



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

ESTUDIO GEOTÉCNICO, PARA LA ESCUELA
PREPARATORIA, UBICADA EN EL PUEBLO DE SANTA
ANA TLACOTENCO, DELEGACIÓN MILPA ALTA,
MÉXICO, D.F.

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

OTHON CORONEL MARTÍNEZ

ASESOR: ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



MÉXICO 2011



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.

A quien sin escatimar esfuerzo alguno ha sacrificado gran parte de su vida, para hacer posible el sueño. A ese ser que me permite seguir con vida para compartir logros, que al igual son vuestros.

Por haber sido mi luz en este recorrido, ese eslabón que fue soldando a mí para seguir formando mi destino, la fuerza intensa que me alentó a seguir, ese sutil grito que me animó a levantarme después de caído.

Es humilde y muy sincero el agradecimiento.

"Estrella de la mañana, leyenda que no muere en el exilio, casualidad que se embarca en las costas bellas de la vida"

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	7
CAPÍTULO 1.	
1. ANTECEDENTES	10
1.1. Regional	10
1.2. Local	11
CAPÍTULO 2.	
2. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO EN LA REGIÓN Y PREDIO DE INTERÉS	12
2.1. Características regionales	12
2.2. Características locales	13
CAPÍTULO 3.	
3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	15
3.1. Definición de talud	15
3.2. Estabilidad de taludes en arenas	16
3.3. Características y aspectos críticos de varios tipos de problemas de estabilidad de taludes	17
3.3.1. Terraplenes granulares contruidos en suelos firmes o rocas	17
3.3.2. Terraplenes cohesivos contruidos en suelos firmes o rocas	18

3.3.3. Terraplenes en terreno blando	20
3.3.4. Taludes en excavaciones	22
3.3.5. Laderas naturales	24
3.3.6. Taludes con problemas especiales	25
3.4. Tipos de falla en taludes	27
3.5. El método sueco	32
3.6. Método simplificado de bishop	34
3.7. Validez de los métodos de equilibrio límite	38
3.7.1. Conclusiones sobre métodos de equilibrio límite	38

CAPITULO 4.

4. ESTABILIDAD DE TALUDES	40
4.1. Métodos de estabilización de taludes y deslizamiento	40
4.2. Muros	46
4.2.1. Clasificación de los muros de contención	46
4.2.2. Presión lateral	49
4.3. Anclajes	50
4.3.1. Criterio de diseño	50
4.3.2. Clasificación de los anclajes	52
4.3.2.1. Anclas según su aplicación en función del tiempo de servicio	52
4.3.2.2. Anclas según su forma de trabajar	52
4.3.2.3. Anclajes inyectados	54
4.3.3. Parte de los anclajes	55
4.3.4. Protección contra la corrosión	58
4.3.5. Sistema de anclas auto perforantes	60
4.4. Suelo- cemento	61
4.4.1. Relación esfuerzo- cemento	65
4.4.2. Resistencia a la compresión simple	65
4.4.3. Operaciones constructivas	67

4.4.4. Métodos comunes de construcción	69
4.4.5. Compactación	70
4.4.6. Construcción de muros	70
CAPÍTULO 5.	
5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD SEGÚN CASO PRÁCTICO	72
5.1. Procedimiento de análisis de estabilidad de un talud dado	73
5.2. Revisión de la estabilidad del talud en condiciones estáticas	73
5.3. Revisión de la estabilidad del talud en condiciones dinámicas	75
5.4. Alternativa con muros de contención, confinando el talud con suelo – cemento	76
5.5. Análisis de estabilidad de los muros de contención	76
5.6. Empuje sobre los muros de contención	77
5.7. Estabilidad de los muros de contención	79
5.7.1. Revisión por volteo	80
5.7.2. Revisión por capacidad de carga	81
5.7.3. Revisión por deslizamiento	83
5.8. Procedimiento constructivo	86
CONCLUSIONES	89
ANEXOS	92
BIBLIOGRAFÍA	112

INTRODUCCIÓN.

En los últimos años se han realizado diversos estudios de campo por parte del Gobierno Federal, con el objeto de mejorar y situar zonas escolares. Estos resultados mostraron que la delegación Milpa Alta es adecuada para la construcción de nuevas escuelas, ya que la población no cuenta con instalaciones que estimulen la educación, la delegación logro satisfacer económica y culturalmente aquellos propósitos que la sociedad ha venido buscando desde hace tiempo.

Milpa Alta constituye una de las 16 delegaciones del Distrito Federal el suelo que predomina es montañoso, dando lugar a una serie de desniveles y taludes que son factor de importante cuidado y observación por parte de los ingenieros. Al pie de uno de estos taludes con ubicación en zona I (denominada zona de lomas) y dirección en calle Francisco I. Madero oriente No. 154, se dio pauta para construir la "Preparatoria Milpa Alta", con base a los estudios antes realizados la situación crítica o problema se situó en el diseño de los muros de contención con un confinamiento del talud a base de suelo cemento para lograr una estabilidad de taludes proporcionando seguridad para los que frecuenten y vivan en esta zona por los riesgos geológicos que cause el movimiento de tierras, la humedad, grietas y factores importantes que son comunes encontrar en la zona I.

Tomando en cuenta el factor de seguridad admisible indicado en el reglamento de construcción para el Distrito Federal se consignan las recomendaciones juzgadas más convenientes para la estabilidad de taludes, este trabajo de investigación menciona varios métodos para estabilizar un talud, como son los muros de contención, mallas electro soldadas, un sistema de anclaje suelo cemento, por mencionar algunos. Aquí se plasman los estudios, cálculos y análisis de los métodos realizados en los principios del trabajo de investigación.

CAPITULO 1: ANTECEDENTES.

Cubre el desarrollo geográfico de la delegación Milpa Alta, donde el clima ha influido ocasionando importantes cambios significativos a la región de interés, haciendo mención a grandes rasgos de características que se desglosan en los capítulos siguientes. Es necesario saber las condiciones en las que se encuentra el terreno para que el ingeniero busque su planeación y solución, dando un mejor cumplimiento en su trabajo.

CAPITULO 2: CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO EN LA REGIÓN Y PREDIO DE INTERÉS.

Este segundo apartado describe cada uno de los tipos de suelo, como son los basaltos empacados por suelos areno limosos compactados, así como el factor de la humedad, que es un elemento importante para causar una presión hidrostática causada por la filtración de agua.

CAPITULO 3: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

El tema central de este capítulo abarca desde la conformación de un talud, el concepto y partes de éste. Se tratan además los aspectos más relevantes del análisis del problema a la estabilización de cada tipo de suelo. Destaca las características y factores que el suelo pueda presentar causando los diferentes tipos de fallas; por deslizamiento superficial, falla por movimiento de cuerpo del talud, flujos, falla por erosión y fallas por licuación.

Presentando soluciones a los diferentes métodos de equilibrio, diseñados por ingenieros que han implementado con el paso del tiempo, haciendo más asertiva la solución en los trabajos de la estabilidad del talud.

CAPITULO 4: ESTABILIDAD DE TALUDES.

Respecto a las soluciones encontradas, se plantean los diferentes elementos que brindan equilibrio y estabilidad mencionando los más importantes y utilizados en nuestro países. En primer lugar tenemos los muros de contención seguido de anclas y suelo cemento dando características y condiciones de uso en cada uno.

CAPITULO 5: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD SEGÚN CASO PRÁCTICO.

Abordando los temas dentro de toda la investigación desarrollada en los capítulos anteriores, es llevado a la práctica en un caso real el procedimiento que llevó a determinar la mejor de las soluciones, mencionando alternativas de retención y aquellos problemas que surgen paso a paso, llegando así al proceso constructivo que la obra exige.

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES.

1.1. REGIONAL.

La delegación Milpa Alta se localiza entre los 19°04' y 19°12' de latitud norte y los 98°57' y 99°08' de longitud oeste. La superficie que cubre el área es de 28 464 ha. Políticamente se ubica al sur del Distrito Federal y sus límites son: al norte con las delegaciones Xochimilco y Tláhuac, al este con el Estado de México, al oeste con las delegaciones Xochimilco y Tlalpan y al sur con el Estado de Morelos.

El clima que presenta, es C (w2) (w) que significa templado subhúmedo con lluvias en verano y una temperatura media anual de 14.4° C y una precipitación anual de 878.9 mm. La precipitación es heterogénea en su distribución, ya que se presentan precipitaciones de 1 200 mm anuales en las partes altas y en las áreas más bajas se registran 580.6 mm anuales, en promedio.

En lo que se refiere a la hidrología, el área está muy poco disecada por corrientes fluviales, debido a lo reciente de la conformación de su relieve y a la naturaleza del material volcánico, pues la mayor parte de la precipitación se infiltra, constituyendo una importante área de recarga de acuíferos.

Los suelos son de origen volcánico, presentándose las unidades siguientes: Litosol, Andosol, Regosol y Phaeozem.

Los principales tipos de vegetación están representados por bosque de pino, bosque de oyamel, bosque mixto (pino-aile-encino), pastizal y matorral. Los usos del suelo son el forestal, agrícola, pecuario y urbano, y las principales actividades económicas son, la agricultura de temporal con cultivos de avena forrajera y nopal de verdura, además se siembra papa, haba, frijol, chícharo, calabacita y maíz.

1.2. LOCAL.

En el predio ubicado en Francisco I. Madero Oriente No. 154, Colonia La Lupita, Pueblo Santa Ana Tlacotenco, Delegación Milpa Alta, México, DF., en el que se presentó una falla local del talud que se tiene en la parte posterior del predio de interés, donde se proyecta construir la Escuela Preparatoria Milpa Alta. La localización del predio de interés, se muestra en la figura 1.

Durante los recorridos realizados se observó que la mayor parte de la longitud de la corona del talud analizado se tiene una vialidad y construcciones de un nivel, como se observa en la figura 2.

Considerando que las características de los materiales naturales que constituyen al talud de interés han sido alterados por el intemperismo o modificados por la construcción de la preparatoria, se juzga necesario efectuar un estudio consistente en un levantamiento geológico superficial, levantamiento topográfico del perfil actual del talud (a través de cortes, proporcionados por el cliente), y el análisis de los resultados obtenidos, con las que podrán dictaminarse la alternativa de retención que se juzga más adecuada para garantizar la estabilidad del talud de interés y mantener un factor de seguridad admisible para condiciones a largo plazo.

En este informe se describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, y se consignan las recomendaciones que se juzgan más convenientes para la estabilidad de cada uno de los taludes de interés, conservando un factor de seguridad admisible.

CAPÍTULO 2. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO EN LA REGIÓN Y PREDIO DE INTERÉS.

2.1. REGIONAL.

La superficie de Milpa Alta es de algo más de 228 kilómetros cuadrados. Presenta un relieve sumamente montañoso. Rodeando el volcán Teuhtli hay una franja de tierra con una pendiente poco pronunciada que poco a poco se va elevando a medida que se avanza rumbo al poniente.

