adecuada hidratación (cuando se trata de la mezcla seca).

Para que un agregado produzca un concreto lanzado de compactación óptima, máxima resistencia, impermeabilidad y rebote mínimo, debe cumplir con las normas ASTM y su granulometría debe estar de acuerdo con las curvas de la figura A. El martilleo que produce las partículas del agregado grueso sobre la capa de concreto previamente aplicada contribuye a obtener la compactación deseada. Las arenas deben constituir menos del 60% de la mezcla de agregados.

Los requisitos de resistencia a la compresión depende principalmente del contenido del cemento. Sin embargo, un contenido de cemento excesivo puede dar lugar a contracciones y agrietamiento perjudicial. El contenido de cemento después de la aplicación es, generalmente, mayor que la dosificación de la mezcla producida debido a que el material de rebote está constituido de agregado en una mayor proporción.

El agua debe estar libre de impurezas y debe cumplir con los requisitos de elaboración del concreto común.

Los aditivos acelerantes del fraguado hacen posible la aplicación del concreto lanzado en superficies húmedas y aún sobre filtraciones que, en ocasiones, pueden taponarse. Sin embargo, su empleo debe controlarse ya que reducen la resistencia final del concreto. Cuando se emplean aditivos del 2 al 6% del peso, la reducción de la resistencia no debe ser mayor de 20%. Los valores de la resistencia a la compresión simple a los 28 días deben estar comprendidos entre 150 y 300 kg/cm², que para fines estructurales son suficientes.

Son dos tipos de máquinas lanzadoras para mezcla seca.

1. La de doble cámara de presión con válvulas de campana intermedia de acción neumática (figura A). La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se sierra ésta y se levanta la presión que abre la válvula de campana intermedia y deja pasar la mezcla de la cámara inferior; en éste se levanta a su vez la presión que cierra la válvula intermedia y la mezcla va alimentándose bajo presión a la tubería de descarga, mediante una rueda de cavidades. Mientras se efectúa la operación de descarga se está alimentando mezcla seca a la cámara superior para empezar un nuevo ciclo. Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga prácticamente continua.



Requiere entonces una continua atención del operador, el cual debe desenvolverse con destreza. Son cualidades de este tipo de máquina su robustez y el poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan o requieren frecuentemente mantenimiento.

2. El tipo revolver (figura B). La mezcla seca se alimenta continuamente a la tolva que corona la parte superior de la máquina, de ahí cae el cilíndrico rotatorio tipo revolver que consta de nueve o más compartimentos cilíndricos, donde se deposita la mezcla. Cada carga de mezcla en cada compartimento cae a través de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras. Este tipo manejar agregado grueso más fácilmente que las del otro tipo. Tiene, por otra parte, más piezas de desgaste y suelen producir más polvo.
3. Las primeras tienen motor neumático, las segundas pueden venir con motor neumático o con motor eléctrico; por lo general el rendimiento es mayor con el motor neumático aunque el consumo de aire es considerable. Las del primer tipo consumen 600 pies³/mín. en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consume cerca de 900 pies³/mín.
4. Los rendimientos varían entre 6 y 9 m³/h. La distancia de envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 275 m horizontales y 92 m verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tuberías de acero, en lugar de mangueras, para reducir la fricción.

También pueden conectarse en serie dos máquinas, para ganar distancia.

c) Mediciones de Control

Uno de los métodos de control de concreto lanzado es tomar muestras durante la aplicación y efectuar con ellas pruebas de compresión simple a diferentes tiempos, por ejemplo, 48 horas y 28 días.

El muestreo puede realizarse por medio de moldes de madera fijos sobre las paredes para recoger el concreto que se acumula ahí durante la aplicación y después labrar las muestras necesarias.

Otro método de control del comportamiento del concreto lanzado es de la instrumentación que básicamente consiste en la instalación de extensómetros para detectar los movimientos del terreno y de extensómetros, celdas extensométricas (strain gages) y cuerdas vibrantes para la medición de movimientos y deformaciones en el revestimiento de concreto lanzado.

Como método de control, la instrumentación descrita ayuda a detectar con anticipación movimientos y deformaciones que si progresaran pondrían en peligro la estabilidad de la obra. Cuando se detecta en una zona instrumentada una tendencia en los movimientos y deformaciones, aunque de valores muy pequeños, deben efectuarse las lecturas con mayor frecuencia para determinar el empleo de soportes adicionales y verificar posteriormente el efecto de estas medidas correctivas.



En vista de que las mediciones con muy pequeñas (en ocasiones son del orden de la precisión de los instrumentos) deben instalarse y medirse instrumentos embebidos en paneles testigos para poder descartar el efecto de las contracciones químicas y térmicas del concreto lanzado.

Dentro de nuestros alcances se han realizado un total de ocho pozos o calas para observar las características de los materiales existentes y mediante técnicas de campo evaluar sus características físicas y mecánicas, se realizaron secciones topográficas de las condiciones actuales que tienen el talud de interés, asimismo se colocaron algunas referencias topográficas para monitorear el comportamiento que tienen actualmente la casa.

De acuerdo con los resultados obtenidos hasta el momento se establece lo siguiente:

La longitud de las anclas serán del orden de 15 y 19 m de acuerdo a datos obtenidos, con esta longitud y de acuerdo a las características del subsuelo son adecuadas estas anclas.

Se deberán perforar drenes adicionales sobre el muro de concreto lanzado con el objeto de permitir el libre paso del agua que sea retenida en el respaldo del muro anclado, dado que estos no están diseñados para soportar empujes hidrostáticos, verificando que los drenes existentes funcionen adecuadamente, estos drenes deberán ser perforaciones de 2" de diámetro mínimo a cada 2.5 m tanto en el sentido vertical como horizontal.

Presiones temporales sobre muros de concreto lanzado

- En la determinación de las presiones para el diseño e instalación de anclas se consideró una excavación con profundidad máxima de 16 m con taludes retenidos por muros a base de concreto lanzado y anclas, una sobrecarga superficial perimetral de 2.0 ton/m^2 en las colindancias con vía pública, y con la construcción colindante de un nivel, y se siguieron las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, tomando en cuenta los siguientes efectos:
- La presión de la masa de suelo en condición activa para la instalación y diseño de anclas, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total de los materiales, por los espesores en que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras activo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo el punto ubicado en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras activo.



- Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizando por un coeficiente sísmico de 0.16.

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen, obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck en la que el volumen de esfuerzos es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual a la profundidad de la excavación y la base menor a 75% de dicha profundidad, y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = 2 A / (B + b)$$

Donde:

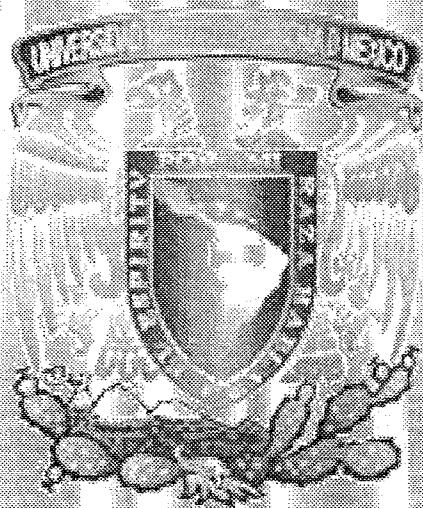
- h: presión horizontal máxima
- A: volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al suelo, a la sobrecarga y al sismo.
- B: profundidad máxima de excavación
- b: 0.75 B





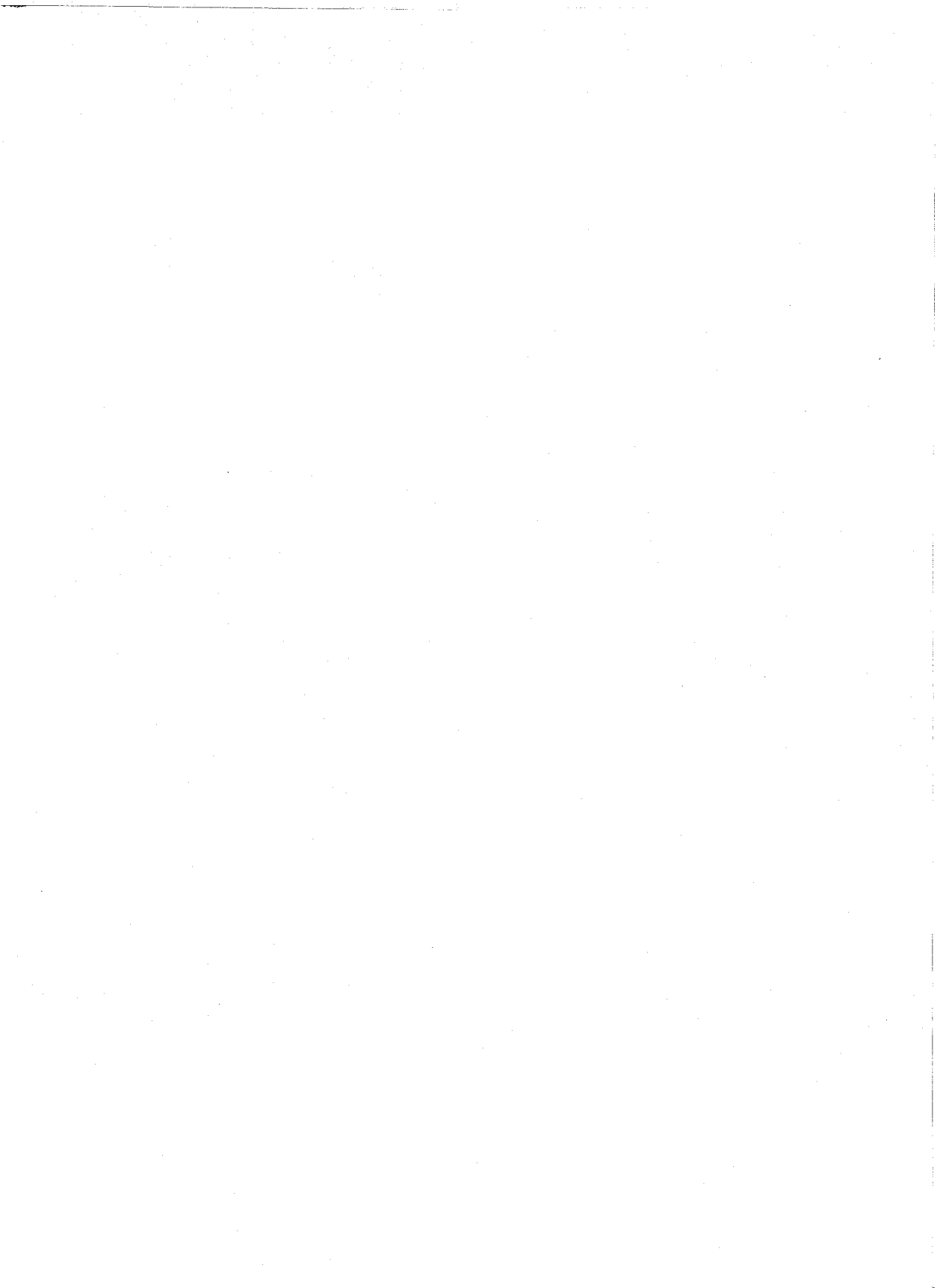
**DISEÑO GEOTECNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN
CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**





ANEXO VII

ESPECIFICACIONES DEL
SISTEMA DE ANCLAJE.





ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE ANCLAJE

El criterio para determinar la longitud de las anclas consideró que éstas deben prolongarse detrás de la zona de posible deslizamiento, determinada por el ángulo β formado con respecto a la horizontal, y que es igual a:

$$\beta = 45^\circ + \phi/2$$

donde:

ϕ : es el ángulo de fricción de los materiales que constituyen el talud reteniendo por las anclas.

Durante la excavación y conformación de los taludes un ingeniero especialista de MECANICA DE SUELOS, deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis y en caso necesario de acuerdo al comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación propuesto.

Los anclajes en suelos son anclajes inyectados, empotrados en el suelo, en los que por medio de un elemento de tracción de acero (tensor) y un cuerpo de inyección exactamente delimitado por la perforación que lo aloja, (constituido por el cilindro de lechada de cemento que se inyecta a la perforación), se transmite al suelo la fuerza aplicada al muro de concreto lanzado por el tensado del ancla. En la zona no inyectada (en la que el tensor es lubricado) al anclaje mantiene la libertad de movimiento. En la parte exterior el anclaje tiene lugar por medio de cuñas de apriete y un disco de anclaje que sujeta a los torones (paquetes de alambres de alta resistencia).

Instalación de las anclas.

Perforación de barrenos

Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4" (10cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión. Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua - cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperfusión. Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.





Características de las anclas

Los tensores de las anclas consistirán de dps torones de 0.6".

En los anclajes de haces de cables de 0.6" de diámetro, la zona libre o de deformación no restringida, durante el tensado, se protegerá con grasa y tubos envolventes para cada cable o torón, en la zona de anclaje basta el efecto de recubrimiento de la lechada de cemento de inyección. El extremo exterior del anclaje se protegerá contra la corrosión mediante capuchones de acero o plástico.

Las anclas deberán tener espaciadores con el propósito de ayudar a asegurar que la lechada de cemento cubra cada uno de los torones en forma independiente, para protegerlo contra la corrosión y para desarrollar una adecuada resistencia en la unión entre ellos, los que se colocarán a cada 2 m

También se colocarán centradores a cada 2 m, sobre el haz de torones ensamblados, para mantener el espacio requerido entre el tensor y la pared de la perforación, asegurando así un espesor adecuado de lechada de cemento rodeando al cuerpo del tensor (mínimo 0.5").

En los anclajes de haces de cables de 0.6" de diámetro la zona libre de dilatación se protege con grasa y tubos envolventes de cada cable, o torón , en la zona de anclaje activo basta el efecto protector del recubrimiento de la lechada de cemento, con un espesor mínimo de 2 cm.

Inyección de los barrenos.

La mezcla a inyectar consistirá en una lechada compuesta por agua – cemento, en proporción 1 – 2, en peso, respectivamente.

El agua utilizada será limpia y deberá mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea, una vez logrado esto, se colocará la lechada en el depósito de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieran las anclas.

La inyección se deberá realizar a una presión de 3 kg/cm² en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba al tubo de inyección, el que tendrá manguitos a cada metro, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
- b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro limpio y calibrado, que la presión tenga el valor especificado.



- c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojan a los sensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que de detectarse una fuga, en función del volumen calculado, se suspenderá la inyección y se reiniciará 24 horas después, hasta que la lechada retorne.
- d) Antes del tensado, únicamente se inyectará la parte activa del ancla.

En la longitud no activa se protegerán los elementos metálicos contra la oxidación, enfundándolos mediante grasa en una manguera de tipo hidráulica.

Prueba de control de calidad de la lechada de inyección

Con el objetivo de garantizar la adecuada capacidad de anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar y probar cuando menos una muestra por cada cinco anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en tres probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3, y 7 días. Cada muestra deberá identificarse con datos de fecha y localización en que se empleó la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia de la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor de 100 kg/cm², la relación agua – cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

Tensado de las anclas

Tras el fraguado de la lechada de cemento y el montaje de los dispositivos de anclaje exteriores se efectúa el tensado mediante un gato hidráulico de diseño especial para este fin, 72 horas después de realizada la inyección de las anclas y después de haber construido el muro de concreto lanzado reforzado. Las anclas se sujetarán al muro por medio de un "queso" de acero de 16 cm de diámetro apoyado sobre una placa de acero de 25 x 25 cm y 1" de espesor, en el que los cables toron atravesarán el queso en cada uno de los orificios correspondientes, colocando a cada torón su cuña respectiva; efectuando el tensado por incrementos y finalmente fijando los torones al queso mediante las cuñas, lo que se realizará automáticamente con el equipo con el que se lleva a cabo el tensado, conforme aumenta la tensión de los torones, la que debe de ser uniforme en todos los torones que constituyen el tensor. En esta operación el elemento de tracción de acero (tensor), debe poder deformarse sin restricciones, entre la parte correspondiente a la longitud de anclaje y la cabeza de anclaje, dentro de la denominada longitud libre del tensor.

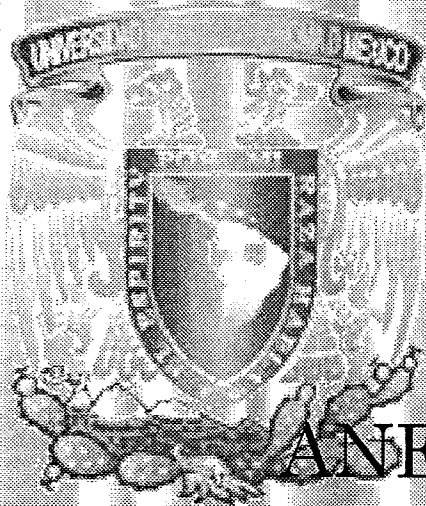
Una vez terminado el tensado se cortan las puntas sobrantes del cable torón a una distancia de 2 cm de las cuñas de sujeción al queso, cubriéndose con un capuchón relleno con mortero, pintando finalmente el capuchón y la placa metálica con pintura epóxica.





La carga de tensión que se impone a cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será la siguiente:

1. Se aplicará la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 115% de la tensión de diseño.
2. Se descargará en su totalidad el ancla, después de 5 minutos.
3. Se volverá a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 100%, y se sujetarán al muro de concreto.
4. Se inyectará la parte no activa a través de la preparación previa dejada específicamente para ello.



ANEXO VIII

DISTRIBUCIÓN DE
ESFUERZOS BAJO UN
TERRAPLEN
PROYECTADO.