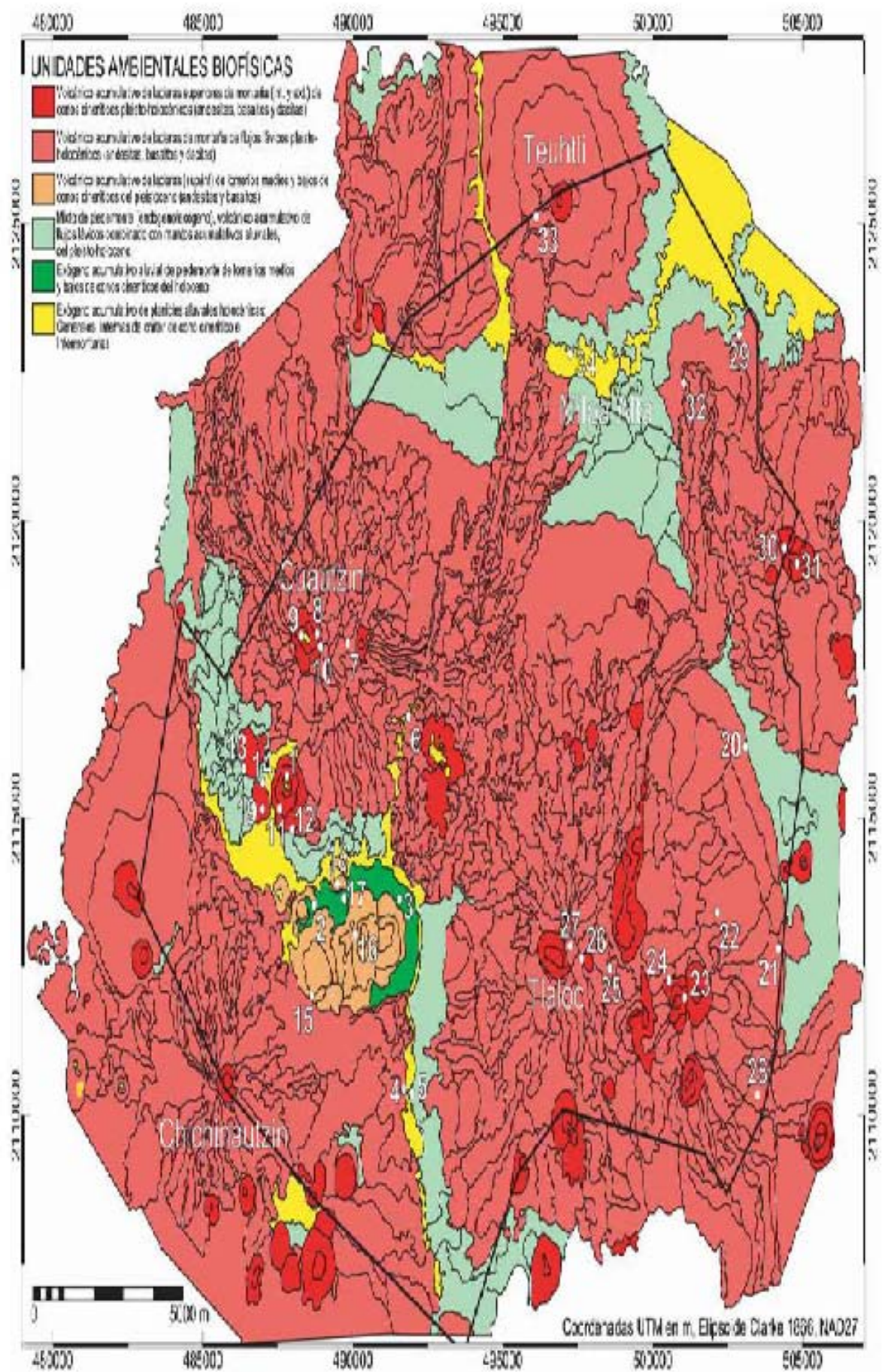
Más del 96% de la superficie de Milpa Alta es producto de la actividad geológica del cuaternario, como ya se ha señalado. Por ello, una gran parte de los casi 230 kilómetros cuadrados de su territorio están cubiertos por alguna clase de roca volcánica, especialmente basalto (35% de la superficie) y toba. Menos de dos kilómetros cuadrados del territorio están cubiertos por suelo de carácter aluvial.

La mayor parte del territorio milpaltense se localiza en la cuenca del río Moctezuma de la región hidrológica del río Pánuco. El 60% de la delegación pertenece a esta región, en tanto que el resto pertenece a la cuenca del río Grande de Amacuzac, de la región hidrológica del Balsas. Sin embargo, no posee ninguna corriente permanente de agua por la característica porosa de sus suelos. En temporada de lluvias, de las laderas de sus cerros escurren pequeños arroyos, de los cuales, los más grandes son el Cuauhtzin, que escurre del cerro de ese mismo nombre, y el Tlatixhuatanca, que escurre por la ladera norte del volcán Tláloc.

2.2. LOCAL.

El sitio de interés se localiza al sur de la Ciudad de México, en la zona I denominada zona de Lomas según la regionalización establecida por Del Castillo¹. Los resultados del levantamiento geológico superficial y de la información que se tiene del lugar indican que en esta zona se encuentran basaltos empacados por suelos arenolimosos compactos, de alta capacidad de carga y baja deformabilidad.

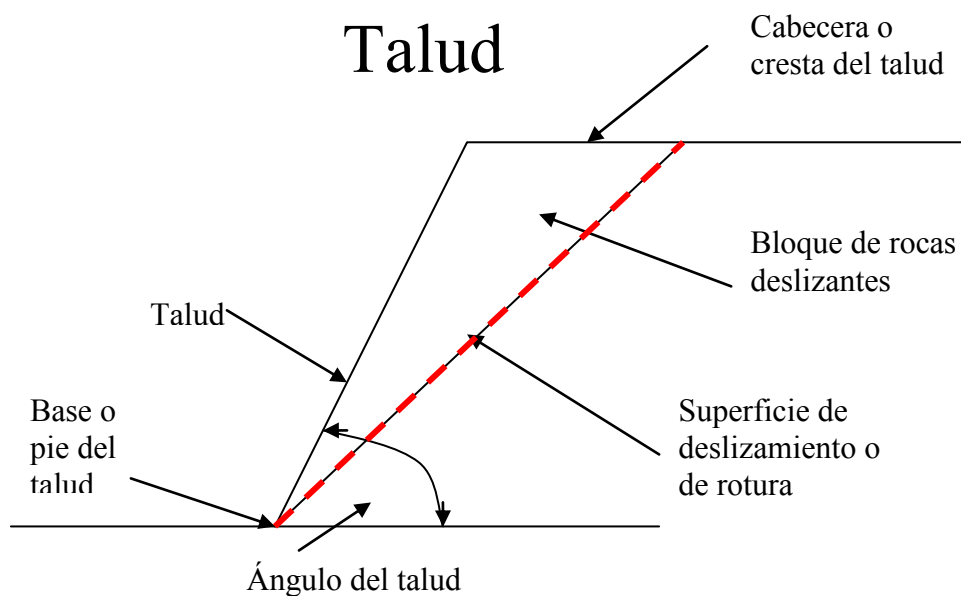
¹ Del castillo M.R. “El subsuelo y la ingeniería cimentaciones en el área urbana del valle de México” simposio, S.M.M.S.



CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

3.1. DEFINICIÓN DE TALUD.

Entenderemos por talud a toda superficie de suelo inclinado, respecto a la horizontal que haya de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (Laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).



Inclinación o pendiente de un terreno que queda al excavar.

Diremos que un talud ha fallado cuando el estado de esfuerzos se ha modificado, en tal forma que su estabilidad es afectada en perjuicio de su funcionalidad, pudiendo presentarse la destrucción total en estado latente.

3.2. ESTABILIDAD DE TALUDES EN ARENAS.

La estabilidad de un talud homogéneo con su suelo de cimentación, construido con un suelo puramente friccionante, tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas constituyentes, por lo cual, para garantizar la estabilidad bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna de la arena, que en un material suelto, seco y limpio se acercará mucho al ángulo de reposo. Por lo tanto la condición límite de estabilidad es, simplemente:

$$\alpha = \Phi$$

Sin embargo, si el ángulo α es muy próximo a Φ , los granos de arena próximos a la frontera del talud no sujetos a ningún confinamiento importante quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el viento o por el agua. Por eso es recomendable que α sea algo menor que Φ . Esto ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores α y Φ , basta que tal factor tenga un valor del orden de 1.1 o 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

3.3. CARACTERÍSTICAS Y ASPECTOS CRÍTICOS DE VARIOS TIPOS DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

3.3.1. TERRAPLENES GRANULARES CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME O ROCA.

La estabilidad de los terraplenes de relleno constituidos por gravas, arenas y limos depende de:

- a) Ángulo de fricción interna del material, ϕ' ;
- b) La pendiente del terraplén;
- c) El peso unitario del terraplén γ ;
- d) Las presiones de poro;

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento superficial que puede ser analizado utilizando métodos simples de análisis de pendiente infinita.

Los valores de ϕ para el análisis se obtienen de ensayos triaxiales drenados o ensayos de corte directo, o por correlaciones de granulometría, densidad relativa y forma de partículas. La presión de poros debido a infiltraciones de agua reduce la estabilidad del terraplén.

Los taludes en arenas finas, arenas limosas y limos son susceptibles a la erosión de las aguas superficiales; se deben instalar cunetas de drenaje, banquetas y plantar vegetación en dichos taludes para reducir la velocidad del agua de escorrentía y retardar la erosión. Los taludes saturados en materiales granulares están sujetos a licuación y flujo de tierra; los taludes secos a asentamientos y derrumbes. Se necesitan densidades relativas mayores del 50% para asegurar la estabilidad sísmica.

3.3.2. TERRAPLENES COHESIVOS CONSTRUIDOS EN SUELO FIRME O ROCA.

La estabilidad de terraplenes de suelos cohesivos, tales como arcillas, arenas arcillosas y gravas arcillosas, depende de:

- a) La resistencia al cortante (c , ϕ ó c' , ϕ');
- b) El peso unitario del material;
- c) La altura del terraplén;
- d) La pendiente del mismo y ;
- e) Las presiones de poro.

El mecanismo de falla crítico es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la superficie del terreno firme.

Con respecto a los terraplenes construidos con suelos cohesivos que drenan muy lentamente, puede ser necesario analizar la estabilidad para varias condiciones de presión de poros.

1) Condición Al Final de la Construcción o Corto Plazo ($\phi = 0$). Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales no consolidados-no drenados (UU ó Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis; los efectos de las presiones de poro en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de resistencia c y ϕ . Las presiones de poros en suelos cohesivos compactos bajo condiciones no drenadas dependen principalmente de la densidad, contenido de humedad y esfuerzos totales aplicados. Si los especímenes de laboratorio son compactados a las condiciones de campo de densidad, contenido de humedad y son cargados bajo condiciones no drenadas, las presiones de poro inducidas en el espécimen serán las mismas que las presiones de poro a corto plazo en el campo, donde las presiones totales son las mismas.

Las presiones de agua externa tienen un efecto estabilizador en los taludes; deben ser tomadas en cuenta tanto en el análisis con esfuerzos totales como esfuerzos efectivos.

2) Condición a Largo Plazo. Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos con parámetros de resistencia determinados en ensayos triaxiales drenados (CD o S), o ensayos de corte directo, o ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de la presión de poros (CU o R) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. Las resistencias al cortante se relacionan a los esfuerzos efectivos por medio de los parámetros c' y ϕ' .

Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Las presiones de poro internas y externas deben incluirse en el análisis.

3) Condición de Desembalse Rápido o Similar. Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos totales con parámetros de resistencia medidos en ensayos triaxiales consolidados – no drenados (CU o R) en especímenes compactados a la densidad y contenido de humedad de campo. La resistencia no drenada se relaciona a la presión de consolidación, sin usar los valores de c y ϕ .

El análisis de estabilidad se ejecuta con la determinación para cada punto a través del cual pasa la superficie de falla, del esfuerzo efectivo antes del desembalse o cambio de carga. El esfuerzo efectivo determinado es la presión de consolidación, que determina la resistencia no drenada en dicho punto. Con las resistencias determinadas en los puntos a lo largo de la superficie de falla, se analiza la estabilidad con el método de esfuerzos totales.

Las presiones de poro no se consideran explícitamente en el análisis. Dichos efectos están considerados en la relación entre la resistencia no drenada y la presión de consolidación.

3.3.3. TERRAPLENES EN TERRENO BLANDO.

La estabilidad de terraplenes construidos en terreno blando depende de:

- a) La resistencia al corte del terraplén, caracterizada por los parámetros c , ϕ o c' , ϕ' ;
- b) El peso unitario del terraplén;
- c) La altura del terraplén;
- d) El ángulo del talud;
- e) La resistencia al corte de la cimentación, caracterizada por los parámetros c o c' y ϕ o ϕ' ; y
- f) Las presiones de poro.

El mecanismo de falla crítica es usualmente un deslizamiento profundo tangente a la parte superior de un estrato resistente en la cimentación. Una gran parte de la superficie de falla se localiza dentro de la cimentación, especialmente cuando el terreno blando es profundo, y por lo tanto la estabilidad del terraplén depende de la resistencia al cortante de la cimentación.

Usualmente la condición a corto plazo en terraplenes en terreno blando es la más crítica, ya que la cimentación se consolida con el peso del terraplén, ganando resistencia con el tiempo. Sin embargo, puede ser necesario analizar también la estabilidad para otras condiciones de presión de poros.

1) Condición al Final de la Construcción o Corto Plazo.- Si el terraplén es granular, su resistencia debe ser tratada en términos de esfuerzos efectivos. Los valores de fricción a ser usados en el análisis deben determinarse de ensayos triaxiales drenados o corte directo, o por correlaciones con densidad relativa, granulometría y forma de partículas. Las presiones de poro en material

granular se pueden determinar por medio de redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el terraplén está constituido por suelo cohesivo de baja permeabilidad, su resistencia a corto plazo deberá tratarse en términos de esfuerzos totales. Su resistencia puede determinarse por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU o Q) en especímenes compactados a la misma densidad y contenido de humedad que en el campo.

La cimentación en arcilla blanda tiene baja permeabilidad, por lo que durante la construcción no hay disipación de presión de poros. En estas condiciones la resistencia al corte de la arcilla deberá ser tratada en términos de esfuerzos totales y su valor determinado de ensayos triaxiales no consolidados – no drenados (UU o Q) en especímenes inalterados.

En arcillas saturadas el valor de la fricción es cero para ensayos no consolidados – no drenados, por lo que su resistencia no drenada es igual a la cohesión. Dicho parámetro también puede ser determinado de ensayos de compresión no confinada o veleta, con las correcciones respectivas.

Las presiones de poro internas no se consideran explícitamente en el análisis de esfuerzos totales, pero sus efectos en los ensayos no drenados se reflejan en los valores de c y ϕ . Si los especímenes de laboratorio son representativos de los suelos en el campo, las presiones de poro en los especímenes de laboratorio serán las mismas que en el campo, donde los esfuerzos totales son iguales; el uso de parámetros de resistencia en esfuerzos totales de ensayos no drenados toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones no drenadas a corto plazo.

Las presiones de agua externas deberán ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea en esfuerzos totales o en esfuerzos efectivos.

2) Condición a Largo Plazo.- Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia del terraplén y

la cimentación obtenidos de ensayos triaxiales drenados (CD o S) o consolidados – no drenados con medición de presión de poros (CU o R), o ensayos de corte directo. Los especímenes de la cimentación deberán ser inalterados y los del terraplén deberán ser compactados a las condiciones de campo.

Las presiones de poro son gobernadas por condiciones de infiltración constante y se determinan por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deberán ser incluidas en el análisis.

3) Condición de Desembalse Rápido o Similar.- Esta condición se analiza con métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte de terraplén y cimentación obtenidas de ensayos consolidados – no drenados (CU o R). La interpretación y procedimiento de análisis es similar al presentado para terraplenes en suelo firme.

3.3.4. TALUDES EN EXCAVACIONES.

La estabilidad de una excavación depende de:

- a) La resistencia del terreno donde se excava el talud, caracterizada por sus parámetros de resistencia c y ϕ ó c' y ϕ' ;
- b) El peso unitario del terreno;
- c) La altura del talud;
- d) La pendiente del talud;
- e) La presión de poros.

El mecanismo de falla crítico es usualmente una superficie profunda en terrenos cohesivos homogéneos, y un deslizamiento superficial en terrenos granulares homogéneos. En taludes heterogéneos la superficie crítica puede ser superficial o profunda, dependiendo de la resistencia y el perfil del terreno. La estabilidad a largo plazo de los taludes de excavación en terrenos cohesivos es usualmente más crítica que la estabilidad a corto plazo, debido a que el terreno cercano a la excavación se expande bajo la reducción de esfuerzos,

quedando más débil con el tiempo. Sin embargo, será necesario analizar la estabilidad de excavaciones para diferentes condiciones de la presión de poros.

1) Condición al Final de la Construcción o Corto Plazo.- Si el talud se excava total o parcialmente en talud granular, sin desarrollo de exceso de presión de poros al final de la construcción, su resistencia deberá ser tratada en términos de esfuerzos efectivos.

Los valores de ϕ' deberán ser determinados por ensayos triaxiales drenados, corte directo o por correlaciones con granulometría, densidad relativa y forma de partículas. Las presiones de poros son las de infiltración constante y pueden ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración.

Si el talud se excava total o parcialmente en suelos cohesivos de baja permeabilidad, sus resistencias deben tratarse en términos de esfuerzos totales.

Dichas resistencias se determinan por ensayos triaxiales no consolidados – no drenados en especímenes inalterados. En el caso de arcillas saturadas, la cohesión es la resistencia no drenada y puede ser determinada además por ensayos de compresión no confinada o veleta con las correlaciones respectivas.

Las presiones de poros internas no se consideran explícitamente en este análisis, los efectos de la presión de poros en ensayos no drenados se reflejan en los valores de c y ϕ . Las presiones de poro inducidas en especímenes inalterados serán las mismas que en el campo en lugares donde los esfuerzos totales son los mismos, el uso de parámetros de resistencia en función de esfuerzos totales de ensayos no drenados toma en cuenta apropiadamente los efectos de la presión de poros en condiciones a corto plazo, no drenadas.

Las presiones de agua externas deben ser tomadas en cuenta en el análisis de estabilidad, ya sea realizado en función de esfuerzos totales o efectivos.

2) Condición a Largo Plazo.- Esta condición puede analizarse utilizando métodos de esfuerzos efectivos, con parámetros de resistencia al corte determinados de ensayos triaxiales (CD o S), consolidados – no drenados con medición de presión de poros (CU o R) o ensayos de corte directo, realizados en especímenes inalterados de suelo. Las presiones de poro están gobernadas por condiciones de infiltración constante, pudiendo ser determinadas por redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y externas deben ser incluidas en el análisis.

3) Condición de Desembalse Rápido o Similar.- Esta condición puede ser analizada utilizando métodos de esfuerzos totales, con resistencias al corte determinadas de ensayos triaxiales consolidados – no drenados (CU o R) en especímenes inalterados. La interpretación de los ensayos y los procedimientos de análisis son similares a los descritos en el caso de terraplenes en suelo firme.

3.3.5. LADERAS NATURALES.

Si una ladera natural se modifica por cortes y rellenos, será necesario analizar la estabilidad de la misma para las diferentes condiciones de la presión de poros. Los terraplenes en laderas naturales pueden ser tratados de acuerdo a los procedimientos de terraplenes descritos anteriormente y los cortes o excavaciones en laderas naturales pueden ser analizados siguiendo los procedimientos descritos para taludes en excavaciones.

Si una ladera natural ha existido en la misma condición por muchos años y ha llegado a un equilibrio con las condiciones de infiltración del terreno, debe ser analizada utilizando procedimientos de esfuerzos efectivos.

La resistencia puede ser determinada utilizando ensayos triaxiales drenados (CD o S); ensayos de corte directo o ensayos triaxiales consolidados – no drenados con medición de presión de poros (CU o R). Las presiones de poro pueden ser determinadas por mediciones de campo o utilizando redes de flujo u otro tipo de análisis de infiltración. Las presiones de poro internas y presiones de agua externas deben ser incluidas en el análisis.

3.3.6 .TALUDES CON PROBLEMAS ESPECIALES.

Existen diferentes tipos de terreno que presentan problemas especiales o inusuales de estabilidad de taludes naturales o excavaciones:

- ❖ **ARCILLAS DURAS FISURADAS Y LUTITAS:** La resistencia cortante de muchos de estos materiales puede reducirse considerablemente si han estado sujetos a desplazamientos que son mayores que los desplazamientos correspondientes a la resistencia máxima (pico). Existe evidencia que en este tipo de suelo, las fallas de los taludes pueden ser del tipo progresivo y que en un período largo la resistencia al cortante se puede reducir al valor residual. Sin embargo, en algunos casos los taludes en este tipo de terreno pueden permanecer por muchos años a ángulos que son más altos de los que corresponderían a la movilización de solamente la resistencia residual. La experiencia y práctica local es la mejor guía para el diseño apropiado en este tipo de suelos.

- ❖ **LOESS:** Debido a que este tipo de depósito contiene canales interconectados formados por raíces de plantas deterioradas, tiene una alta permeabilidad en la dirección vertical. A menos que se prevenga la infiltración vertical, el agua que discurre hacia abajo a través del suelo puede destruir las uniones pobremente cementadas entre partículas, causando erosión rápida y falla del talud. Taludes en este suelo son más estables cuando son cortes verticales para prevenir las infiltraciones. Se utilizan banquetas a intervalos para reducir el ángulo efectivo del talud. Las superficies horizontales en

las banquetas en la parte superior e inferior del talud deben ser pavimentadas o con plantas para prevenir la infiltración. La experiencia y práctica local son la mejor guía para el espaciamiento de las banquetas y para la protección de dichos taludes contra la infiltración y la erosión.