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO IV

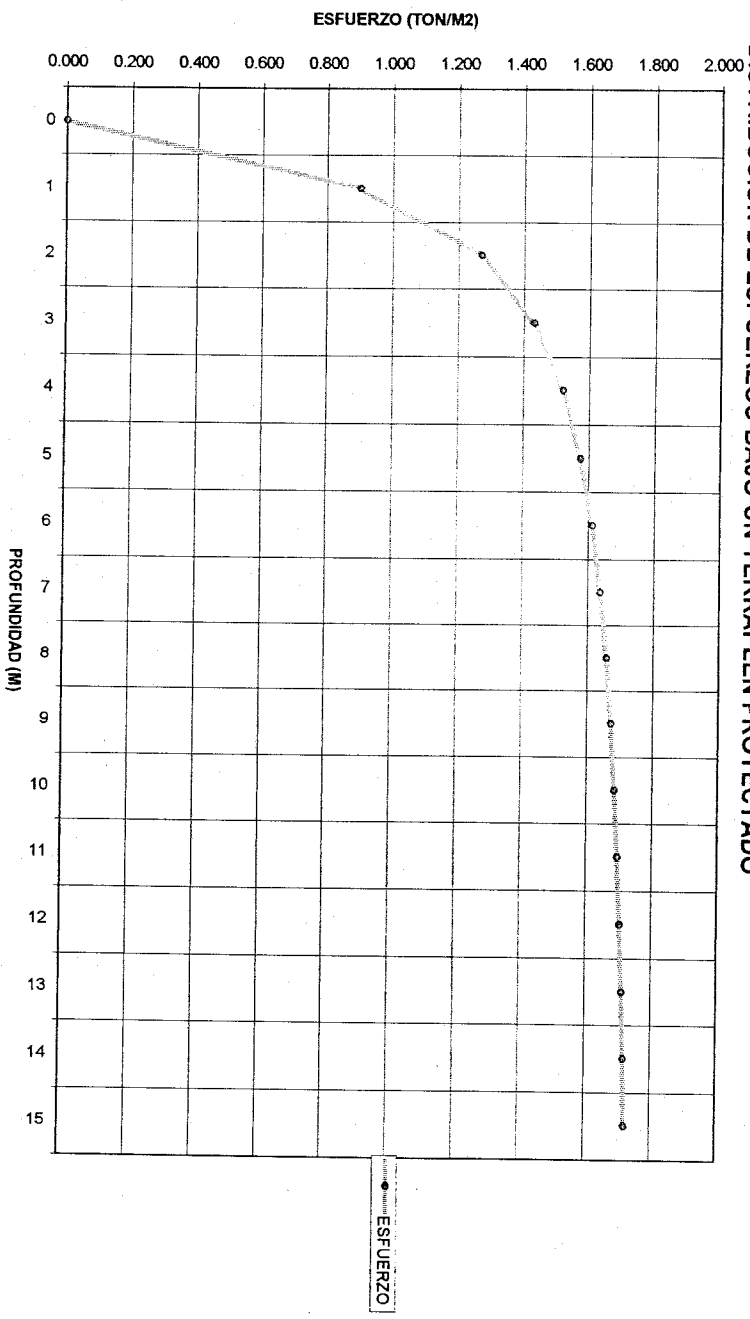
FECHA: MARZO DEL 2003

Punto 1	Z	P	a	b	x	r1	r0	r2	alfa	beta	Esfuerzo
	0	3.60	1.00	150.00	0.00	0.00	1.00	150.00	1.57	0.00	0.000
	1	3.60	1.00	150.00	0.00	1.00	1.41	150.00	0.79	0.78	0.900
	2	3.60	1.00	150.00	0.00	2.00	2.24	150.01	0.46	1.09	1.269
	3	3.60	1.00	150.00	0.00	3.00	3.16	150.03	0.32	1.23	1.431
	4	3.60	1.00	150.00	0.00	4.00	4.12	150.05	0.24	1.30	1.519
	5	3.60	1.00	150.00	0.00	5.00	5.10	150.08	0.20	1.34	1.574
	6	3.60	1.00	150.00	0.00	6.00	6.08	150.12	0.17	1.37	1.611
	7	3.60	1.00	150.00	0.00	7.00	7.07	150.16	0.14	1.38	1.637
	8	3.60	1.00	150.00	0.00	8.00	8.06	150.21	0.12	1.39	1.657
	9	3.60	1.00	150.00	0.00	9.00	9.06	150.27	0.11	1.40	1.673
	10	3.60	1.00	150.00	0.00	10.00	10.05	150.33	0.10	1.40	1.686
	11	3.60	1.00	150.00	0.00	11.00	11.05	150.40	0.09	1.41	1.696
	12	3.60	1.00	150.00	0.00	12.00	12.04	150.48	0.08	1.41	1.704
	13	3.60	1.00	150.00	0.00	13.00	13.04	150.56	0.08	1.41	1.712
	14	3.60	1.00	150.00	0.00	14.00	14.04	150.65	0.07	1.41	1.718
	15	3.60	1.00	150.00	0.00	15.00	15.03	150.75	0.07	1.40	1.723



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

MECÁNICA DE SUELOS
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO
PUNTO 1
SAN MARTÍN OBISPO IV





DISÑO GEOTÉCNICOPARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO IV

FECHA: MARZO DEL 2003

Punto 2

Z	P	a	b	x	r1	r0	r2	alfa	beta	Esfuerzo
0	3.60	1.00	150.00	1.00	1.00	0.00	149.00	1.57	1.57	3.600
1	3.60	1.00	150.00	1.00	1.41	1.00	149.00	0.79	1.56	2.700
2	3.60	1.00	150.00	1.00	2.24	2.00	149.01	0.46	1.56	2.331
3	3.60	1.00	150.00	1.00	3.16	3.00	149.03	0.32	1.55	2.169
4	3.60	1.00	150.00	1.00	4.12	4.00	149.05	0.24	1.54	2.081
5	3.60	1.00	150.00	1.00	5.10	5.00	149.08	0.20	1.54	2.026
6	3.60	1.00	150.00	1.00	6.08	6.00	149.12	0.17	1.53	1.989
7	3.60	1.00	150.00	1.00	7.07	7.00	149.16	0.14	1.52	1.963
8	3.60	1.00	150.00	1.00	8.06	8.00	149.21	0.12	1.52	1.942
9	3.60	1.00	150.00	1.00	9.06	9.00	149.27	0.11	1.51	1.927
10	3.60	1.00	150.00	1.00	10.05	10.00	149.34	0.10	1.50	1.914
11	3.60	1.00	150.00	1.00	11.05	11.00	149.41	0.09	1.50	1.904
12	3.60	1.00	150.00	1.00	12.04	12.00	149.48	0.08	1.49	1.895
13	3.60	1.00	150.00	1.00	13.04	13.00	149.57	0.08	1.48	1.887
14	3.60	1.00	150.00	1.00	14.04	14.00	149.66	0.07	1.48	1.881
15	3.60	1.00	150.00	1.00	15.03	15.00	149.75	0.07	1.47	1.876

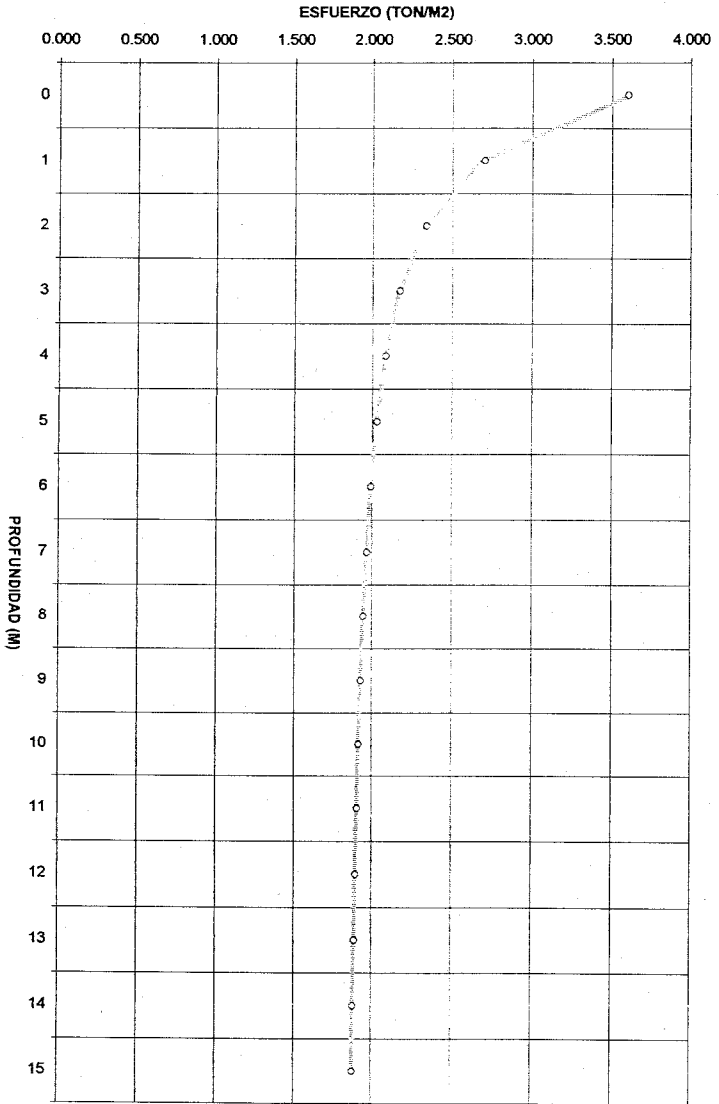


DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

MECÁNICA DE SUELOS
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO

PUNTO 2

SAN MARTÍN OBISPO IV



ESFUERZO



DISENO GEOTECNICOPARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTIN OBISPO

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN

OBRA: SAN MARTIN OBISPO IV

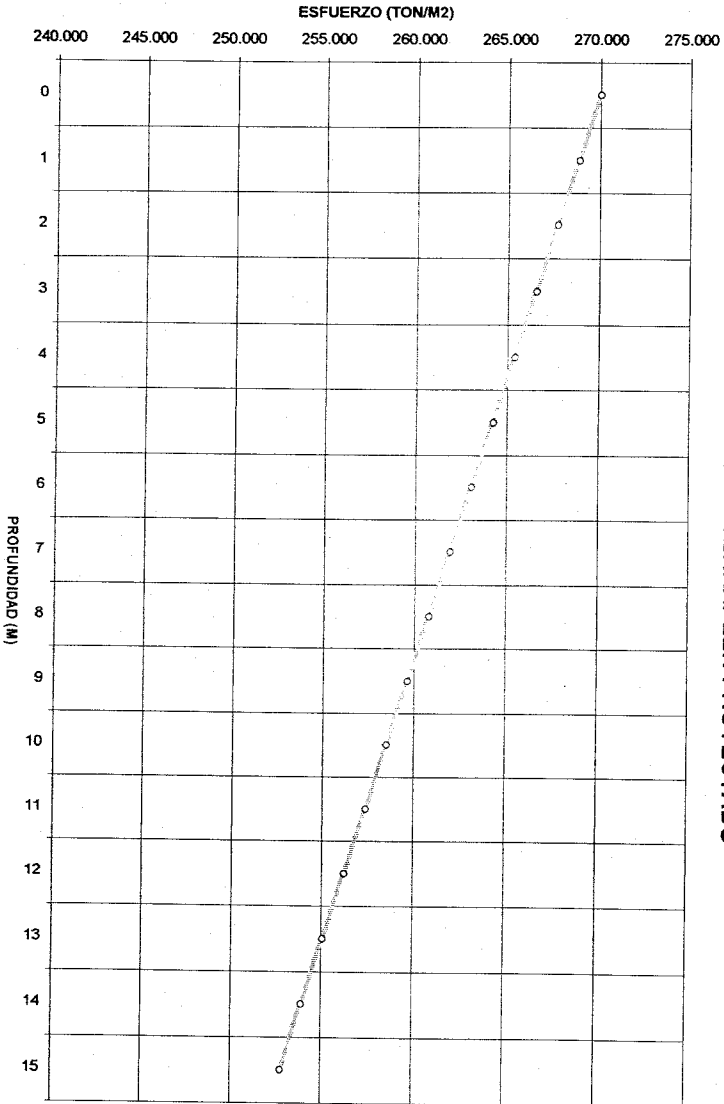
FECHA: MARZO DEL 2003

Punto 3	Z	P	a	b	x	r1	r0	r2	alfa	beta	Esfuerzo
	0	3.60	1.00	150.00	150.00	0.00	149.00	150.00	1.57	0.000000	269.998
	1	3.60	1.00	150.00	150.00	1.00	149.00	150.00	1.56	0.000045	268.846
	2	3.60	1.00	150.00	150.00	2.00	149.01	150.01	1.56	0.000089	267.692
	3	3.60	1.00	150.00	150.00	3.00	149.03	150.03	1.55	0.000134	266.539
	4	3.60	1.00	150.00	150.00	4.00	149.05	150.05	1.54	0.000179	265.386
	5	3.60	1.00	150.00	150.00	5.00	149.08	150.08	1.54	0.000223	264.234
	6	3.60	1.00	150.00	150.00	6.00	149.12	150.12	1.53	0.000268	263.082
	7	3.60	1.00	150.00	150.00	7.00	149.16	150.16	1.52	0.000313	261.930
	8	3.60	1.00	150.00	150.00	8.00	149.21	150.21	1.52	0.000357	260.780
	9	3.60	1.00	150.00	150.00	9.00	149.27	150.27	1.51	0.000401	259.630
	10	3.60	1.00	150.00	150.00	10.00	149.34	150.33	1.50	0.000445	258.481
	11	3.60	1.00	150.00	150.00	11.00	149.41	150.40	1.50	0.000490	257.333
	12	3.60	1.00	150.00	150.00	12.00	149.48	150.48	1.49	0.000533	256.187
	13	3.60	1.00	150.00	150.00	13.00	149.57	150.56	1.48	0.000577	255.041
	14	3.60	1.00	150.00	150.00	14.00	149.66	150.65	1.48	0.000621	253.897
	15	3.60	1.00	150.00	150.00	15.00	149.75	150.75	1.47	0.000664	252.754



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

MECÁNICA DE SUELOS
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO
PUNTO 3
SAN MARTÍN OBISPO IV



ESFUERZO



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO

OBRA: SAN MARTIN OBISPO V

FECHA: MARZO DEL 2003

PUNTO 3B		Z	P	a	b	x	r1	r0	r2	alfa	beta	Esfuerzo
0	6.86	6	21	21	0.00	15.000	21.000	1.571	0.000	12.005		
1	6.86	6	21	21	1.00	15.033	21.024	1.504	0.019	11.538		
2	6.86	6	21	21	2.00	15.133	21.095	1.438	0.038	11.074		
3	6.86	6	21	21	3.00	15.297	21.213	1.373	0.055	10.618		
4	6.86	6	21	21	4.00	15.524	21.378	1.310	0.072	10.171		
5	6.86	6	21	21	5.00	15.811	21.587	1.249	0.088	9.738		
6	6.86	6	21	21	6.00	16.155	21.840	1.190	0.102	9.320		
7	6.86	6	21	21	7.00	16.553	22.136	1.134	0.115	8.919		
8	6.86	6	21	21	8.00	17.000	22.472	1.081	0.126	8.536		
9	6.86	6	21	21	9.00	17.493	22.847	1.030	0.136	8.171		
10	6.86	6	21	21	10.00	18.028	23.259	0.983	0.144	7.825		
11	6.86	6	21	21	11.00	18.601	23.707	0.938	0.150	7.497		
12	6.86	6	21	21	12.00	19.209	24.187	0.896	0.156	7.188		
13	6.86	6	21	21	13.00	19.849	24.698	0.857	0.160	6.896		
14	6.86	6	21	21	14.00	20.518	25.239	0.820	0.163	6.622		
15	6.86	6	21	21	15.00	21.213	25.807	0.785	0.165	6.363		
16	6.86	6	21	21	16.00	21.932	26.401	0.753	0.167	6.120		
17	6.86	6	21	21	17.00	22.672	27.019	0.723	0.167	5.891		
18	6.86	6	21	21	18.00	23.431	27.659	0.695	0.167	5.675		
19	6.86	6	21	21	19.00	24.207	28.320	0.668	0.167	5.472		
20	6.86	6	21	21	20.00	25.000	29.000	0.644	0.166	5.281		
21	6.86	6	21	21	21.00	25.807	29.698	0.620	0.165	5.101		
22	6.86	6	21	21	22.00	26.627	30.414	0.598	0.164	4.931		
23	6.86	6	21	21	23.00	27.459	31.145	0.576	0.162	4.771		
24	6.86	6	21	21	24.00	28.302	31.890	0.559	0.160	4.619		
25	6.86	6	21	21	25.00	29.155	32.650	0.540	0.158	4.476		
26	6.86	6	21	21	26.00	30.017	33.422	0.523	0.156	4.340		
27	6.86	6	21	21	27.00	30.887	34.205	0.507	0.154	4.212		
28	6.86	6	21	21	28.00	31.765	35.000	0.492	0.152	4.090		
29	6.86	6	21	21	29.00	32.650	35.805	0.477	0.149	3.974		
30	6.86	6	21	21	30.00	33.541	36.620	0.464	0.147	3.865		
31	6.86	6	21	21	31.00	34.438	37.443	0.451	0.145	3.760		
32	6.86	6	21	21	32.00	35.341	38.275	0.438	0.142	3.661		
33	6.86	6	21	21	33.00	36.249	39.115	0.427	0.140	3.566		
34	6.86	6	21	21	34.00	37.162	39.962	0.415	0.138	3.476		
35	6.86	6	21	21	35.00	38.079	40.817	0.405	0.136	3.390		
36	6.86	6	21	21	36.00	39.000	41.677	0.395	0.133	3.308		
37	6.86	6	21	21	37.00	39.925	42.544	0.385	0.131	3.230		
38	6.86	6	21	21	38.00	40.853	43.417	0.376	0.129	3.155		
39	6.86	6	21	21	39.00	41.785	44.294	0.367	0.127	3.083		
40	6.86	6	21	21	40.00	42.720	45.177	0.359	0.125	3.014		
41	6.86	6	21	21	41.00	43.658	46.065	0.351	0.123	2.948		
42	6.86	6	21	21	42.00	44.598	46.957	0.343	0.121	2.885		
43	6.86	6	21	21	43.00	45.541	47.854	0.336	0.119	2.824		
44	6.86	6	21	21	44.00	46.487	48.754	0.329	0.117	2.766		
45	6.86	6	21	21	45.00	47.434	49.659	0.322	0.115	2.710		
46	6.86	6	21	21	46.00	48.384	50.567	0.315	0.113	2.656		
47	6.86	6	21	21	47.00	49.336	51.478	0.309	0.111	2.604		
48	6.86	6	21	21	48.00	50.289	52.393	0.303	0.110	2.554		
49	6.86	6	21	21	49.00	51.245	53.310	0.297	0.108	2.506		
50	6.86	6	21	21	50.00	52.202	54.231	0.291	0.106	2.459		
55	6.86	6	21	21	55	57.009	58.873	0.266	0.098	2.250		
58	6.86	6	21	21	58	59.908	61.685	0.253	0.094	2.140		
60	6.86	6	21	21	60	61.847	63.569	0.245	0.092	2.073		
65	6.86	6	21	21	65	66.708	68.308	0.227	0.086	1.920		
70	6.86	6	21	21	70	71.589	73.082	0.211	0.080	1.789		
75	6.86	6	21	21	75	76.485	77.885	0.197	0.076	1.674		
80	6.86	6	21	21	80	81.394	82.710	0.185	0.071	1.572		
90	6.86	6	21	21	90	91.241	92.418	0.165	0.064	1.402		
100	6.86	6	21	21	100	101.119	102.161	0.149	0.058	1.265		
200	6.86	6	21	21	200	200.562	201.069	0.075	0.030	0.537		