- ❖ **SUELOS RESIDUALES:** Dependiendo del tipo de roca y las condiciones climáticas, los suelos residuales pueden presentar problemas especiales de estabilidad de taludes y erosión.

Estos suelos pueden contener características estructurales de la roca madre o del proceso de meteorización; sus características pueden variar significativamente en distancias muy cortas. Bajo dichas condiciones, la determinación de parámetros de resistencia al cortante en el laboratorio puede ser muy difícil. En estas condiciones, es preferible determinar parámetros de resistencia más representativos, basados en análisis de fallas tipo postmortem, o el utilizar diseños empíricos sin análisis, basados en experiencia local.

- ❖ **ARCILLAS ALTAMENTE SENSIBLES:** Algunas arcillas marinas exhiben una pérdida dramática de resistencia al ser alteradas, pudiendo fluir al estar completamente remoldeadas. Debido al efecto de perturbación durante el muestreo, puede resultar difícil el determinar su resistencia cortante representativa en ensayos de laboratorio. La experiencia local es la mejor guía de la confiabilidad de los resultados de la resistencia cortante de laboratorio en dichas arcillas.

3.4. TIPOS DE FALLA EN TALUDES.

a) Por deslizamiento superficial.

Deslizamiento: Término más general usado para describir los movimientos de los taludes a través de una superficie de rotura determinada se pueden producir en suelos rocas rellenos artificiales o combinaciones de los mismos.

Cualquier talud está sujeto a fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a su frontera deslicen hacia abajo; el fenómeno es más intenso cerca de la superficie inclinada del talud a causa de la falta de presión normal confinante que ahí existe. Como una consecuencia la zona mencionada puede quedar sujeta a un flujo viscoso hacia abajo que, generalmente, se genera con extraordinaria lentitud. El desequilibrio puede producirse por una disminución en la resistencia del suelo al esfuerzo cortante o, en el caso de las laderas naturales, por razones de conformación geológicas que escapan en un análisis local detallado.

Este fenómeno es frecuente y peligroso en laderas naturales y, en este caso, generalmente abarcan áreas tan importantes que cualquier solución para estabilizar una estructura alojada en esa zona escapa de los límites de lo económico, no quedando entonces más recurso que en la localización de la obra de que se trate, que evite la zona en deslizamiento; también es frecuente en terraplenes para caminos y presas sobre todo en zonas de alta precipitación. Como se muestra en la siguiente figura 3.

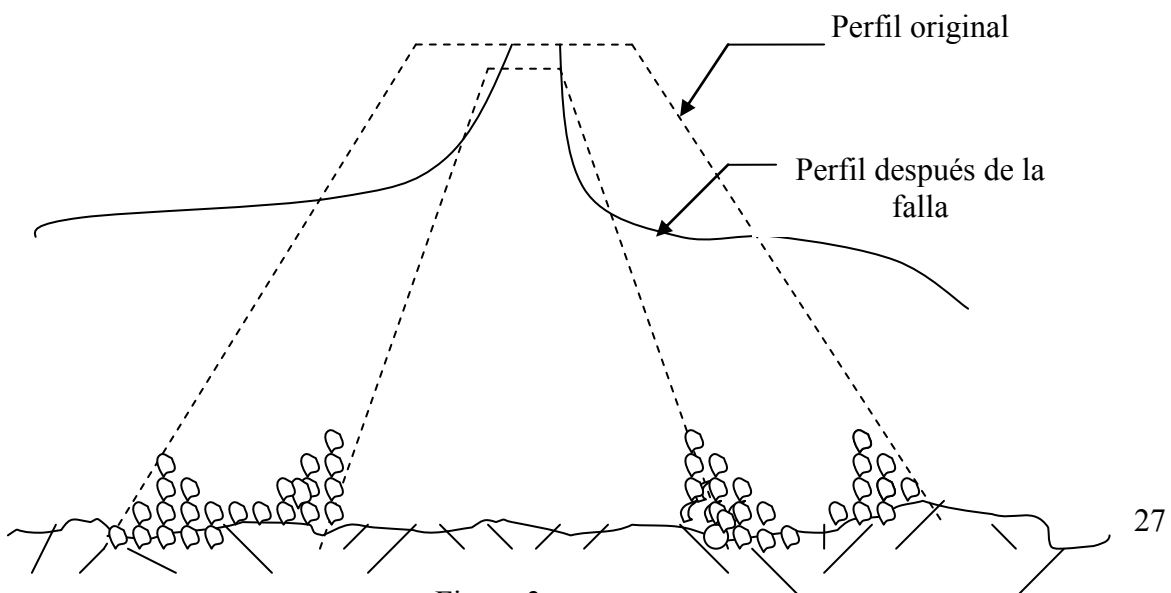


Figura 3

b) Falla por movimiento cuerpo del talud.

En esta falla es causada por los movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficie de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras.

La falla se presenta sobre todo en taludes como laderas, colinas, etc. y consiste en un desplazamiento de la totalidad de la masa del talud por debilitamiento de la resistencia al esfuerzo cortante, debido a la presencia de agua.

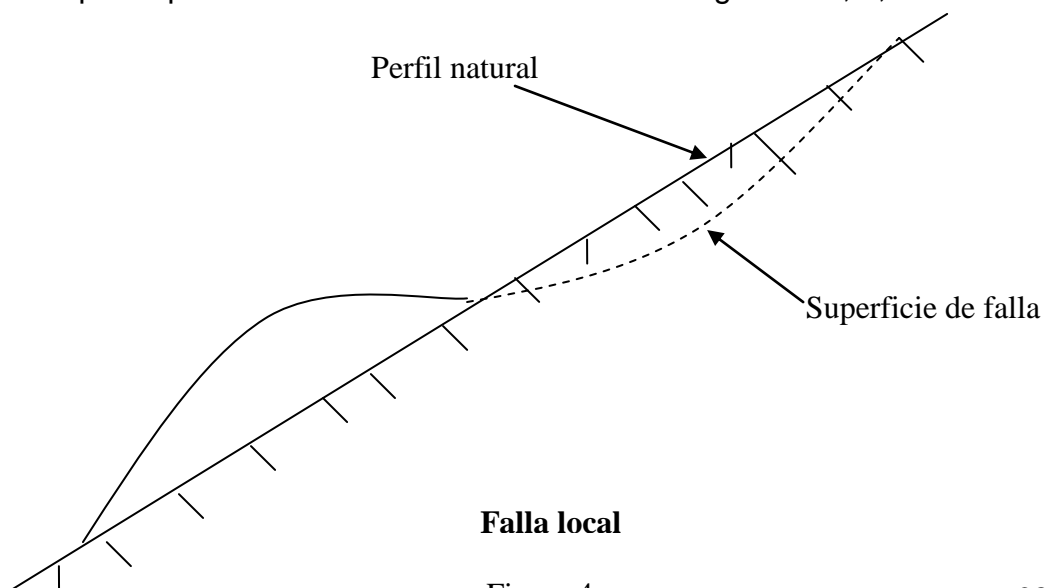
Dependiendo de la geometría de la falla, se puede presentar:

1. Por rotación.

En este caso se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin error mayor, a una circunferencia

En las fallas por rotación podemos diferenciar tres tipos, de acuerdo con el lugar del talud donde se presenta

- Falla local.
- Falla en la base del talud.
- falla por el pie del talud. Como se muestra en la figura 4- a, b, c.



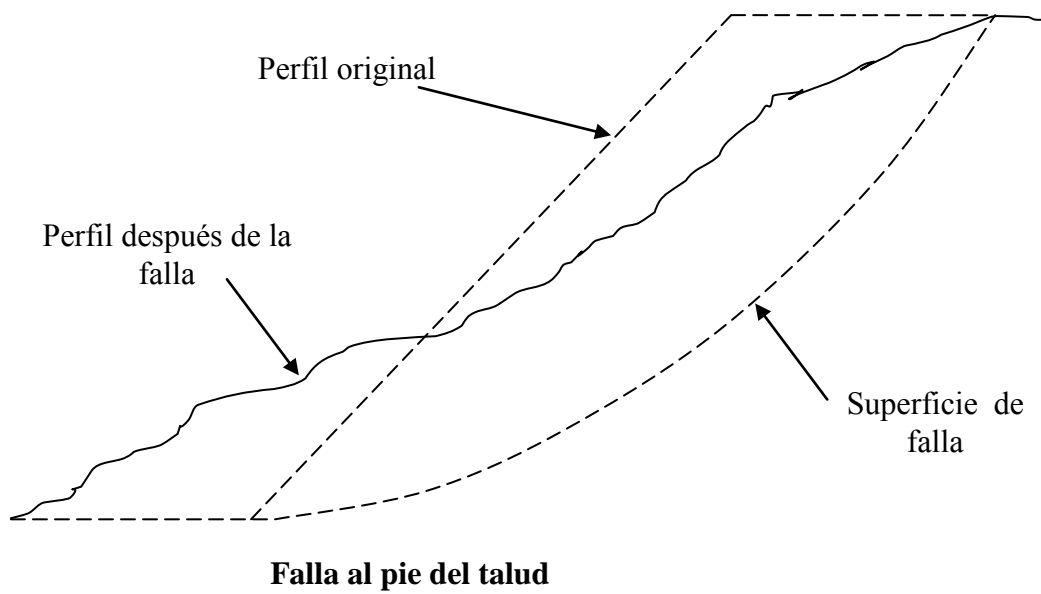


Figura 4-b

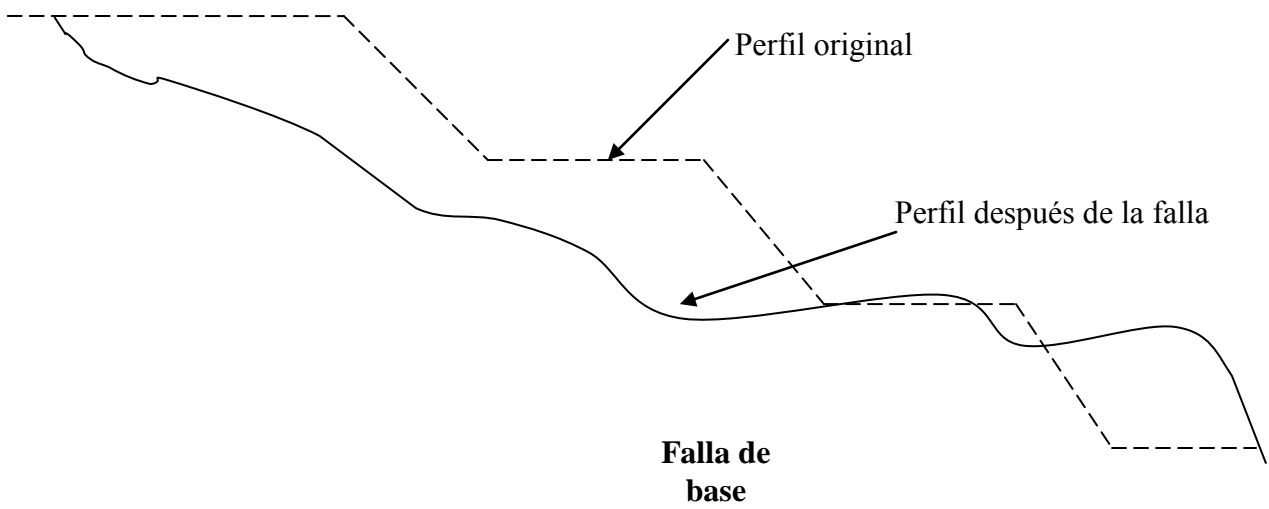


Figura 4-c

2. Por traslación.

La falla ocurre a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación. Estos planos débiles suelen ser horizontales a muy poco inclinado respecto a la horizontal. Son frecuentes en taludes donde existe un estrato inferior débil que al humedecerse pierde su resistencia ocasionando el deslizamiento de las masas de tierra como se muestra en la figura 5.