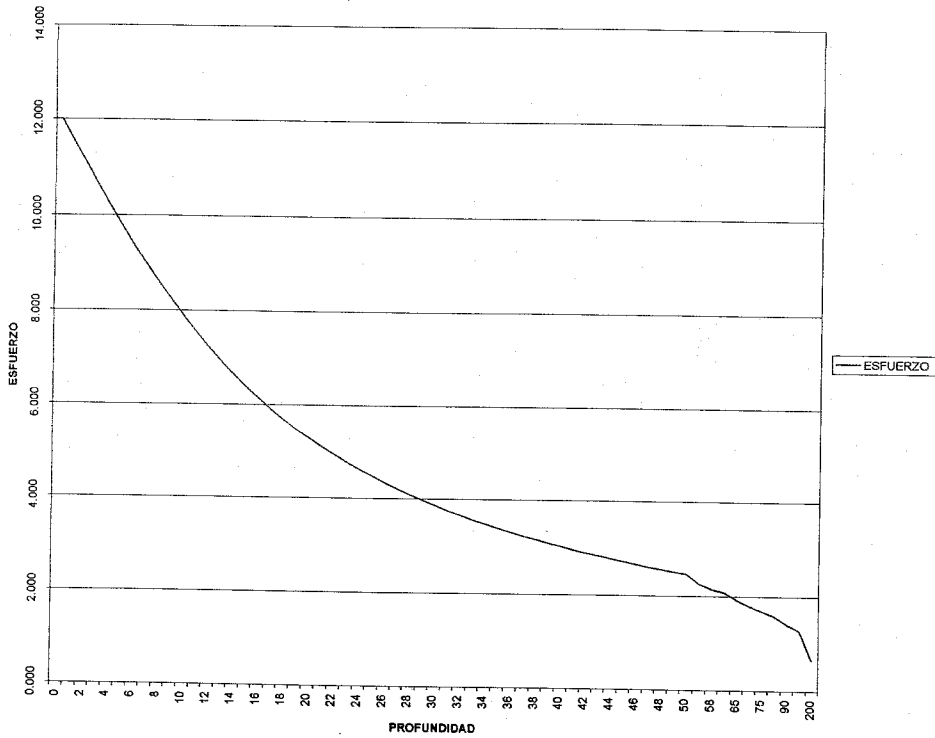


DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
INVESTIGACIÓN EN GEOTECNIA
PROYECTO DE INVESTIGACIÓN EN GEOTECNIA
DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO

PUNTO 3B





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO IV

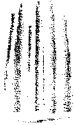
FECHA: MARZO DEL 2003

PUNTO 3B

Z	P	a	b	x	r1	r0	r2	alfa	beta	Esfuerzo
0	6.86	6	21	6	6.000	0.000	15.000	1.571	1.571	6.860
1	6.86	6	21	6	6.083	1.000	15.033	1.406	1.504	6.499
2	6.86	6	21	6	6.325	2.000	15.133	1.249	1.438	6.154
3	6.86	6	21	6	6.708	3.000	15.297	1.107	1.373	5.836
4	6.86	6	21	6	7.211	4.000	15.524	0.983	1.310	5.551
5	6.86	6	21	6	7.810	5.000	15.811	0.876	1.249	5.295
6	6.86	6	21	6	8.485	6.000	16.155	0.785	1.190	5.067
7	6.86	6	21	6	9.220	7.000	16.553	0.709	1.134	4.861
8	6.86	6	21	6	10.000	8.000	17.000	0.644	1.081	4.672
9	6.86	6	21	6	10.817	9.000	17.493	0.588	1.030	4.497
10	6.86	6	21	6	11.662	10.000	18.028	0.540	0.983	4.334
11	6.86	6	21	6	12.530	11.000	18.601	0.499	0.938	4.180
12	6.86	6	21	6	13.416	12.000	19.209	0.464	0.896	4.034
13	6.86	6	21	6	14.318	13.000	19.849	0.432	0.857	3.896
14	6.86	6	21	6	15.232	14.000	20.518	0.405	0.820	3.764
15	6.86	6	21	6	16.155	15.000	21.213	0.381	0.785	3.638
16	6.86	6	21	6	17.088	16.000	21.932	0.359	0.753	3.518
17	6.86	6	21	6	18.028	17.000	22.672	0.339	0.723	3.403
18	6.86	6	21	6	18.974	18.000	23.431	0.322	0.695	3.294
19	6.86	6	21	6	19.925	19.000	24.207	0.306	0.668	3.189
20	6.86	6	21	6	20.881	20.000	25.000	0.291	0.644	3.090
21	6.86	6	21	6	21.840	21.000	25.807	0.278	0.620	2.995
22	6.86	6	21	6	22.804	22.000	26.627	0.266	0.598	2.904
23	6.86	6	21	6	23.770	23.000	27.459	0.255	0.578	2.818
24	6.86	6	21	6	24.739	24.000	28.302	0.245	0.559	2.736
25	6.86	6	21	6	25.710	25.000	29.155	0.236	0.540	2.658
26	6.86	6	21	6	26.683	26.000	30.017	0.227	0.523	2.583
27	6.86	6	21	6	27.659	27.000	30.887	0.219	0.507	2.512
28	6.86	6	21	6	28.636	28.000	31.765	0.211	0.492	2.444
29	6.86	6	21	6	29.614	29.000	32.650	0.204	0.477	2.379
30	6.86	6	21	6	30.594	30.000	33.541	0.197	0.464	2.317
31	6.86	6	21	6	31.575	31.000	34.438	0.191	0.451	2.258
32	6.86	6	21	6	32.558	32.000	35.341	0.185	0.438	2.201
33	6.86	6	21	6	33.541	33.000	36.249	0.180	0.427	2.147
34	6.86	6	21	6	34.525	34.000	37.162	0.175	0.415	2.096
35	6.86	6	21	6	35.511	35.000	38.079	0.170	0.405	2.045
36	6.86	6	21	6	36.497	36.000	39.000	0.165	0.395	1.998
37	6.86	6	21	6	37.483	37.000	39.925	0.161	0.385	1.952
38	6.86	6	21	6	38.471	38.000	40.853	0.157	0.376	1.909
39	6.86	6	21	6	39.459	39.000	41.785	0.153	0.367	1.867
40	6.86	6	21	6	40.447	40.000	42.720	0.149	0.359	1.826
41	6.86	6	21	6	41.437	41.000	43.658	0.145	0.351	1.788
42	6.86	6	21	6	42.426	42.000	44.598	0.142	0.343	1.751
43	6.86	6	21	6	43.417	43.000	45.541	0.139	0.336	1.715
44	6.86	6	21	6	44.407	44.000	46.487	0.136	0.329	1.680
45	6.86	6	21	6	45.398	45.000	47.434	0.133	0.322	1.647
46	6.86	6	21	6	46.390	46.000	48.384	0.130	0.315	1.615
47	6.86	6	21	6	47.381	47.000	49.336	0.127	0.309	1.584
48	6.86	6	21	6	48.374	48.000	50.289	0.124	0.303	1.555
49	6.86	6	21	6	49.366	49.000	51.245	0.122	0.297	1.526
50	6.86	6	21	6	50.359	50.000	52.202	0.119	0.291	1.498
55	6.86	6	21	6	55.326	55	57.009	0.109	0.266	1.373
58	6.86	6	21	6	58.310	58	59.908	0.103	0.253	1.307
60	6.86	6	21	6	60.299	60	61.847	0.100	0.245	1.266
65	6.86	6	21	6	65.276	65	66.708	0.092	0.227	1.175
70	6.86	6	21	6	70.257	70	71.589	0.086	0.211	1.095
75	6.86	6	21	6	75.240	75	76.485	0.080	0.197	1.025
80	6.86	6	21	6	80.225	80	81.394	0.075	0.185	0.964
90	6.86	6	21	6	90.200	90	91.241	0.067	0.165	0.860
100	6.86	6	21	6	100.180	100	101.119	0.060	0.149	0.776
200	6.86	6	21	6	200.090	200	200.562	0.030	0.075	0.352

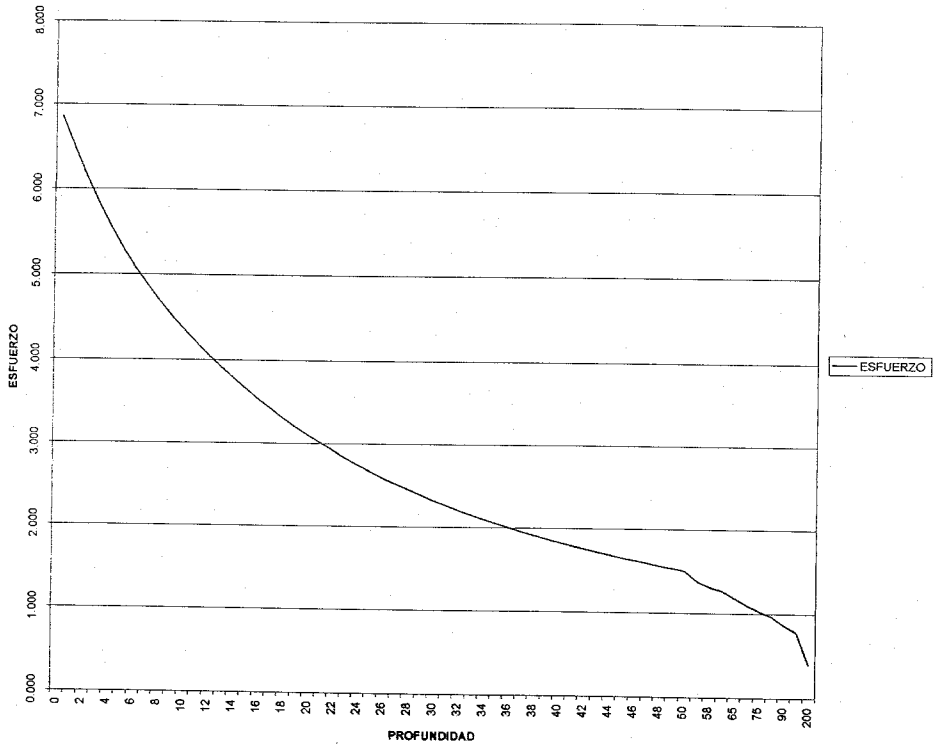


DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO



DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO

PUNTO 4



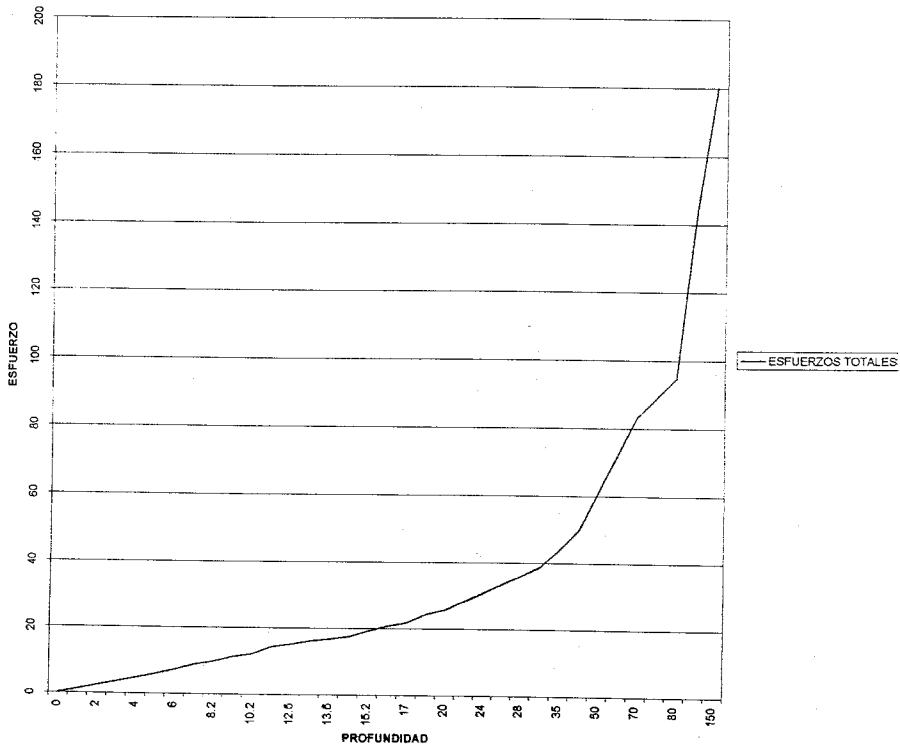


DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

PROYECTO DE DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO

ESFUERZOS TOTALES



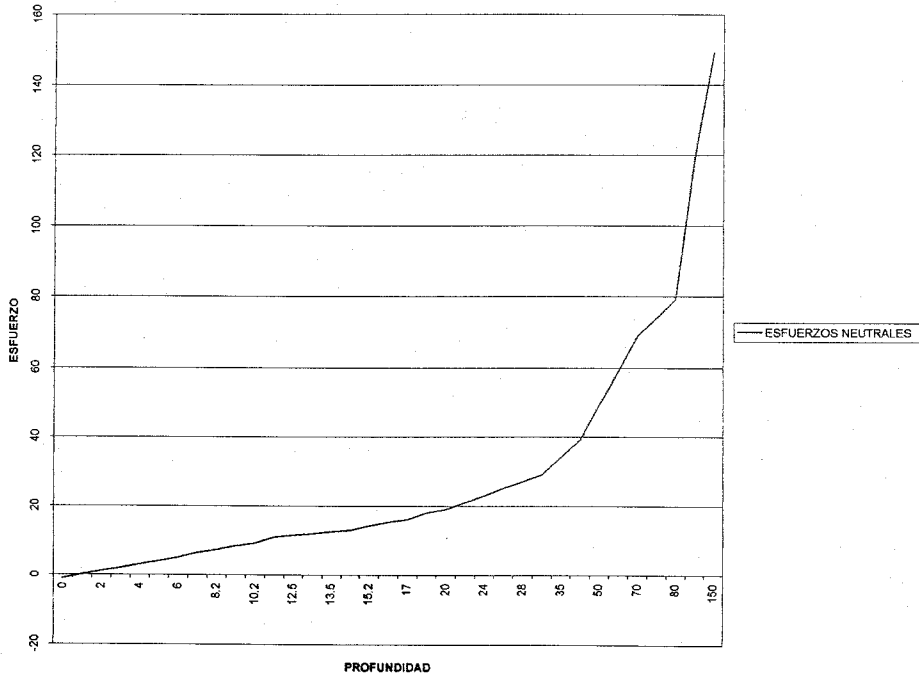


DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

Escuela de Ingeniería Civil
Departamento de Ingeniería Geotécnica
Universidad de Chile
Santiago, Chile