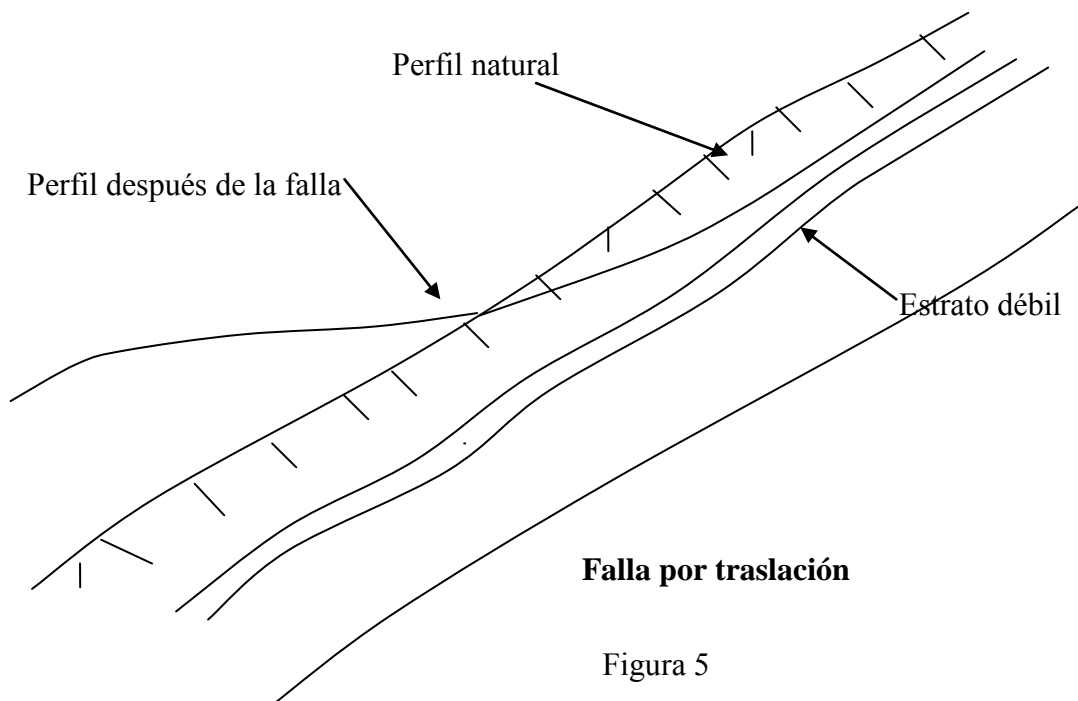


Figura 5

Es factible, dependiendo de las condiciones del suelo, que se presenten fallas compuestas, es decir, por rotación y traslación a la vez como lo ilustra la figura 6.

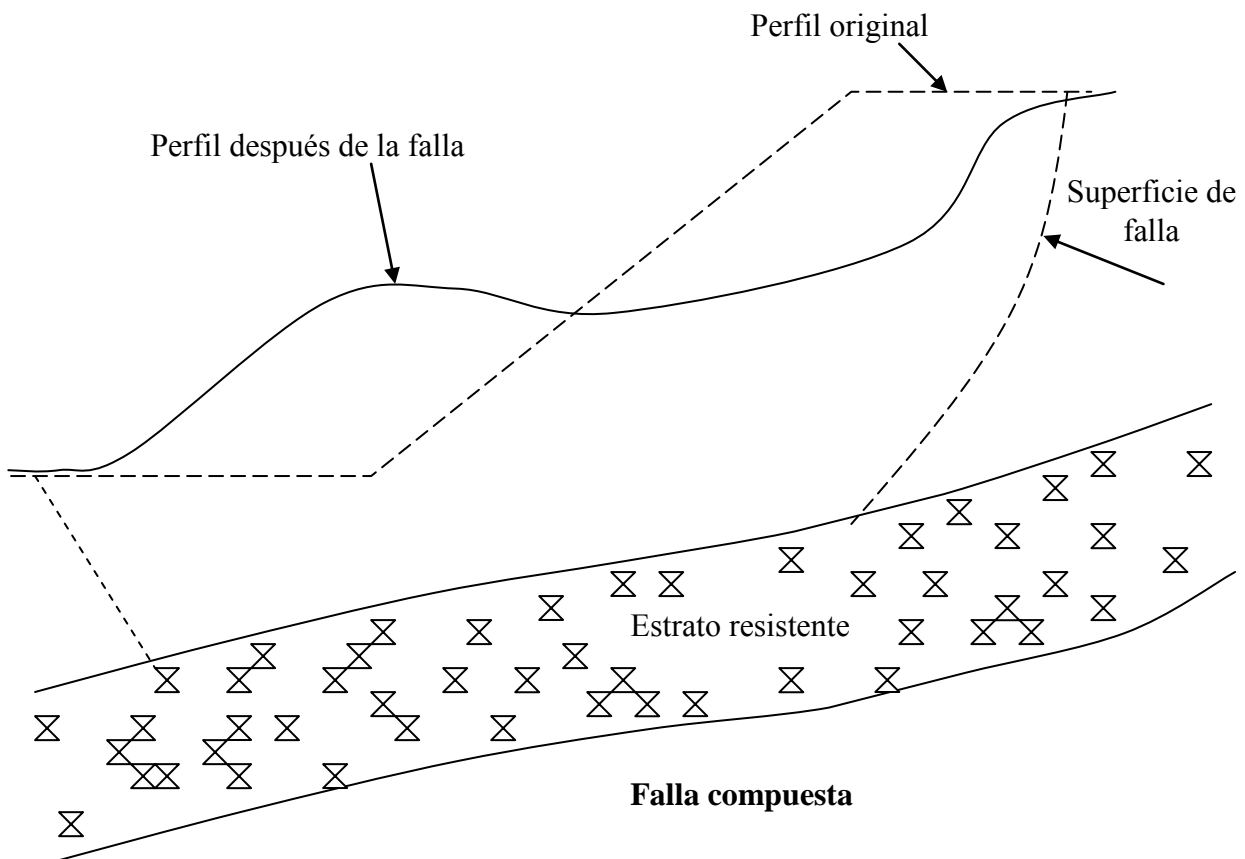


Figura 6

c) Flujos.

Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos de zonas localizadas de una ladera natural, de manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de las velocidades y de los desplazamientos asemejan el fluir de un líquido viscoso, no existe en sí una superficie de falla, o éste se desarrolla en un lapso muy breve al inicio del fenómeno.

d) Falla por erosión.

Estas son también fallas de tipo superficial provocadas por arrastres de viento, agua, etc., en los taludes. El fenómeno es un tanto más notorio cuanto más espinalada sea la ladera de los taludes. Una manifestación típica del fenómeno suele ser la aparición de irregularidades en el talud, originalmente uniformes.

e) Fallas por licuación.

Esta falla es frecuente en taludes naturales, y se debe a la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante por aumento del contenido de agua o pérdida de la resistencia por deformación, o cualquier otro tipo de degradación que puede tener lugar, aun sin cambio en el contenido de agua.

Este fenómeno es común en arcillas muy sensibles sueltas y arenas saturadas sobre todo las de baja compacidad.

f) Fallas por falta de capacidad de carga del terreno de cimentación.

Este tipo de fallas es importante sobre todo en taludes artificiales y puede manifestarse de varias formas:

1. Asentamientos diferenciales.
2. Pérdida de la resistencia por la aparición de la presión de poro.
3. Hundimientos repentinos por la existencia de grietas y cavernas.
4. Desplazamiento del terreno de la cimentación.
5. Licuación del suelo.
6. Turificación del suelo.
7. Traslación de la masa del suelo.

3.5. EL MÉTODO SUECO.

Este método comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a la falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya taza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado tiene garantizada su estabilidad.

Suelos puramente cohesivos.

Se trata de un caso de un talud homogéneo con su suelo de cimentación y en el cual la resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse con la ley:

$$s = c$$

Donde c es el parámetro de resistencia comúnmente llamado cohesión. El caso se presenta cuando se analiza las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida representa las condiciones críticas.

En este caso el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo que puede utilizarse tanto para estudiar la falla de base como la de pie del talud. La descripción que sigue se refiere a la figura 7.

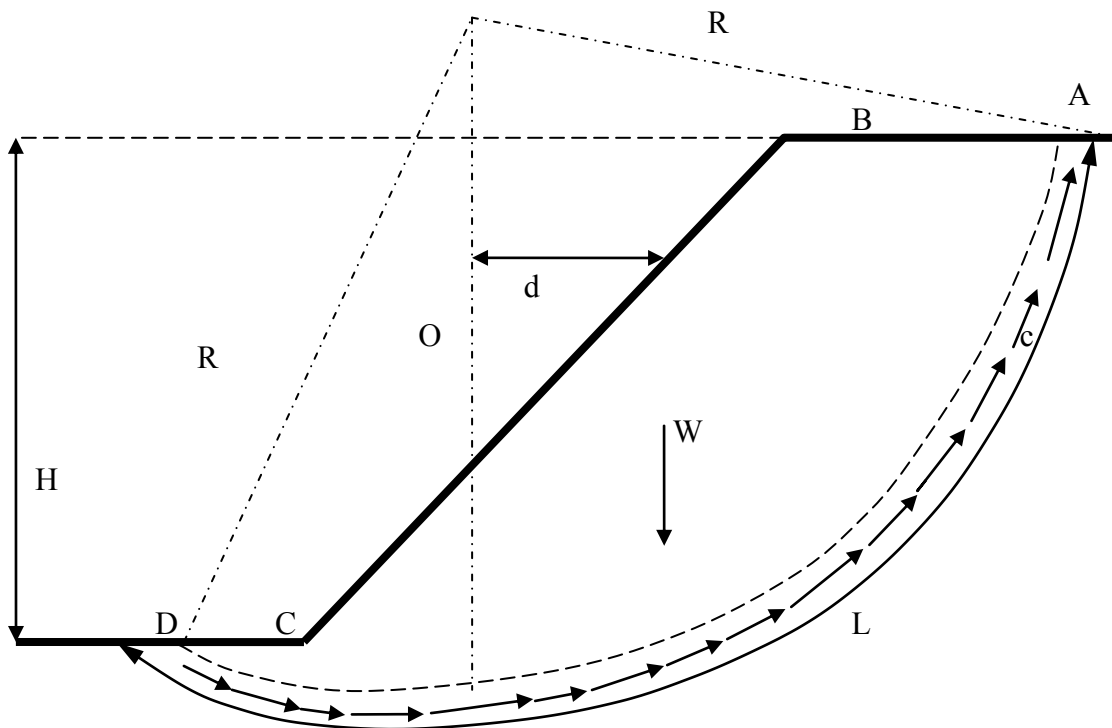


Fig. 7. procedimientos de A. Casa grande para simplificar el método sueco a un talud puramente "cohesivo"

3.6. MÉTODO DE BISHOP.

El método simplificado de bishop incluye fuerzas normales entre dovelas en su análisis e ignora los esfuerzos cortantes entre las mismas. Este método satisface sólo el equilibrio de momentos.

En este método nos conviene suponer cierto número de dovelas y que una de ellas coincida con la vertical de 0 al talud o al círculo de falla como se ve en la figura 8.

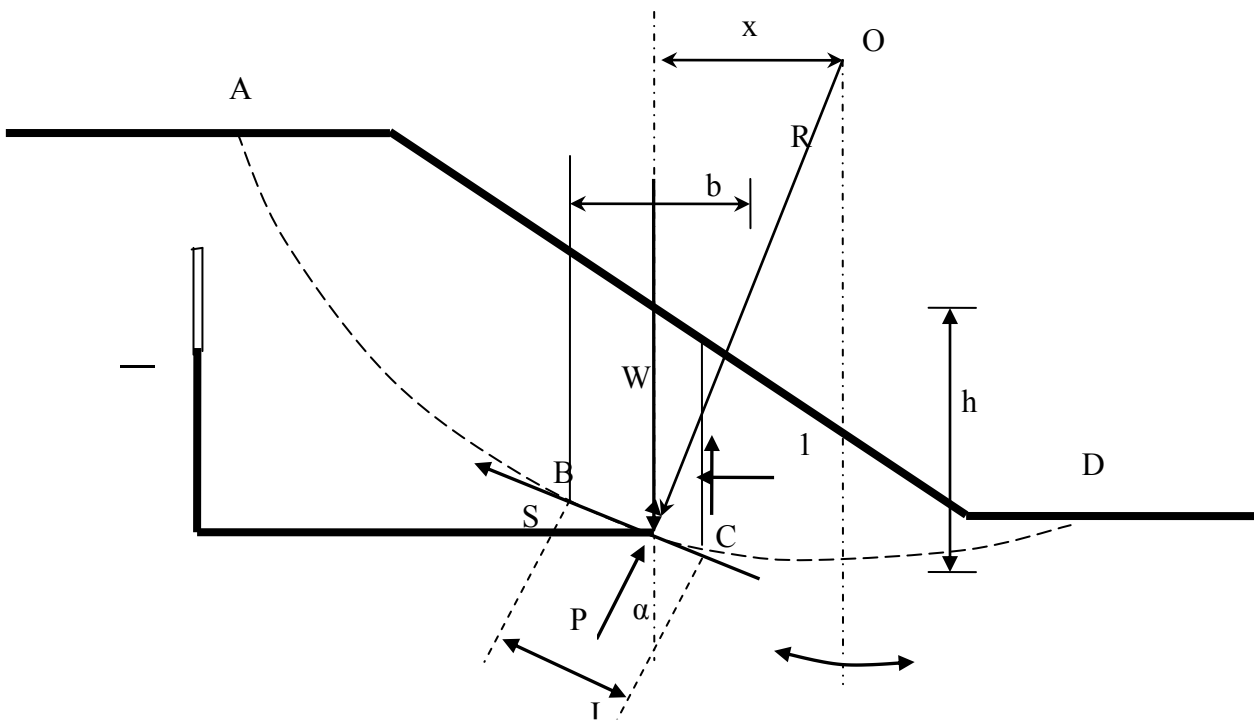


Fig. 8 Talud con superficie circular de falla

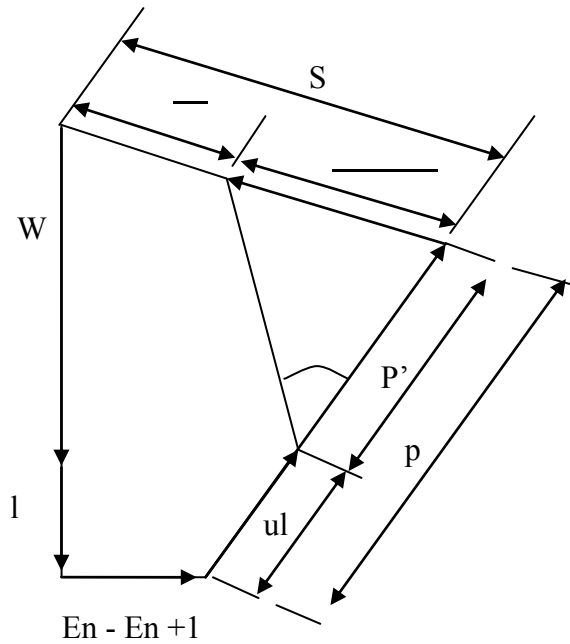


Diagrama de fuerzas que actúan en una dovela

E_n, E_{n+1} : denota la resultante de las fuerzas horizontales en las secciones n y $n+1$ respectivamente.

X_n, X_{n+1} denota la resultante de las fuerzas verticales

W denota el peso total de la dovela

P denota la fuerza total normal que actúa en la base de la dovela

S denota la fuerza cortante que actúa en la base de la dovela

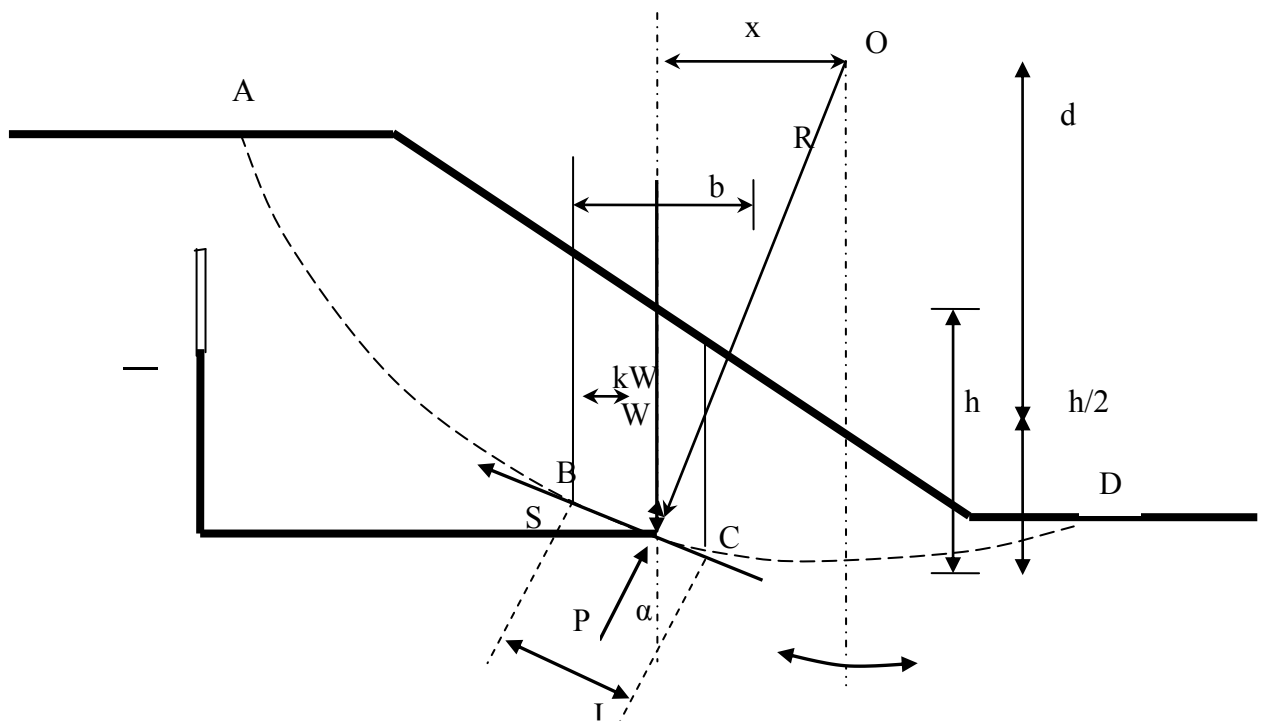
h denota la altura de la dovela

b denota el ancho de la dovela

l denota la longitud BC

Denota el ángulo entre bc y la horizontal

x denota la distancia horizontal del centro de la dovela al centro de rotación.