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO

ESFUERZOS NEUTRALES



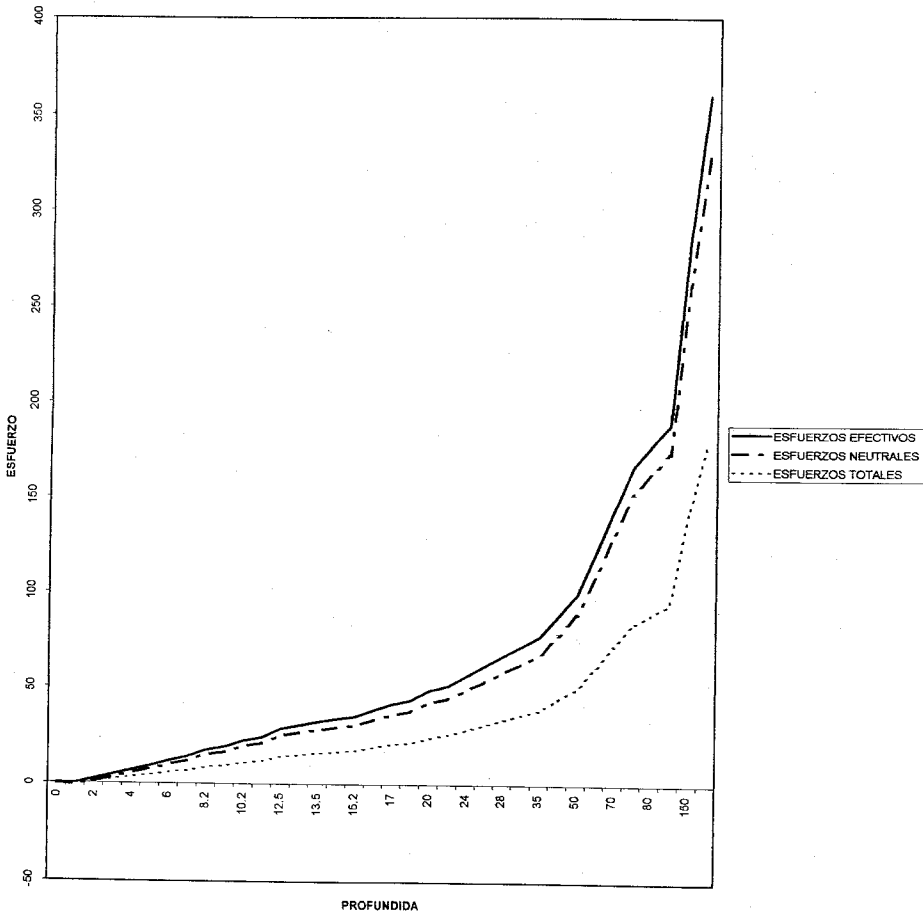


DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO



DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO

GRÁFICA DE LOS 3 ESFUERZOS



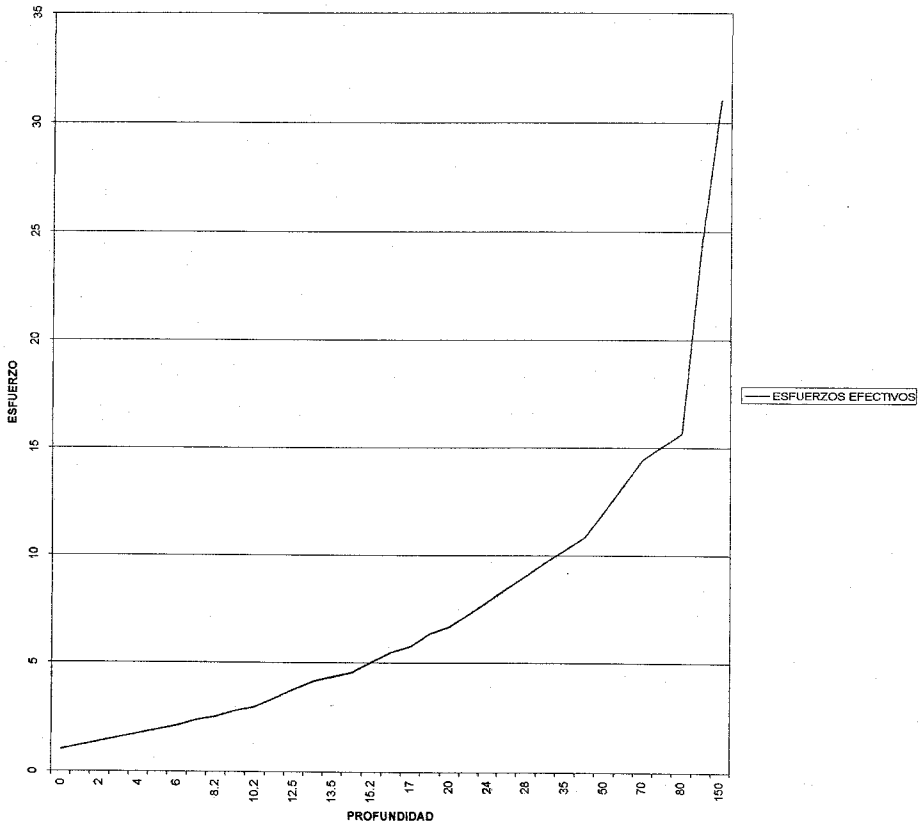


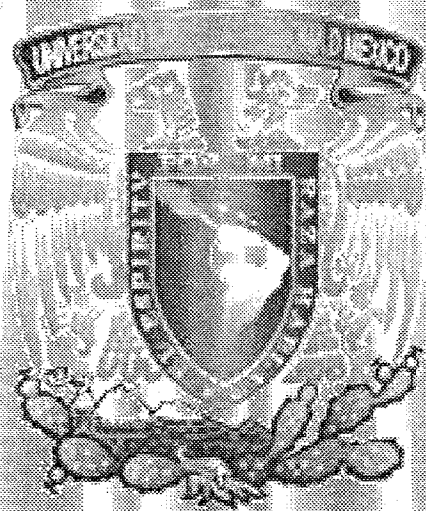
DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO



DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO UN TERRAPLEN PROYECTADO

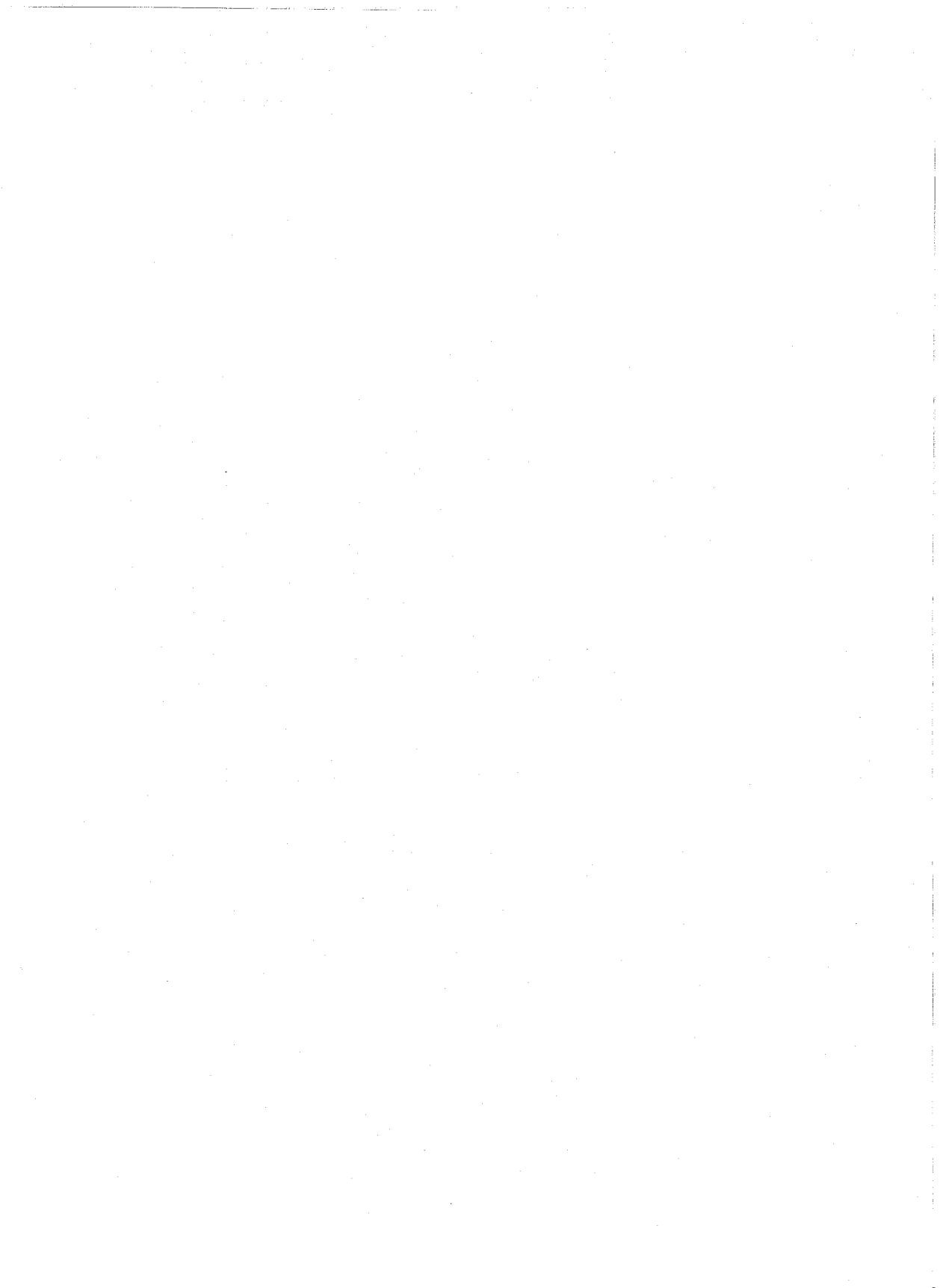
ESFUERZOS EFECTIVOS





ANEXO IX

PRUEBAS DE
LABORATORIO.





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO III

FECHA: 31-Ene-03

SONDEO: _____

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	W _s +t gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
PCA-7 2	1.30	88	18.20	81.70	62.30	43.99	LIMO ARCILLOSO CON POCA ARENA FINA, MATERIAL PUMITICO, CAFÉ CLARO
PCA-7 3	1.80	51	26.80	65.10	57.10	26.40	LIMO CON POCA ARENA FINA, CAFÉ OBSCURO, SE PRESENTA EN FRAGMENTOS MUY CEMENTADOS
PCA-8 1	0.30	145	17.50	67.70	64.00	7.96	ARENA FINA, POCO MEDIA, ARCILLOSA, CAFÉ OBSCURO
PCA-8 2	2.70	33	19.70	70.30	59.30	27.78	ARCILLA CON POCA ARENA FINA GRIS OBSCURO Y RAÍCES
PCA-9 1	0.40	95	23.30	100.30	95.20	7.09	ARCILLA CON ARENA FINA GRIS OBSCURO, MATERIAL EN FRAGMENTOS MUY CEMENTADOS
PCA-9 2	1.00	110	23.60	79.40	69.10	22.64	ARCILLA CON ARENA FINA, POCO MEDIA, CAFÉ OBSCURO, MATERIAL EN FRAGMENTOS MUY CEMENTADOS CON RAÍCES.
PCA-11 1	1.00	258	19.80	94.80	74.40	37.36	LIMO POCO ARCILLOSO CON POCA ARENA FINA, CAFÉ CLARO
PCA-11 2	1.30	94	26.90	91.90	63.80	76.15	LIMO CON ARENA FINA CAFÉ CLARO
PCA-11 3	1.60	188	24.60	93.00	80.20	23.02	ARENA MEDIA, POCO FINA, LIMPIA DE FINOS, CAFÉ CLARO, CON RAÍCES
PCA-11 4	3.00	177	28.10	108.50	88.20	33.78	ARCILLA LIMOSA CON POCA ARENA FINA CAFÉ OBSCURO Y RAÍCES AISLADAS



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO III

SONDEO: _____

FECHA: 31-Enc-03

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	Tara		Wh+T		Wst		TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
			gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%		
PCA-12 1	1.50	27	12.50	87.30	70.00	30.09				ARENA MEDIA, POCO FINA, CON FINOS ARCILLOSOS CAFÉ CLARO
PCA-12 2	2.00	91	22.80	105.80	96.20	13.08				ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA CAFÉ CLARO Y RAÍCES
PCA-13 1	0.80	186	17.40	94.60	91.50	4.18				ARCILLA CON ARENA FINA, POCO MEDIA, CAFÉ OBSCURO Y CARBONATO DE CALCIO
PCA-13 2	2.00	178	16.90	111.00	97.40	16.89				ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA CAFÉ OBSCURO Y RAÍCES
PCA-14 1	1.00	195	16.60	117.90	109.20	9.40				ARENA DE FINA A MEDIA, LIMPIA DE FINOS, CAFÉ CLARO, CON RAÍCES
PCA-14 2	1.90	93	25.10	107.70	93.20	21.29				LIMO ARCILLOSO, CAFÉ CLARO
PCA-15 1	0.90	133	17.00	98.30	80.30	28.44				ARCILLA LIMOSA CON POCA ARENA FINA, CAFÉ OBSCURO
PCA-15 2	2.00	97	23.20	130.00	104.60	31.20				LIMO ARCILLOSO CON POCA ARENA FINA, CAFÉ OBSCURO
PCA-16 1	0.90	173	23.50	88.60	84.80	6.20				ARCILLA CON ARENA FINA, POCO MEDIA, CAFÉ OBSCURO
PCA-16 2	1.50	81	22.90	105.30	80.60	42.81				ARCILLA CON ARENA FINA, CAFÉ OBSCURO Y RAÍCES
PCA-16 3	2.80	111	21.30	109.70	85.80	37.05				ARCILLA CON POCA ARENA FINA, CAFÉ OBSCURO, CON RAÍCES
PCA-17 1	0.70	64	23.50	89.40	83.30	10.20				ARCILLA CON AREN FINA, POCO MEDIA, CAFÉ OBSCURO Y RAÍCES



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTIN OBISPO
CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO III

SONDEO: _____

FECHA: 31-Ene-03

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	Tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm²	CLASIFICACION
PCA-1 2	1.00	175	21.20	88.50	83.40	8.20	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA A MEDIA, CAFÉ CLARO	
PCA-2 M-1	0.20	187	22.60	78.90	76.80	3.87	ARCILLA CON ARENA FINA, POCO MEDIA, CAFÉ OSCURO CON RAICES (MATERIAL EN FRAGMENTOS MUY CEMENTADOS)	
PCA-2 M-2	0.80	12	12.10	43.60	41.30	7.88	FRAGMENTOS MUY CEMENTADOS, PUMÍTTICOS, CAFÉ CLARO	
PCA-2 M-3	1.20	168	22.40	107.00	85.90	33.23	LIMO POCO ARCILLOSO CON ARENA FINA, CAFÉ CLARO	
PCA-3 M-1	0.20	183	22.50	66.00	57.20	25.36	FRAGMENTOS DE MATERIAL PUMÍTTICO CAFÉ CLARO. AL REMOLDEARSE DA UN LIMO ARCILLOSO CON ARENA FINA A MEDIA	
PCA-3 M-2	1.00	124	29.10	84.60	72.30	28.47	ARCILLA LIMOSA CON ARENA FINA A MEDIA Y MICA, CAFÉ CLARO	
PCA-4 M-1	1.10	149	25.70	100.00	92.50	11.23	ARCILLA CON AREN FINA, POCO MEDIA, CAFÉ OSCURO, CON RAICES	
PCA-4 M-2	1.80	159	17.00	98.50	81.80	25.77	ARENA DE MEDIA A GRUESA, POCO LIMOSA, MICA, CAFÉ CLARO Y GRUMOS CEMENTADOS DEL MISMO MATERIAL	
PCA-5 M-1	0.30	172	17.30	65.70	54.00	31.88	ARENA DE FINA A MEDIA, POCO LIMOSA, CAFÉ CLARO. MATERIAL EN FRAGMENTOS MUY CEMENTADOS (TOBA)	
PCA-5 M-2	1.20	126	22.80	85.40	67.10	41.31	ARCILLA CON ARENA FINA, POCO MEDIA, CAFÉ CLARO. MATERIAL EN GRUMOS MUY CEMENTADOS CON ARENA PUMÍTTICA	
PCA-6 M-1	0.60	179	16.30	103.90	97.70	7.62	ARENA DE FINA A MEDIA, POCO LIMOSA, CAFÉ CLARO, CON MICA	
PCA-6 M-2	1.80	167	17.00	46.10	40.20	25.43	TOBA MUY CEMENTADA. MATERIAL QUE AL REMOLDEARSE DA UNA ARCILLA LIMOSA, CAFÉ CLARO	



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTIN OBISPO

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:

SAN MARTIN OBISPO IV

SONDEO N°:

PCA-3"

MUESTRA:

PROF.: 1.80-2.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMAS CAFÉ CLARO CON POCA ARENA. MATERIAL CRIBADO POR MALLA 40

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Wg+T	Wt	W%
33	310	33.7	29.3	12.6	26.34731
25	361	26.60	23.00	9.80	27.27273
16	402	32.00	27.90	13.20	27.89116
9	309	32.00	27.50	12.10	29.22078

LIMITE PLASTICO

10	14.4	13.8	10.2	16.66667
12	14.8	14.1	10	17.07317

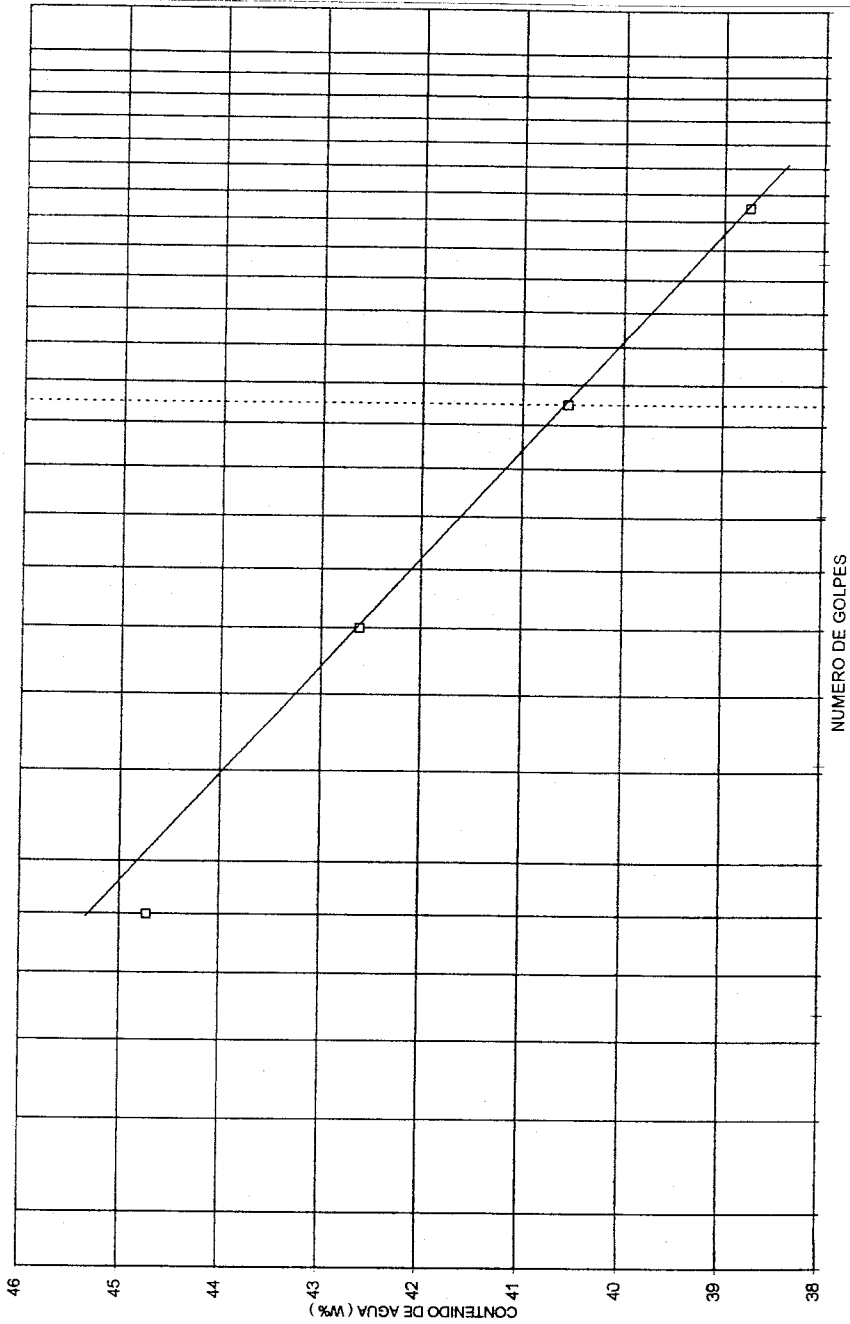
CONTRACCION LINEAL

Barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)
3	10.02	9.7	3.2

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
26.95	16.86992	10.08008	CL



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTIN OBISPO

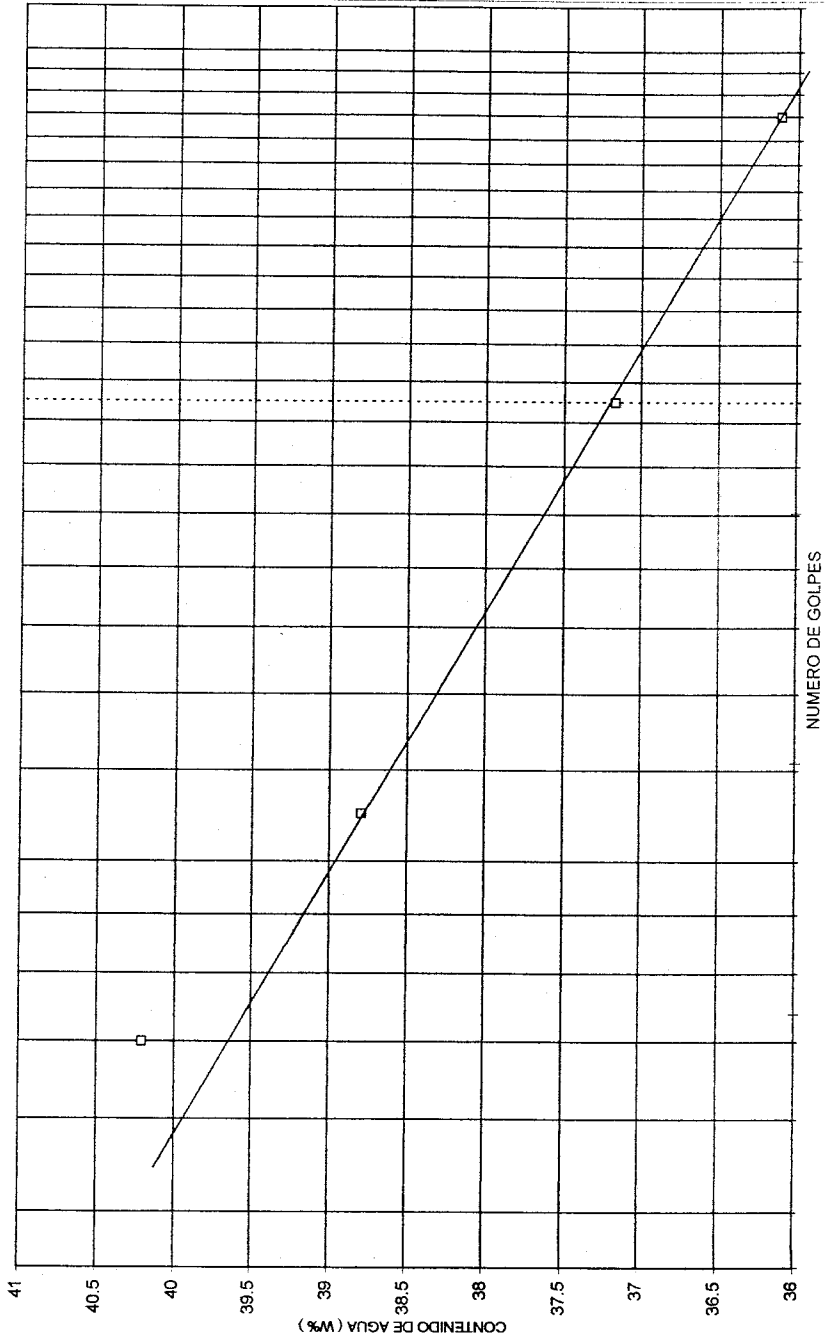
CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA:	SAN MARTIN OBISPO IV				
SONDEO N°:	PCA-1	MUESTRA:	PROF.: 0.80-1.00 m.		
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFE. MATERIAL CRIBADO POR MALLA 40				
LIMITE LIQUIDO					
N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
44	1	27	23.1	12.3	36.111111
25	315	27.40	23.20	11.90	37.16814
11	322	28.00	23.50	11.90	38.7931
7	340	25.60	21.70	12.00	40.20619
LIMITE PLASTICO					
	21	13.6	13	10	20
	449	11.4	10.7	7.7	23.33333
CONTRACCION LINEAL					
barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)		
4	10.01	9.49	5.2		
L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S		
37.17	21.66667	15.50333	CL		



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTIN OBISPO

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN MARTIN OBISPO IV

SONDEO N°: PCA-10 MUESTRA: _____ PROF.: 1,80-2,00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: MATERIA CILLA CON ARENA FINA GRIS OSCURO. MATERIAL CRIBADO POR MALLA 40

LIMITE LIQUIDO					
N° GOLPES	N° tara	Wh-T	Ws+t	Wt	W%
37	314	25.7	21.4	10.3	38.73874
25	411	31.60	25.60	10.80	40.54054
16	328	29.60	24.70	13.20	42.6087
9	346	34.70	27.50	11.40	44.7205

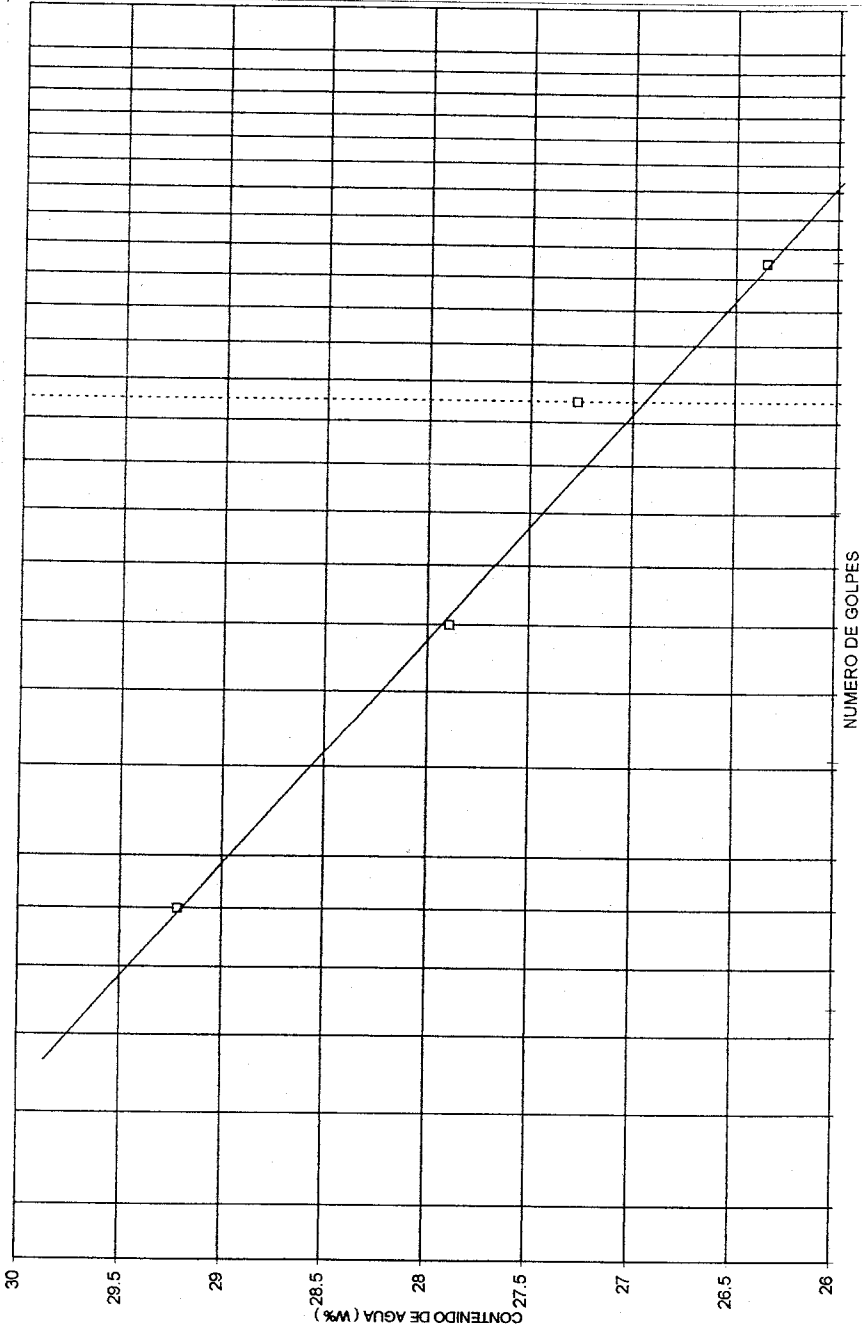
LIMITE PLASTICO			
barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)
11	13.6	12.9	9.6
13	14.2	13.4	9.7

CONTRACCION LINEAL			
barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)
III	10	9.29	7.1

LL	LP	IP	S.U.C.S
40.54	21.41687	19.12313	CL



CALCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: SAN MARTÍN OBISPO IV

SONDEO:

Muestra	Profundidad m.	W _s + tara gr.	W _s lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
1		94.20	55.00	28.10	66.10	39.20	59.30
2		66.80	46.00	17.30	49.50	20.80	42.02
3		77.90	39.10	17.40	60.50	38.80	64.13
4		78.30	52.40	12.00	66.30	25.90	39.06
3"		84.50	56.10	12.20	72.30	28.40	39.28
10		113.60	46.70	20.70	92.90	66.90	72.01
12		87.50	48.30	17.90	69.60	39.20	56.32
13		81.00	43.80	13.50	67.50	37.20	55.11
14		83.50	37.30	12.20	71.30	46.20	64.80
15		79.60	29.20	24.60	55.00	50.40	91.64
23		83.20	30.60	13.40	69.80	52.60	75.36



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES
QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

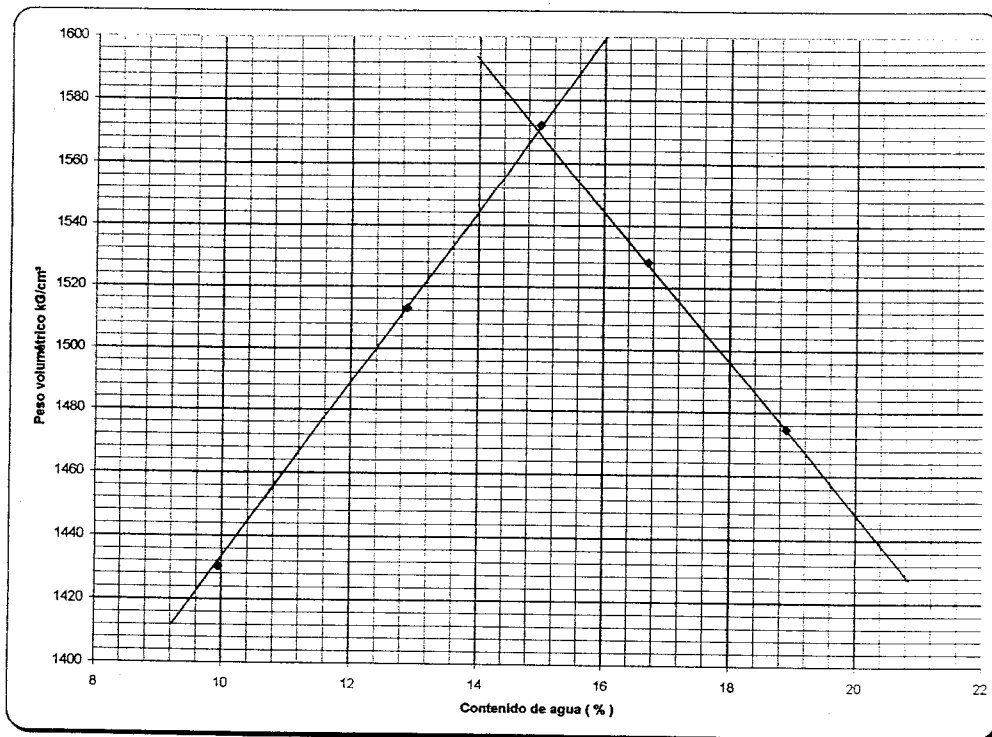
COMPACTACIÓN PROCTOR

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO IV

MUESTRA: 1 PROFUNDIDAD: _____
SONDEO: PCA

MOLDE N°.: Ach
PESO T: 4.26 Kgs. PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO: 1571.88 kg/cm³
VOLUMEN: 0.924 lts. HUMEDAD OPTIMA: 14.98 %

W=Wh+T	Wh=W-T	Tara	W T	Wh+T	Ws+T	W	Ws2	P.VOLS
gs	gs	N°.	gs	gs	gs	%	Kgs	Kg/m3
5713	5713	391	21.60	110.00	102.00	9.95	5195.99	30.93
5838	5838	205	21.70	110.20	100.10	12.88	5171.74	30.78
5930	5930	101	24.10	113.90	102.20	14.98	5157.38	30.70
5908	5908	188	24.60	114.70	101.80	16.71	5062.13	30.13
5880	5880	122	23.40	112.10	98.00	18.90	4945.30	29.44





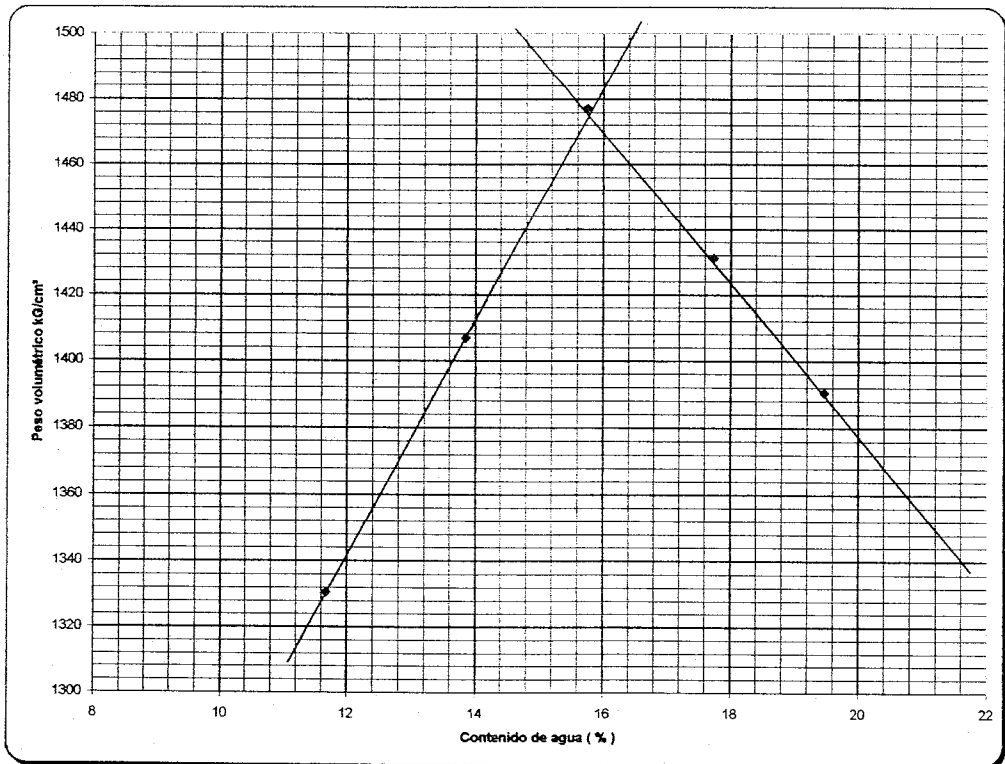
DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES
QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