Talud con superficie circular de falla considerando sismo

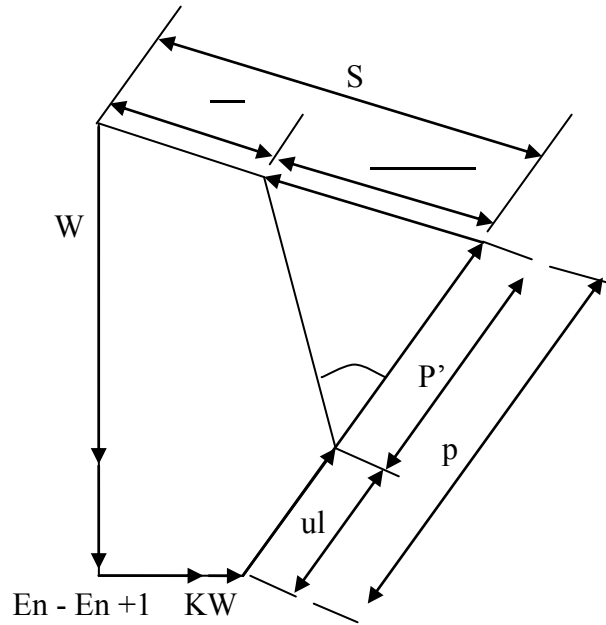
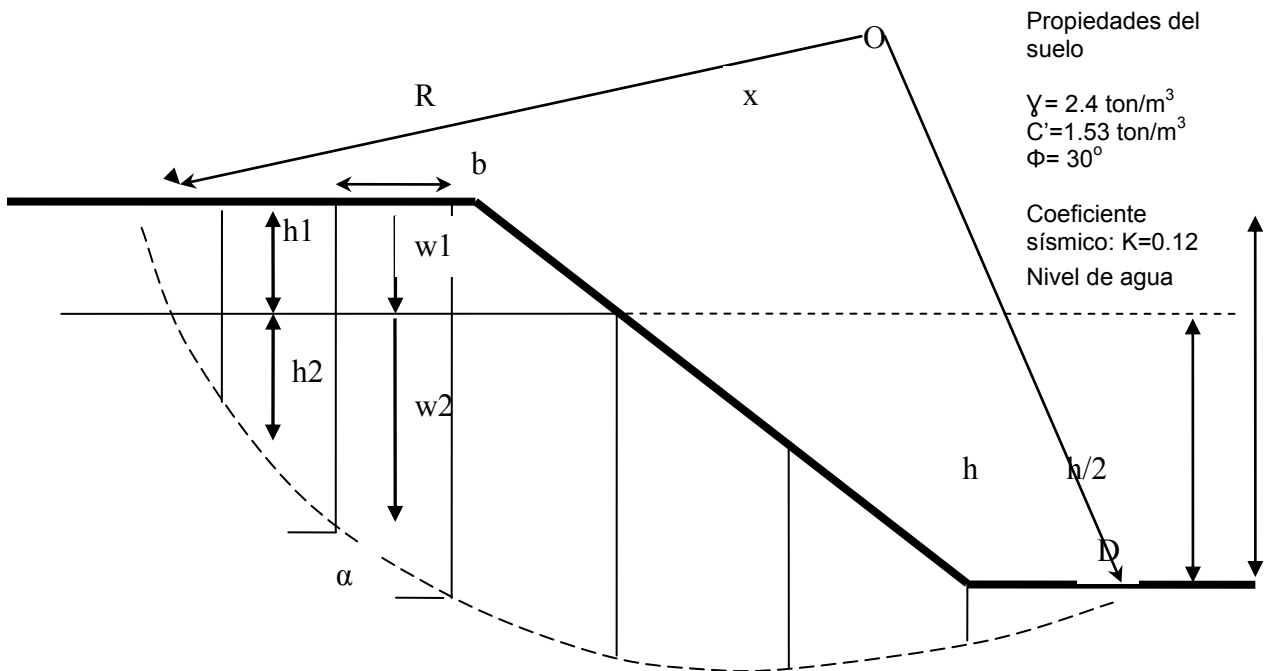


Diagrama de fuerzas que actúan en una dovela incluyendo fuerzas sísmicas



Sección del talud del problema practico resuelto

3.7. VALIDEZ DE LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.

Los análisis de equilibrio límite tienen algunas limitaciones las cuales están relacionadas principalmente porque no tienen en cuenta las deformaciones.

Como los métodos de equilibrio límite se basan solamente en la estática y no tienen en cuenta las deformaciones, las distribuciones de presiones en muchos casos no son realistas.

3.7.1. CONCLUSIONES SOBRE LOS METODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE.

1.- Cualquier método que satisface el Equilibrio de Momentos, da el mismo factor de seguridad en el análisis de $\phi = 0$ con superficies de falla circular.

2.- El Método Ordinario de Dovelas (Fellenius), da error en el lado conservador para el caso de $\phi > 0$. Con presiones de poro pequeñas, para los análisis en función de esfuerzos totales y de esfuerzos efectivos, el error es menor del 10%. Para pendientes casi planas con presiones de poro altas, el error puede ser mayor del 50%.

3.- Para el análisis de $\phi = 0$ ó $\phi > 0$ con presiones de poros bajas o altas, el Método Simplificado de Bishop es adecuado para el análisis de falla circular. El método es muy estable numéricamente, sólo hay problemas de convergencia cuando los extremos de la superficie de falla es muy parada, casi vertical.

4.- En los métodos que satisfacen solamente el equilibrio de fuerzas, el Factor de Seguridad es muy sensible a la inclinación asumida de las fuerzas laterales. El método de Lowe y Karafiath es razonable para el análisis de $\phi > 0$, pero no conservador (10-15%) para $\phi = 0$.

5.- Si todas las condiciones de equilibrio son satisfechas, la magnitud del error en el Factor de Seguridad es muy pequeña, usualmente $\pm 5\%$ de la respuesta correcta.

6.- Los métodos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio presentan ventajas y desventajas.

a) GPS o JANBU: El mejor para el cálculo manual.

Pueden existir inestabilidades numéricas en el computador.

b) SPENCER: El más estable numéricamente, bueno para el computador, malo para el análisis manual.

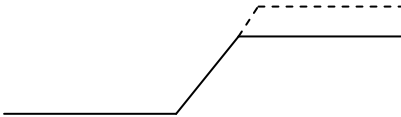

c) MORGENSTERNPRICE: El más flexible. Las fuerzas laterales asumidas se pueden cambiar, cambiando $f(x)$.

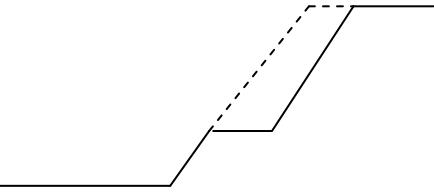
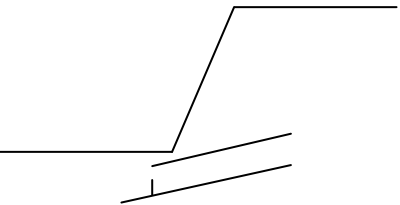
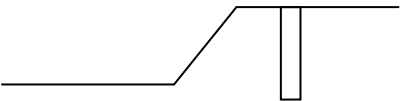
Teóricamente es atractivo porque $f(x)$ se puede cambiar hasta encontrar una distribución interna de esfuerzos razonable.

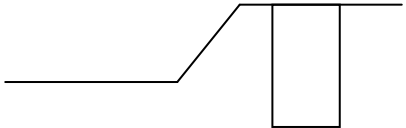
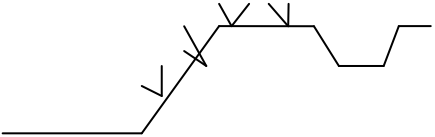
En la práctica consume mucho tiempo y es innecesario para el cálculo del Factor de Seguridad, ya que este valor varía muy poco con $f(x)$.

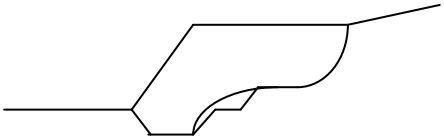
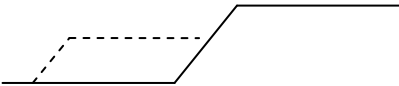
CAPÍTULO 4. ESTABILIDAD DE TALUDES.

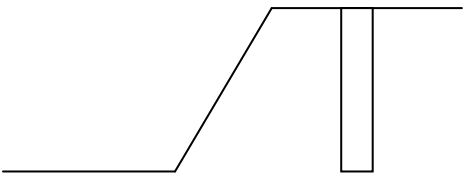
4.1. MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES Y DESLIZAMIENTOS.

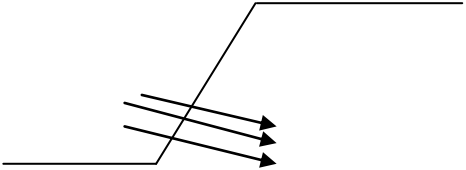
ESQUEMA	MÉTODO APLICABLE	COMENTARIO
I. EXCAVACIONES.	1. Reducir la altura del talud con excavación en la parte superior	El área debe ser accesible al equipo de construcción. Se requiere de un lugar apropiado para colocar el suelo excavado. Algunas veces se incorpora drenaje a este método.
 El diagrama muestra un talud con una línea horizontal superior y una línea diagonal que desciende hacia la izquierda. Una línea punteada indica un nuevo perfil del talud que es más horizontal en la parte superior, reduciendo el ángulo de inclinación.	2. Tendido del ángulo del talud	
 El diagrama muestra un talud con una línea horizontal superior y una línea diagonal que desciende hacia la izquierda. Una línea punteada indica un nuevo perfil del talud que incluye una excavación en la parte superior, creando una banqueta que reduce la altura y el ángulo del talud.	3. Excavar banquetas en la parte del talud superior	

ESQUEMA	MÉTODO APLICABLE	COMENTARIO
	<p>4. Excavar completamente la masa de deslizamiento</p>	
II. DRENAJE.		
	<p>1. Drenes horizontales de pequeño diámetro</p>	<p>1. Más efectivo si llega al acuífero natural. Los drenes son usualmente de flujo libre.</p>
	<p>2. Zanjas de subdrenaje profundas y continuas generalmente a una profundidad de 5 a 15 pies.</p>	<p>2. El fondo de las zanjas debe tener pendiente para drenar y ser conectado con tubería de salida. Debe colocarse tubería perforada en el fondo de las zanjas. La parte superior deberá impermeabilizarse.</p>

ESQUEMA	MÉTODO APLICABLE	COMENTARIO
	<p>3. Pozos verticales perforados, generalmente de 18-36 pulgadas de diámetro</p>	<p>3. Puede ser bombeado o conectado con una salida de gravedad. Varios pozos en fila unidos al fondo pueden formar una galería de drenaje. La parte superior de cada pozo deberá ser impermeabilizado.</p>
	<p>4. Mejora en el drenaje superficial a lo largo de la parte superior con cunetas abiertas o canales pavimentados. Sembrar plantas en el talud con raíces profundas y resistentes a la erosión.</p>	<p>4. Buena práctica para la mayoría de los taludes. Dirigir la descarga fuera de la masa deslizante.</p>

ESQUEMA	MÉTODO APLICABLE	COMENTARIO
III. CONTRA FUERTE TIERRA O ROCA. (O BERMAS DE RELLENO)		
 <p>Diagrama que muestra un contrafuerte de tierra o roca. El contrafuerte tiene una base horizontal y una parte superior inclinada hacia arriba a la derecha. Detrás del talud del contrafuerte, se muestra un drenaje que consiste en un manto de drenaje con una salida de flujo por gravedad.</p>	<p>1. Excavación de la masa deslizando y reemplazo con relleno compactado o contrafuerte de roca triturada. El pie del contrafuerte debe reposar en suelo firme o roca por debajo del plano de deslizamiento. Se utiliza manto de drenaje con salida de flujo por gravedad detrás del talud del contrafuerte.</p>	<p>1. Se requiere acceso para el equipo de construcción y área de almacenaje. El suelo excavado puede utilizarse como relleno. Se Puede requerir calzaduras de estructuras existentes. Si la estabilidad es crítica durante la construcción, se puede realizar en secciones cortas.</p>
 <p>Diagrama que muestra bermas de relleno compactado o roca. Se muestra un talud con una base horizontal y una parte superior inclinada hacia arriba a la derecha. Una línea punteada indica el nivel del terreno original o una línea de referencia.</p>	<p>2. Utilización de bermas de relleno compactado o roca en el pie y más allá del pie. Debe proporcionarse drenaje detrás de la berma.</p>	<p>2. Se requiere suficiente ancho y espesor de las bermas de modo que la falla no ocurra Por debajo o a través de las bermas.</p>