COMPACTACION PROCTOR

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO IV
 MUESTRA: 15 PROFUNDIDAD: 1,50-1,80 M.
 SONDEO: PCA-30

MOLDE Nº.: Ach
 PESO T: 4.26 Kgs. PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO: 1477.24 kg/cm³
 VOLUMEN: 0.924 lts. HUMEDAD OPTIMA: 15.75 %

W=Wh+T	Wh=W-T	Tara	WT	Wh+T	Ws+T	W	Ws2	P.VOL S
gs	gs	Nº.	gs	gs	gs	%	Kgs	Kg/m3
5633	-5707367	149	25.70	93.60	86.50	11.68	-5110573.10	-875.40
5740	-5707260	191	26.80	94.20	86.00	13.85	-5012904.93	-858.67
5840	-5707160	70	19.70	87.30	78.10	15.75	-4930445.92	-844.54
5817	-5707183	186	17.40	85.10	74.90	17.74	-4847312.00	-830.30
5795	-5707205	157	18.50	86.00	75.00	19.47	-4777141.96	-818.28





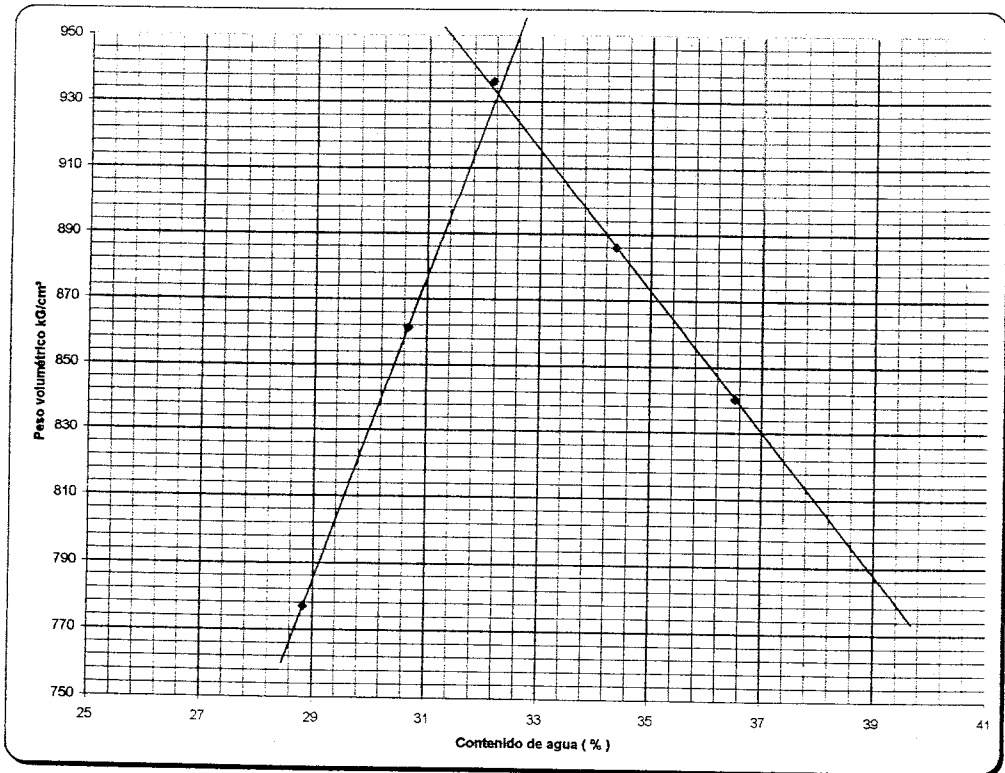
DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES
QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

Elaborado por: [Illegible]
 Revisado por: [Illegible]
 Aprobado por: [Illegible]

COMPACTACIÓN PROCTOR

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO IV
 MUESTRA: 2 PROFUNDIDAD: 2.20-2.40 M.
 SONDEO: PCA-5
 MOLDE Nº.: Ach
 PESO T: 4.26 Kgs. PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO: 936.12 kg/cm³
 VOLUMEN: 0.924 lts. HUMEDAD OPTIMA: 32.14 %

W=Wh+T	Wh=W-T	Tara	W T	Wh+T	Ws+T	W	Ws2	P.VOLS
gs	gs	Nº.	gs	gs	gs	%	Kgs	Kg/m3
5185	-5707815	57	22.10	78.40	65.80	28.83	-4430399.92	-758.89
5300	-5707700	63	22.30	78.10	65.00	30.68	-4367720.25	-748.15
5403	-5707597	38	20.40	75.90	62.40	32.14	-4319262.59	-739.85
5360	-5707640	72	23.50	79.00	64.80	34.38	-4247306.88	-727.53
5320	-5707680	91	22.80	78.50	63.60	36.52	-4180849.98	-716.14





**DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES
QUE SE PROYECTAN CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO**

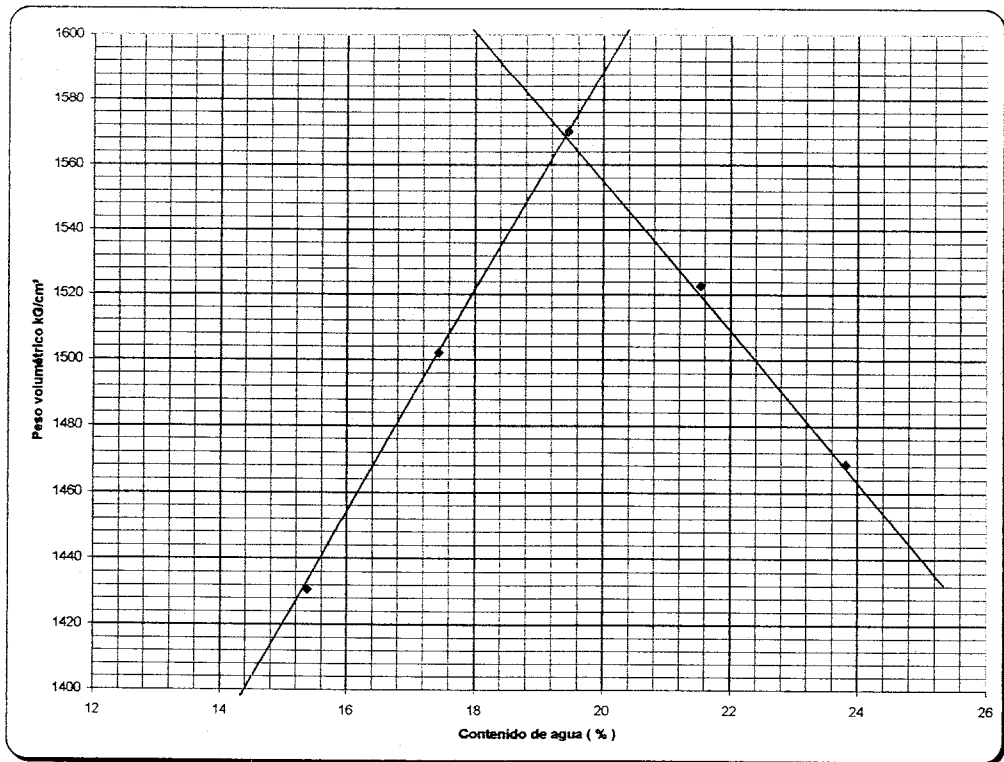
INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 DIVISIÓN DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS
 LABORATORIO NACIONAL DE ENSAYOS DE SUELOS
 AV. LOS CHACABERTOS, N.º 1000, PUERTO RICO, VENEZUELA
 TEL. (0212) 960.1000 FAX (0212) 960.1001

COMPACTACION PROCTOR

OBRA: SAN MARTÍN OBISPO IV
 MUESTRA: 13 PROFUNDIDAD: _____
 SONDEO: PCA

MOLDE N.º: Ach
 PESO T: 4.26 Kgs. PESO VOLUMETRICÓ SECO MÁXIMO: 1570.12 kg/cm³
 VOLUMEN: 0.924 lts. HUMEDAD ÓPTIMA: 19.45 %

W=Wh+T gs	Wh=W-T gs	Tara N.º	W T gs	Wh+T gs	Ws+T gs	W %	Ws2 Kgs	P.VOLS Kg/m3
5785	-5707215	158	20.70	107.00	95.50	15.37	-4946693.88	-847.33
5890	-5707110	179	16.30	103.30	90.38	17.44	-4859571.37	-832.40
5993	-5707007	186	17.40	104.60	90.40	19.45	-4777654.94	-818.37
5970	-5707030	114	19.40	106.30	90.90	21.54	-4695657.59	-804.33
5940	-5707060	143	16.60	102.90	86.30	23.82	-4609294.11	-789.53





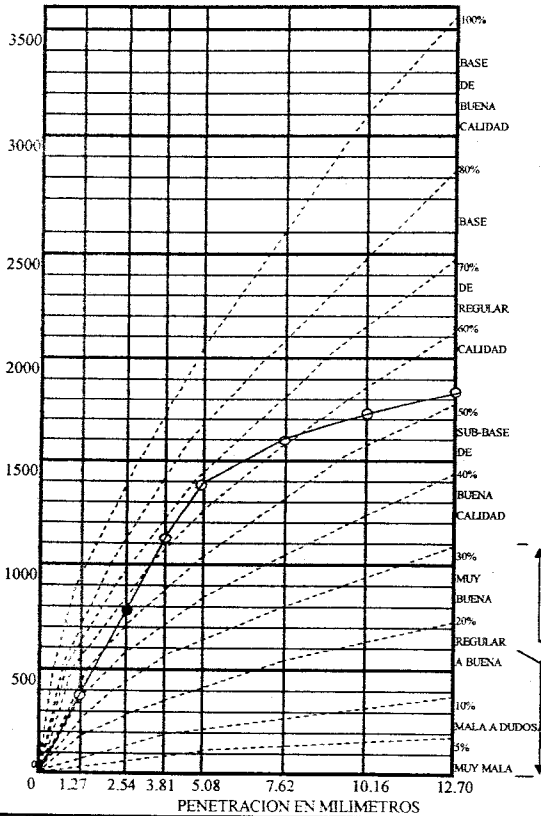
DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

VALOR RELATIVO DE SOPORTE

Procedencia: San Martín Obispo IV
 Sondeo N°: PCA-26 Muestra: Cúbica Prof.: 0.40-0.60 m.
 Clasificación: Arcilla café oscuro.
 Observaciones: Fecha: Marzo de 2003

C
A
R
G
A

E
N
K
I
L
O
G
R
A
M
O
S



PORTER SATURADA			
Peso material+molde (gr)	8832		
Peso del molde (gr)	5511		
Peso del material (gr)	2821		
Altura de molde (cm)	12.70		
Altura faltante (cm)	0.00		
Altura del material (cm)	12.70		
Area del molde (cm²)	196.07		
Volúmen (cm³)	2490.09		
P. V. H. (ton/m³)	1.133		
P. V. S. (ton/m³)	0.263		
H. O. (%)	330.53		
% Exp.			
% V. R. S.	5.4%	5%	
1.27	4.0	59	55
2.54	5.0	74	68
3.81	5.9	87	77
5.08	6.6	98	86
7.62	7.8	115	99
10.16	8.8	130	109
12.70	9.7	143	118
Molde N° 19	Nat	Satur.	
Anillo: 14.78			
Lec. Inicial	5.97		
Lec. final	5.84		

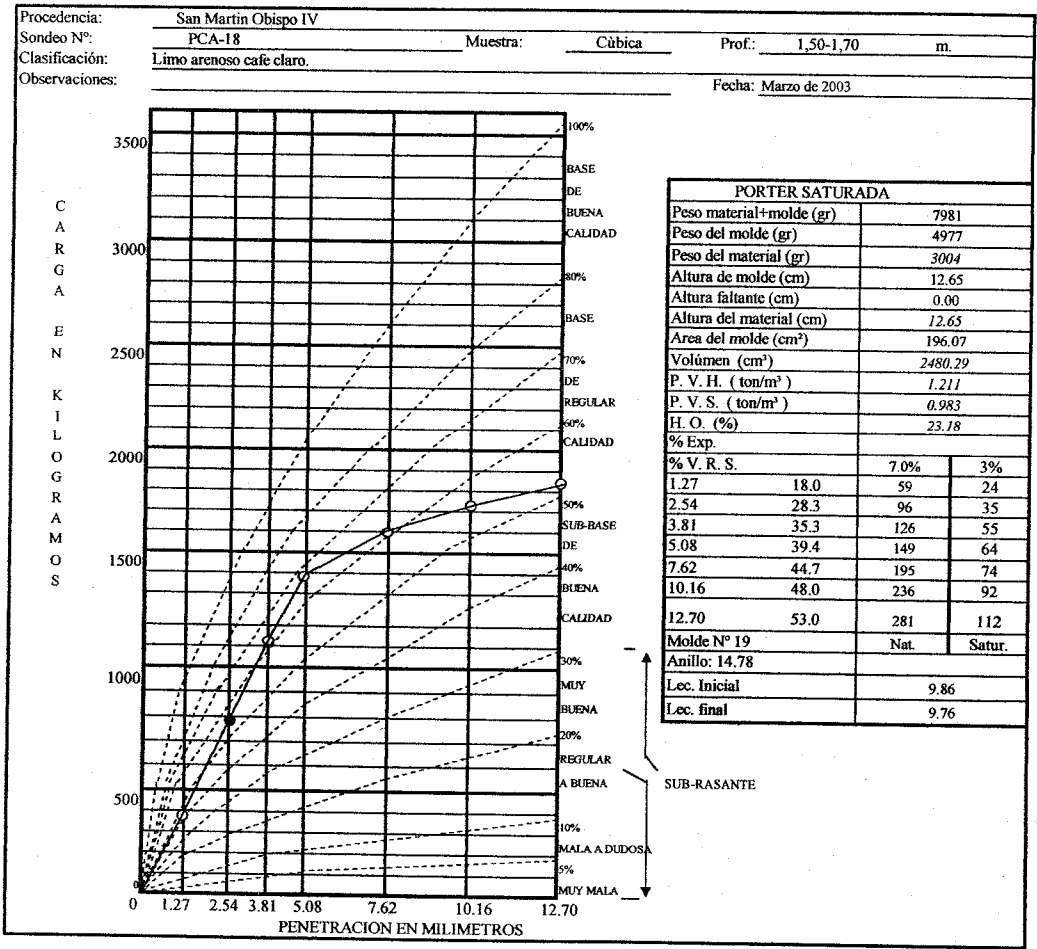
SUB-RASANTE



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

Elaborado en: 15/03/2003
 Revisado en: 15/03/2003
 Aprobado en: 15/03/2003
 Autor: [Illegible]
 Revisor: [Illegible]
 Aprobador: [Illegible]

VALOR RELATIVO DE SOPORTE





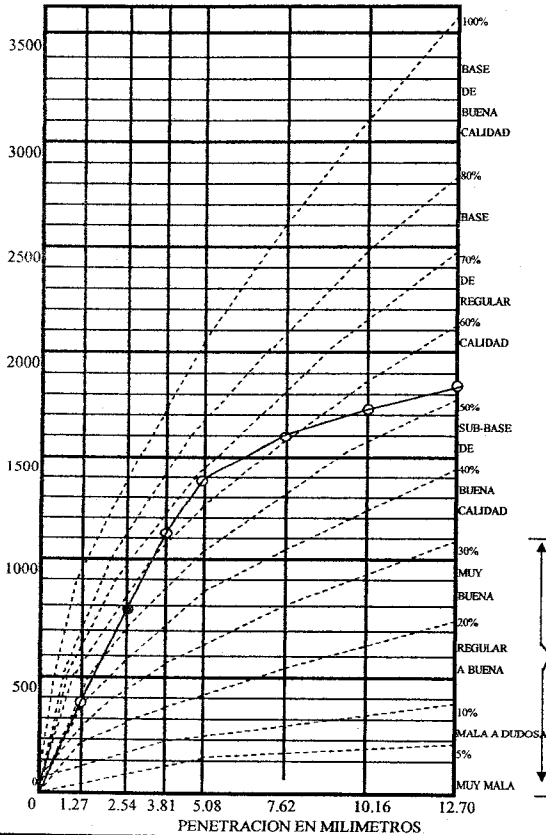
DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

VALOR RELATIVO DE SOPORTE

Procedencia: SAN MARTIN OBISPO IV
 Sondeo N°: PCA - 10 Muestra: CUBICA Prof.: 1.80-2.00 m.
 Clasificación: Limo poco arcilloso, café grisáceo con escasa arena fina.
 Observaciones: Expulsó el material a los 360 kg/cm². No llegó a la compactación Fecha: Marzo de 2003

C
A
R
G
A

E
N
K
I
L
O
G
R
A
M
O
S



PORTER SATURADA		
Peso material+molde (gr)	8648	
Peso del molde (gr)	5039	
Peso del material (gr)	3609	
Altura de molde (cm)	12.70	
Altura faltante (cm)	2.03	
Altura del material (cm)	10.67	
Area del molde (cm ²)	195.57	
Volúmen (cm ³)	2086.73	
P. V. H. (ton/m ³)	1.729	
P. V. S. (ton/m ³)	1.227	
H. O. (%)	40.98	
% Exp.	0.0	
% V. R. S.	56.3%	
1.27	24.5	362
2.54	51.8	766
3.81	76.2	1126
5.08	92.8	1372
7.62	107.8	1593
10.16	117.0	1729
12.70	123.0	1818
Molde N° 19		
Anillo: 14.78		
Lec. Inicial		
Lec. final		

SUB-RASANTE



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO: SAN MARTÍN OBISPO III
 MUESTRA: CUBICA
 SONDEO: BANCO II
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARENA PLUMITICA, ROCA ARCILLONA, CARB. CLARO
 CONT.: 0.192
 VEL.: 0.01667
 PROF.: _____

Tiempo seg	Def. mm.	Anillo Unidad	E %	Est. Desv. Kg/cm ²
0	0.0000	0.00	0.0000	0.0000
10	0.1667	10.00	0.1064	0.0646
20	0.3334	14.00	0.2215	0.0903
30	0.5001	20.00	0.3336	0.1289
40	0.6668	27.00	0.4444	0.1738
50	0.8335	33.00	0.5566	0.2122
60	1.0002	51.00	0.6513	0.3277
80	1.3336	100.00	0.8220	0.6414
100	1.6670	155.00	0.9840	0.9925
120	2.0004	218.00	1.1344	1.3938
150	2.5005	286.00	1.3985	1.8237
180	3.0006	365.00	1.6466	2.3215
240	4.0008	608.00	2.0194	3.8525
250	4.1675	639.00	2.0954	4.0458
255	4.2509	629.00	2.1703	3.9794
260	4.3342	600.00	2.2728	3.7919

DATOS INICIALES DEL ESPESIMEN			
Ds=	6.07	cm.	H1= 13.79 cm.
Dm=	6.13	cm.	H2= 13.79 cm.
Di=	6.30	cm.	Ss= 2.63
Ao=	29.690	cm ²	Wi= 107.30 gr.
Vo=	409.421	cm ³	Wt+sh= 690.60 gr.
Wg=	583.30	gr.	Wt+ss= 509.80 gr.

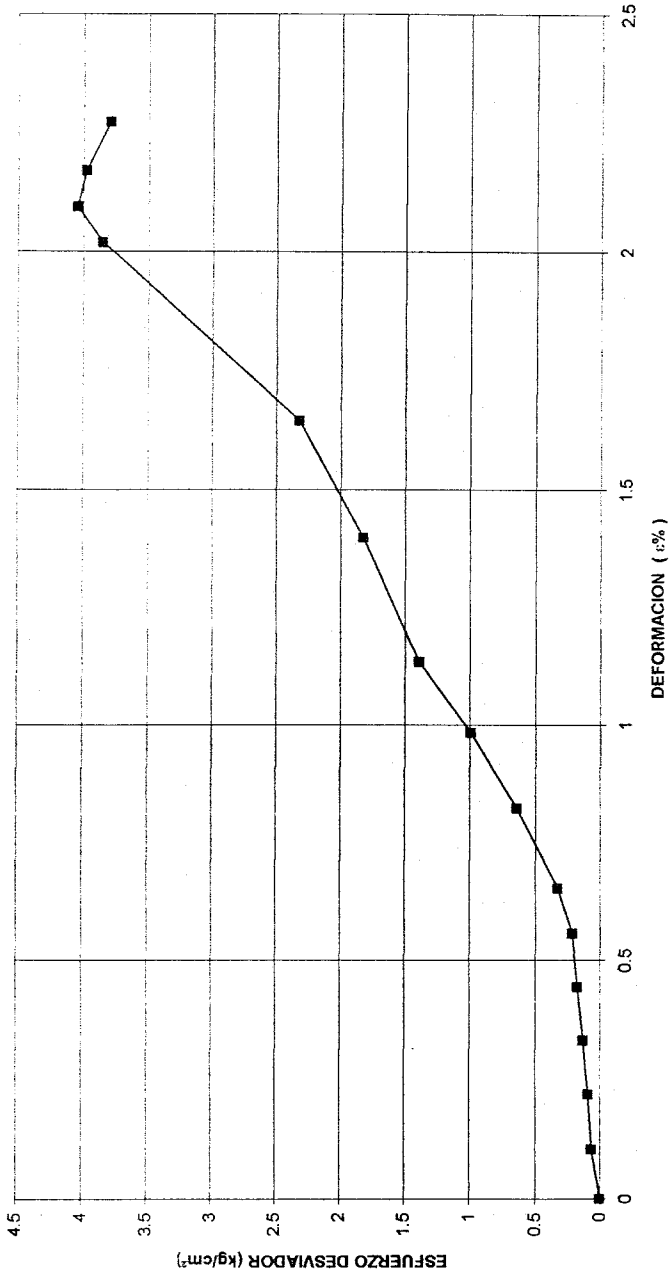
DATOS FINALES DEL ESPESIMEN			
ef=	1.675		Si= 70.52 %
ef=	1.675		Si= 70.52 %
Pvhi=	#DV/01	T/m ³	Wi= 44.92 %
Pvhi=	1.425	T/m ³	Wi= 44.92 %



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

SAN MARTIN OBISPO III
BANCO II MC-1





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO: SAN MARTÍN OBISPO IV
 MUESTRA: CÚBICA
 SONDEO: PC4-10

CONS.: 0.192
 VEL.: 0.01667
 PROF.: 1.80-2.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO, CAPÉ GRIS/CEJO OBSCURO, CON POCOA ARENA FINA.

Tiempo seg.	Def. mm.	Anillo Unidad	E %	Esf. Desv. Kg/cm ²
0	#VALORI	0.00	0.0000	0.0000
10	#VALORI	8.00	0.1935	0.1372
20	#VALORI	16.00	0.3869	0.2739
30	#VALORI	22.00	0.5855	0.3759
40	#VALORI	28.00	0.7892	0.4433
50	#VALORI	30.00	0.9929	0.5104
60	#VALORI	33.00	1.1992	0.5603
65	#VALORI	30.00	1.3139	0.5088
70	#VALORI	27.00	1.4286	0.4574

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN		
Ds=	3.73 cm.	H1= 7.79 cm.
Dm=	3.78 cm.	H2= 7.79 cm.
Df=	3.78 cm.	Ss= 2.63
Ao=	11.173 cm ²	Wl= 72.40 gr.
Vo=	87.035 cm ³	Wt+sh= 191.50 gr.
Wo=	119.20 gr.	Wt+ss= 162.90 gr.

DATOS FINALES DEL ESPECIMEN		
eI=	1.529	SI= 54.54 %
eF=	1.529	SF= 54.35 %
Pvhi=	1.370 T/m ³	Wi= 31.71 %
PvHf=	1.368 T/m ³	Wf= 31.60 %

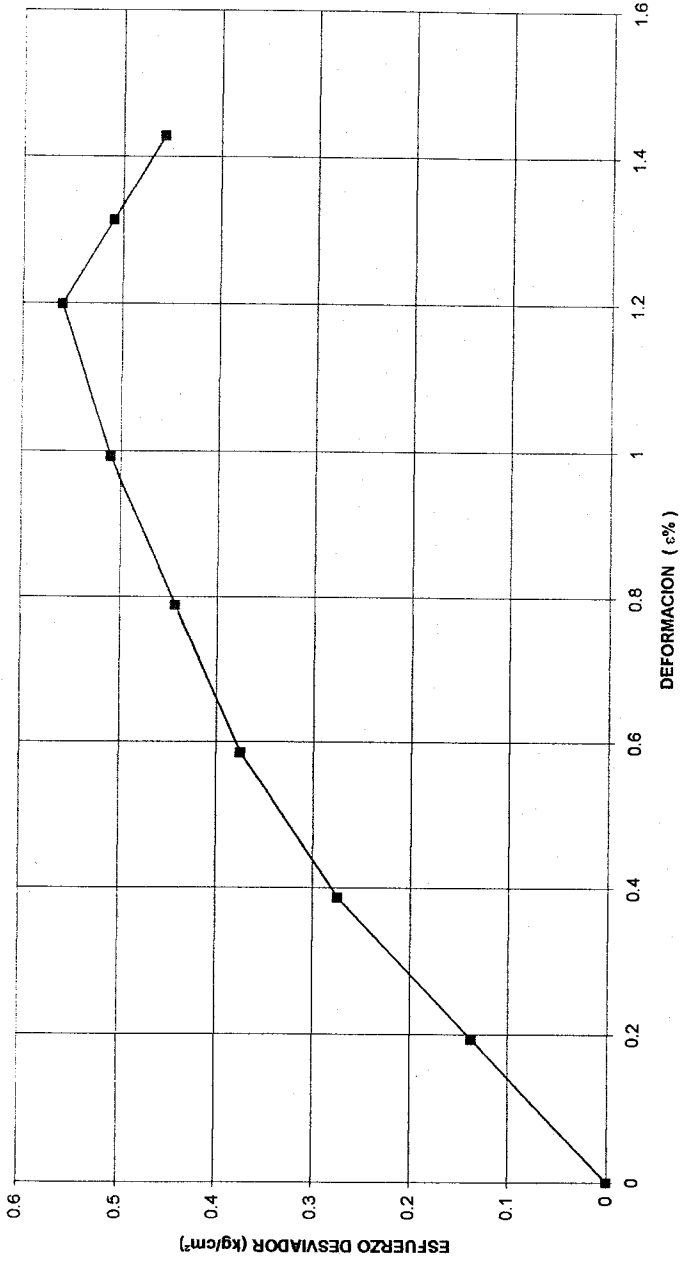


DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

SAN MARTIN OBISPO IV

PCA-10 MC-1 PROFUND.: 1.80-2.00 m.





DISEÑO GEOTÉCNICOPARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO: SAN MARTÍN OBISPO III

MUESTRA: CÚBICA

SONDEO: BANCO I

CONC.: 0.192

VEL.: 0.01667

PROF.: _____

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO CAFÉ CLARO CON ESCALA ARENA FINA.

Tiempo seg.	Def. mm.	Anillo Unidad	E %	Est. Desv. Kg/cm ²
0	#VALORI	0.00	0.0000	0.0000
10	#VALORI	16.00	0.1427	0.1895
20	#VALORI	33.00	0.2833	0.3903
30	#VALORI	59.00	0.4048	0.8969
40	#VALORI	98.00	0.4987	1.1565
50	#VALORI	137.00	0.6927	1.8152
60	#VALORI	188.00	0.8812	2.2150
80	#VALORI	284.00	0.8110	3.3410
100	#VALORI	380.00	0.9608	4.4636
120	#VALORI	487.00	1.0873	5.7132
150	#VALORI	648.00	1.2760	7.5975
180	#VALORI	810.00	1.4625	9.4664
200	#VALORI	930.00	1.5614	10.8579
205	#VALORI	900.00	1.7133	10.4915

DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN		
Ds=	4.48 cm.	H1= 9.44 cm.
Dm=	4.54 cm.	H2= 9.44 cm.
Di=	4.60 cm.	Ss= 2.62
Ao=	16.188 cm ²	Wf= 104.30 gr.
Vo=	152.818 cm ³	Wt+sh= 350.40 gr.
Wo=	246.20 gr.	Wt+ss= 333.50 gr.

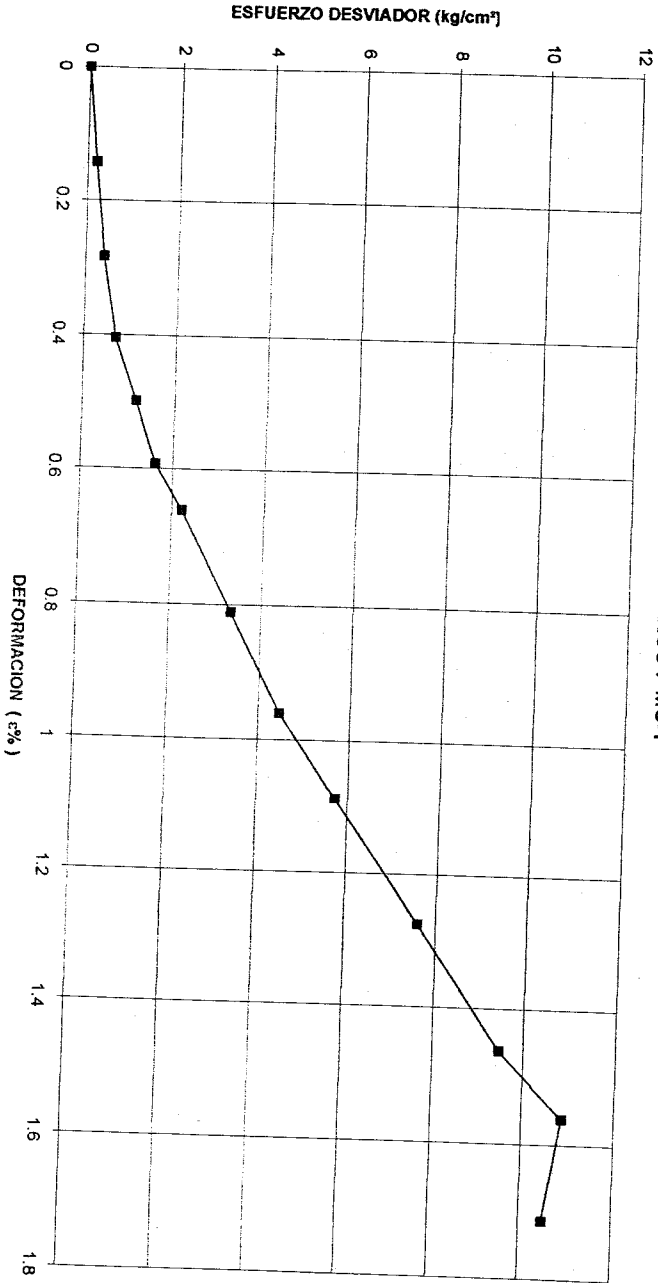
DATOS FINALES DEL ESPECIMEN		
eI=	0.747	Si= 26.02 %
eF=	0.747	Sf= 25.87 %
Pvhi=	1.611 T/m ³	Wf= 7.42 %
Pvfi=	1.610 T/m ³	Wf= 7.37 %



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

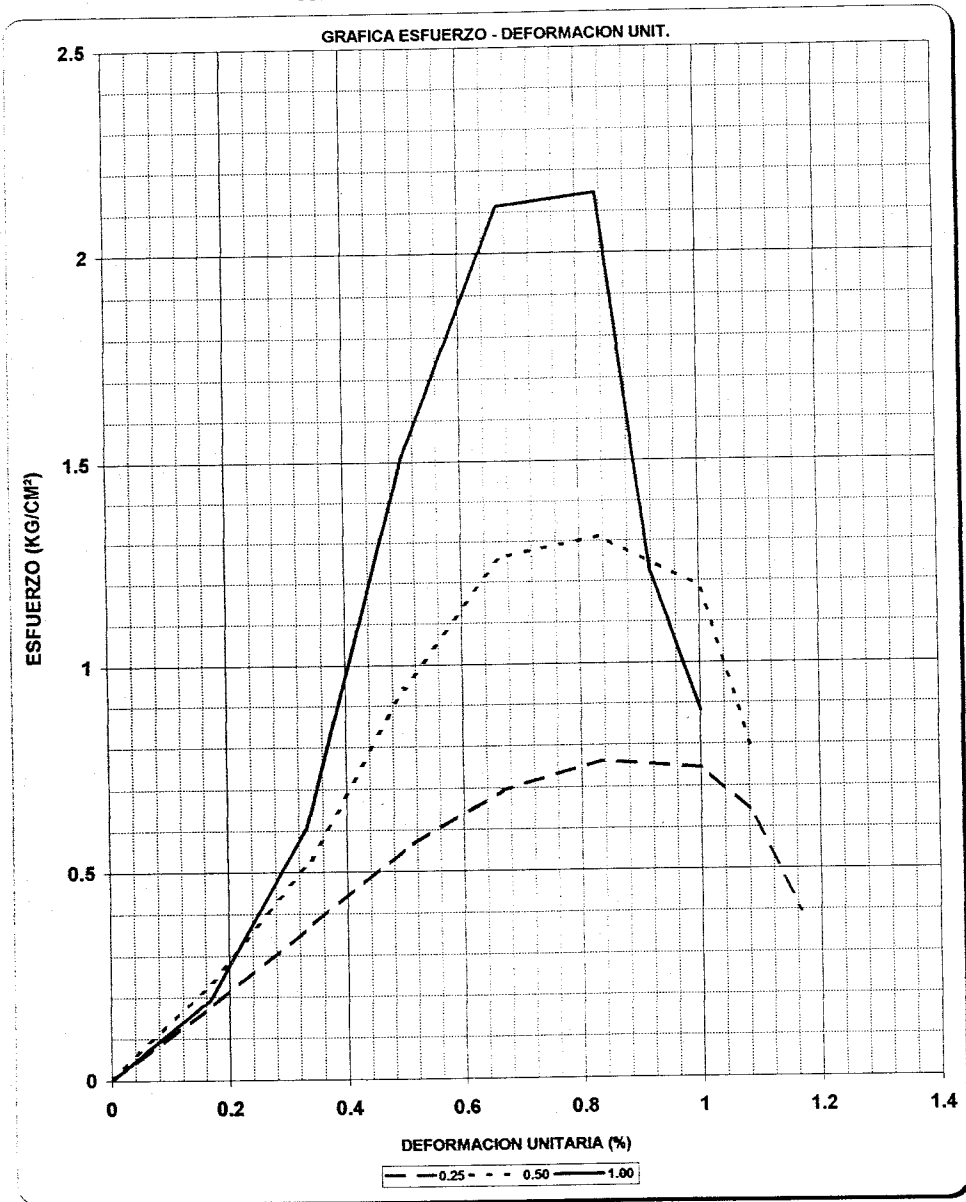
SAN MARTIN OBISPO III
BANCO I MC-1





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

PRUEBA TRIAXIAL UU
OBRA: SAN MARTÍN OBISPO IV
SONDEO: PCA-10 MUESTRA: MC-1
PROF: 1.80-2.00 m.





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SAN MARTIN OBISPO IV

SONDEO: PCA-10

MUESTRA: MC-1 PROF.: 1.80-2.00 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :

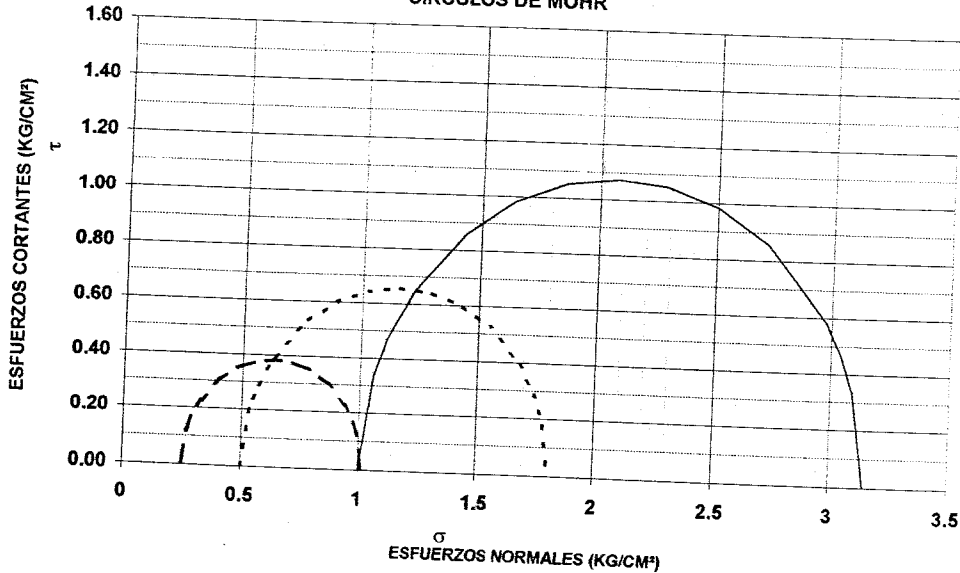
LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ GRISÁCEO OSCURO
CON POCA ARENA FINA

ENSAYO Num.	PRESION	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei
	CONF. (kg/cm ²)				
1	0.25	0.76	1.524	65.5	1.272
2	0.50	1.31	1.435	58.0	1.397
3	1.00	2.15	1.474	60.8	1.334
DATOS FINALES					
		ef	Gwf	wf	pvhf
1	0.25	1.274	65.448	31.70	1.523
2	0.50	1.399	57.897	30.80	1.434
3	1.00	1.336	60.758	30.87	1.473

VALORES PROMEDIO

S_s= 2.63
w_i= 31.23 %
w_f= 31.12 %
G_w= 61.45 %
G_{wf}= 61.37 %
P_{VN}= 1.478 ton/m³
P_{VF}= 1.477 ton/m³
e_i= 1.33
e_f= 1.34

CIRCULOS DE MOHR



C=	_____	kg/cm ²
Ø=	_____	grados
E=	_____	kg/cm ²
μ=	0.45	



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTIN OBISPO

1972-1973
1974-1975
1976-1977
1978-1979
1980-1981
1982-1983
1984-1985
1986-1987
1988-1989
1990-1991
1992-1993
1994-1995
1996-1997
1998-1999
2000-2001
2002-2003
2004-2005
2006-2007
2008-2009
2010-2011
2012-2013
2014-2015
2016-2017
2018-2019
2020-2021
2022-2023
2024-2025

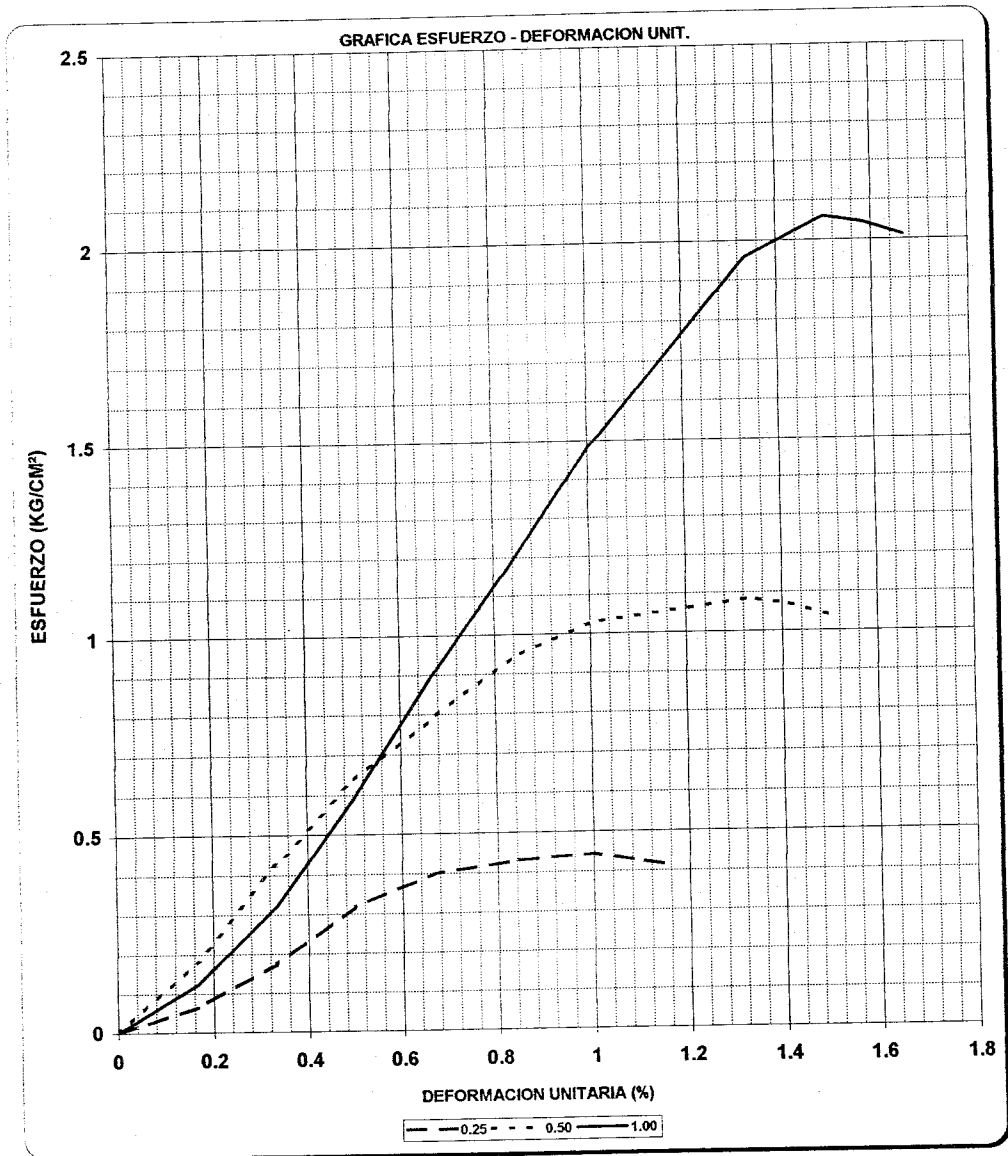
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: San Martin Obispo IV

SONDEO: PCA-5

MUESTRA: MC-1

PROF: 1,50-1,70 m.





DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: San Martin Obispo IV
SONDEO: PCA-5
MUESTRA: MC-1 PROF.: 1,50-1,70 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :

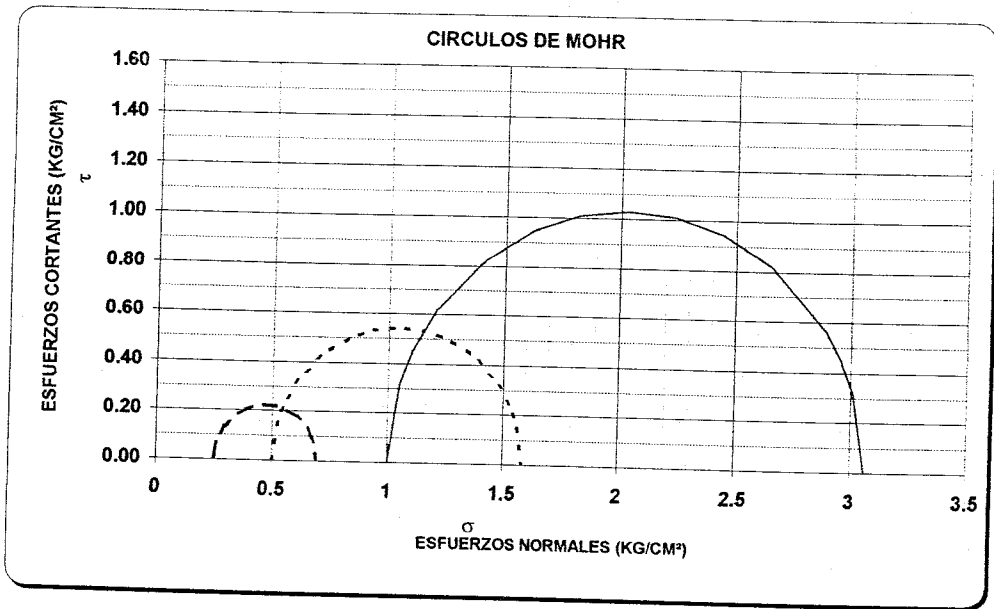
LIMO CAFÉ CLARO

ENSAYO Num.	PRESSION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei
	1	0.25	0.44		
2	0.50	1.09	1.648	80.9	1.039
3	1.00	2.06	1.682	79.9	0.950

DATOS FINALES					
		ef	Gwf	wf	pvhf
1	0.25	0.967	82.194	31.54	1.685
2	0.50	1.039	80.924	33.36	1.648
3	1.00	0.951	79.827	30.12	1.681

VALORES PROMEDIO

Ss= 2.52
wi= 31.70 %
wf= 31.67 %
Gw= 81.01 %
Gwf= 80.98 %
PVN= 1.672 ton/m³
PVF= 1.671 ton/m³
ei= 0.99
ef= 0.99



C= _____ kg/cm²
 ϕ = _____ grados
 E= _____ kg/cm²
 # 0.45



DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LAS NAVES INDUSTRIALES QUE SE PROYECTA CONSTRUIR
EN EL FRACCIONAMIENTO INDUSTRIAL SAN MARTÍN OBISPO

Escuela de Ingeniería Civil
Departamento de Geotecnia
Laboratorio de Mecánica de Suelos
Instituto Tecnológico de Costa Rica
San José, Costa Rica

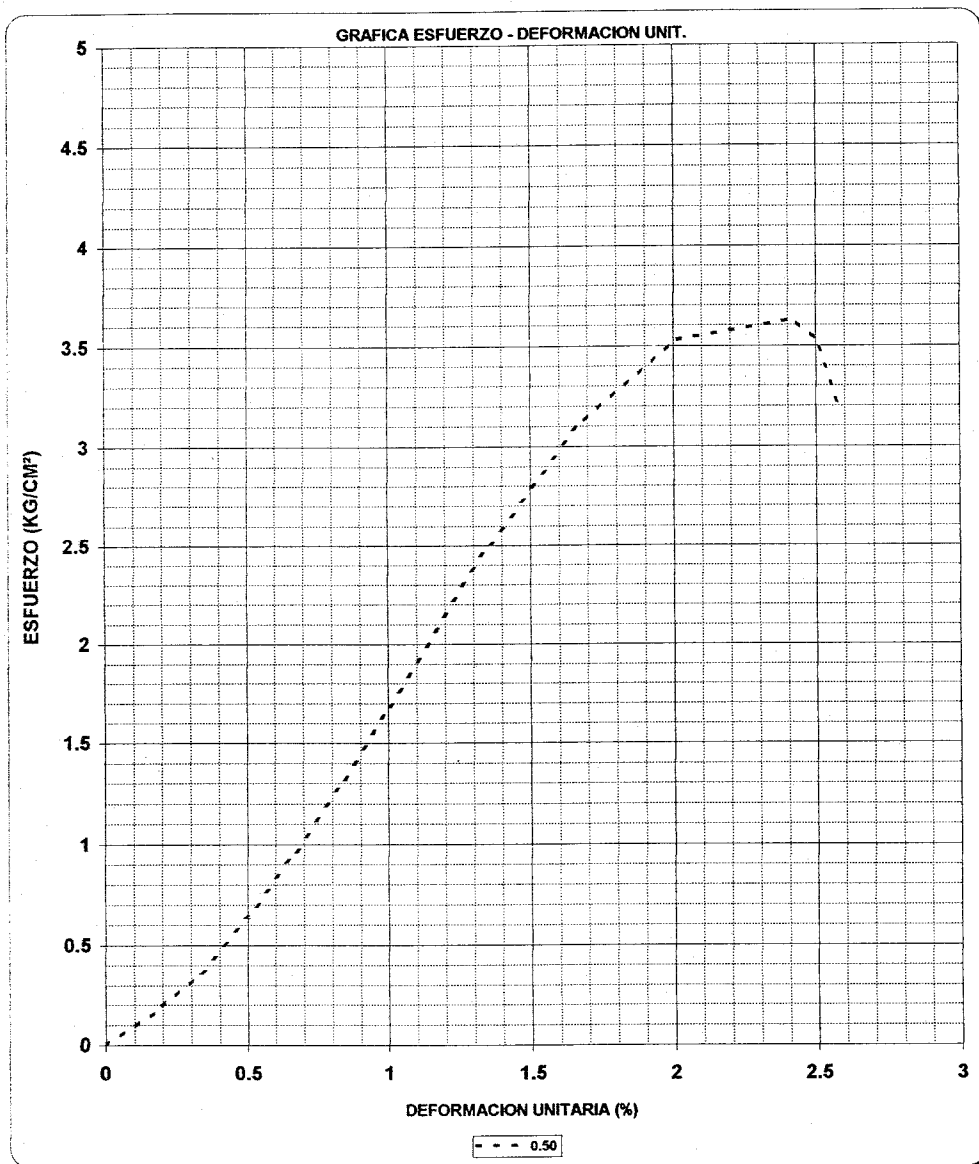
PRUEBA TRIAXIAL UU

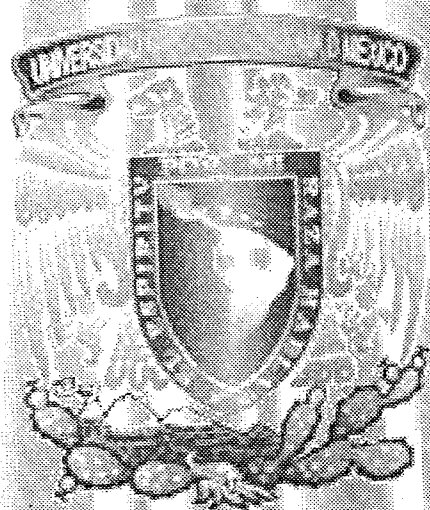
OBRA: San Martín Obispo IV

SONDEO: PCA-7

MUESTRA: MC-1

PROF: 1,80-2,00





BIBLIOGRAFÍA.

BIBLIOGRAFÍA.

Marsal R. J. y Reséndiz D. (1980)
Presas de Tierra y Enrocamiento
Ed. Limusa.

Juárez B. E. y Rico A., (1980),
Mecánica de suelos, Vol. 1, II y III.
Ed. Limusa.

SMMS, (1992), Simposio
Experiencias; geotécnicas en la zona Poniente del Valle de México.

Monitec, S.C., (1992-1994)
Reportes mensuales de la supervisión geotécnica en el Fraccionamiento Hacienda de las
Palmas, Huixquilucan. Méx.

DIGESA, (1993),
Estabilización de terraplenes en las barrancas 1 a 3

Geopac, S.A. de C. V., (1993)
Estudio Geotécnico para la protección de cortes y rellenos del Fraccionamiento Hacienda de
las Palmas, Huixquilucan, Edo. Méx.

PROFUSA, (1993),
Restricciones y Reglamentos de construcción de lotes familiares, en condominio horizontal
y vertical, el fraccionamiento Hda. de las Palmas

TMeyerhof, G.G.
Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1,
No. 1, 1963.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones
Gaceta Oficial del Departamento del D.F.,
Quinta Época No. 40, México D.F. 12 de Noviembre de 1987

Juárez Badillo E., Rico Rodríguez a.,
Mecánica de Suelos, Tomo II,
Limusa, 1973.

Terzaghi, K.
Theoretical Soil Mechanics
Capítulo VIII, John Willey and Sons, 1956.

Corro Santiago, Magallanes Roberto y Prado Guillermo.
Instructivo para Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras
(Elaborado para la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Publicas). Instituto de
Ingeniería, UNAM, N° 444, Noviembre 1981.

Packard, R.G.
Desing of Concrete Airport Pavements
P.C.A.

Engineering Bulletin,
Chicago Illinois, 1973.

Jambu, N.
Stability y analysis of Slopes with dimensionaless parameters
Harvard Soil Mechanics Series No. 46 Universidad de Harvard 1954.

M. en I. Eduardo de la Fuente Lavalle
Suelo-Cemento, usos, propiedades y aplicaciones
Ed. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C. 1995.