ESQUEMA	MÉTODO APLICABLE	COMENTARIO
IV. ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN.		
	<p>1. Muro de contención del tipo entramado o cantiliver.</p>	<p>1. Usualmente costoso. Los muros cantiliver pueden ser anclados.</p>
	<p>2. Pilotes verticales vaciados en sitio, con la base cimentada por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 18-36 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies.</p>	<p>2. El espaciamiento deberá ser tal que el suelo arquee entre pilotes. Puede utilizarse una viga superficial para amarrar los pilotes. Pilotes de gran diámetro (6 pies) han sido utilizados en deslizamientos profundos.</p>
	<p>3. Pilotes verticales vaciados en sitio anclados a batería de pilotes o bloques de cimentación. La base de los pilotes por debajo del plano de falla. Generalmente de diámetro de 12-30 pulgadas y espaciamiento de 4-8 pies</p>	<p>3. El espaciamiento lo suficientemente cerca para que el suelo arquee entre pilotes. Los pilotes pueden ser amarrados con viga superficial.</p>

ESQUEMA	METODO APLICABLE	COMENTARIO
	4. Pernos de anclaje en roca y suelo.	4. Pueden ser usados de taludes altos y en área muy limitadas. Debe ser usado un diseño conservador, especialmente en soportes permanentes.
V. TÉCNICAS ESPECIALES.		
	1. Grouting. 2. Inyección Química.	1 y 2. Usados satisfactoriamente en varios casos. En otros casos no fue satisfactorio. La teoría no está completamente desarrollada.
	3. Electromosis (en suelos finos).	3. Generalmente costoso.
	4. Congelamiento. 5. Calentamiento.	4 y 5. Métodos que deben ser específicamente evaluados en cada caso. Puede ser costoso. Todas estas técnicas deben ser evaluadas cuidadosamente para determinar el costo y efectividad.

4.2. MUROS.

Los muros de contención o de sostenimiento son aquellas construcciones que ofrecen estabilidad al suelo, cuando tiene lugar diferencias de niveles.

El peso muerto en tales muros es un requisito de la mayor importancia, tanto para resistir el volcamiento debido a las presiones laterales de la tierra, arena o cualquier otro material de relleno, que se deposite detrás de él, después de su construcción; como para resistir el desplazamiento horizontal motivado por las mismas fuerzas.

Dentro de la consideración de este tipo de estructura, tiene importancia establecer la diferencia entre: los muros de contención y los llamados muros de revestimiento, ya que representando una estructura análoga tiene diferentes fines.

Los muros de contención tienen por objeto resistir presiones laterales; en tanto que los muros de revestimiento, sirven para evitar la caída de tierras que pertenecen en el sitio de su yacimiento, pero que se han escavado, dejando un parámetro vertical o inclinado.

4.2.1. CLASIFICACIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN.

Los muros de contención pueden dividirse en dos grandes grupos, a considerar:

❖ MUROS DE CONTENCIÓN FLEXIBLES:

Son aquellos que están contruidos por elementos estructurales poco rígidos, sensiblemente a deformarse bajo la acción de cargas exteriores; tal como sucede con los tablestacados de madera.

Los muros de contención, de madera tratada, se usan extensamente para retener los terraplenes en las obras de construcción en general. Estas construcciones son muy estables si se diseñan adecuadamente para la presión que se considera que actuarán sobre ellas; y si se construyen bien y con madera tratada a presión queda satisfactoriamente protegida contra la descomposición y es muy resistente a los ácidos que pueden estar en el suelo.

El tipo más corriente de muro de contención de madera, es el muro de tablaestacas, sostenida en posición con pilotes guías y largueros de tabloncillos gruesos. También los muros de tabloncillos horizontales, aguantados por postes o pilotes redondos de madera, son comunes. La distancia entre los postes depende del empuje del terraplén y del espesor de los tabloncillos horizontales, que son vigas continuas apoyadas en varios puntos y cargadas uniformemente en toda la longitud por la presión del relleno a sus respectivos niveles o cotas.

Para alturas de 2m o menos los postes de apoyo, hundidos hasta profundidades convenientes, dan amplia protección contra los vuelcos, inclinaciones o desplazamientos, sin necesidad de amarres ni esfuerzos laterales algunos, a menos que se trate del suelo más pobre que se pueda imaginar. Si los muros llegan a mayor altura, se deben anclar a muertos o pilotes de anclaje, usando varillas o cables que generalmente se equipan con torniquetes para facilitar el ajuste. También se refuerzan estos muros con pilotes inclinados.

❖ MUROS DE CONTENCIÓN RÍGIDOS:

Son aquellos en los cuales las deformaciones producidas por el empuje del relleno son tan pequeñas que pueden ser despreciadas. Estas condiciones se verifican en los muros realizados en concreto y en mamposterías.

Debido a que se presenta con frecuencia en la práctica, se considera únicamente el estudio de los muros de contención rígidos

Este tipo de estructura se subdivide en cuatro grupos principales, a saber:

❖ MUROS DE CONTENCIÓN:

- De gravedad
- En voladizo
- Semigravíficos
- Contrafuertes

❖ MUROS DE GRAVEDAD:

Estos muros de contención son los que dependen enteramente de su peso para lograr la estabilidad necesaria.

El concreto sin refuerzo o hasta la piedra colocada, constituyen un material adecuado para su construcción. La característica fundamental del diseño en este caso, consiste en mantener el eje de compresión dentro del tercio central de la sección transversal.

❖ MUROS EN VOLADIZO:

Estos muros son generalmente estructuras de concreto armado en las que se emplea el peso propio del suelo para lograr la estabilidad deseada.

Los elementos fundamentales de este tipo de estructuras son

1. tronco
2. pie
3. talón

Estos tres tipos de elementos, se diseñan cada uno como losa en voladizo.

❖ MUROS SEMIGRAVIFICOS:

Este tipo de estructura, se párese el muro en voladizo y al igual que éste, logra la estabilidad mediante el peso del terreno.

El tronco y la base se unen en intervalos regulares, mediante contrafuertes, nervaduras o paredes de arriostramientos. Estas nervaduras actúan en la forma de arriostramiento en tensión y modifican totalmente los apoyos de las losas del tronco y del talón. El tronco resulta una losa horizontal entre los contrafuertes o nervaduras y el talón es una losa apoyada en tres puntos.

4.2.2.PRESIÓN LATERAL.

El relleno colocado en la parte superior del muro de contención, produce una presión lateral sobre el muro; esta presión se considera como el valor del empuje. Este empuje, análogamente a cualquier otra fuerza se caracteriza por su magnitud, de dirección llamada también línea de acción, sentido y punto de aplicación o centro de presión.

Es evidente que la presión ejercida por el relleno se incrementara cuando aumente su peso, ya sea por el efecto de saturación o bien por la acción de alguna sobrecarga. Por esta razón, la parte del empuje que es causado por el suelo seco sin cohesión, se designa por: (E_c) , el causado por la presión del agua por: (E_a) y el causado por la sobrecarga por: (E_s) .

Las cohesiones del relleno o la supresión originadas por condiciones de saturación pueden disminuir el valor del empuje total.

El problema principal en un análisis y diseño de los muros de cohesión, es la determinación del valor del empuje total (E) . El valor de este empuje total que actúa sobre un muro de contención, en la realidad, es variable y depende principalmente de las propiedades físicas y contenido de humedad del relleno.

Sin embargo, para el diseño de los muros de contención, debe emplearse un valor perfectamente definido del empuje total (E) , el proyectista debe de considerar que el muro de contención, al igual que cualquier otra estructura, debe realizarse en la forma que satisfaga los requisitos de economía y seguridad.

El término de economía, establece que el costo de la construcción con la suma del costo capitalizado del mantenimiento de la estructura, debe de ser mínimo. Para satisfacer tal necesidad, el proyectista tiene como fuentes de información.

1. Fórmulas teóricas.
2. Conocimientos empíricos de experimentaciones sobre gran número de estructuras, tanto de tamaño natural como de modelos.
3. Experiencias ingenieriles, así como el propio criterio del proyectista.

4.3. ANCLAJES.

Los anclajes constituyen en la actualidad un medio esencial para garantizar la estabilidad de diversas estructuras. Pueden usarse en forma muy ventajosa en cualquier situación en que se le necesite su ayuda de la masa de suelo para soportar un determinado estado de esfuerzos o tensiones.

4.3.1. CRITERIOS DE DISEÑO.

El criterio actual de diseño puede ser clasificado en dos grandes grupos, el primero se basa en la teoría de la elasticidad, la cual presenta limitaciones cuando se trata de masas rocosas heterogéneas. El segundo criterio involucra la selección de parámetros mediante reglas empíricas. La brecha entre los dos métodos es todavía muy real, y las razones son que al diseñar un sistema de anclajes el proceso es muy complejo, y requiere un conocimiento detallado de la geología del sitio, de las propiedades de las rocas, de las condiciones hidráulicas del suelo, conjuntamente con el estado de las presiones originadas por el flujo de agua a través de la masa de subsuelo. Y adicionalmente es importante conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos antes y después de la excavación.

Paralelamente, al diseñar y ejecutar el sostenimiento mediante tirantes anclados se requiere estudiar a detalle los conceptos principales de diseño en relación a los cuatros modos de ruptura:

- Ruptura de la masa rocosa o de suelo.
- Ruptura en la interfase acero - lechada de cemento.
- Ruptura en el contacto roca / suelo - lechada de cemento.
- Ruptura de la barra o guayas de acero.

Por lo tanto, al establecer un factor de seguridad el anclaje como elemento estabilizador, cada uno de los modos de falla antes mencionados deben ser considerados.

Por otra parte, la función principal del anclaje es reforzar y sostener suelos y masas rocosas parcialmente sueltas, fracturadas o incompetentes que de otra manera pueden estar sujetas a fallar.

Estas masas inestables pueden estabilizarse por medio de anclajes, al generarse un incremento de las tensiones normales o sobre la existente potencial superficie de rotura, lográndose por lo tanto un aumento en la resistencia al esfuerzo cortante de dicha superficie.

Los anclajes introducen tensiones y deformaciones adicionales en la masa de suelos mejorando la estabilidad general, y en donde el tipo de anclajes, el método de instalación, conjuntamente con los aspectos geológicos más resaltantes juegan un papel preponderante en el diseño del soporte.

El área principal de aplicación del anclaje es estabilizar la masa rocosa o de suelo que no está en equilibrio consigo misma mediante la transmisión de fuerzas externas a la profundidad diseñada.

4.3.2. CLASIFICACIÓN DE LOS ANCLAJES.

4.3.2.1. ANCLAJES SEGÚN SU APLICACIÓN EN FUNCIÓN DE SU TIEMPO DE SERVICIO.

❖ ANCLAJES PROVISIONALES:

Tienen carácter de medio auxiliar y proporcionan las condiciones de estabilidad a la estructura durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que lo sustituyan.

❖ ANCLAJES PERMANENTES:

Se instalan con carácter de acción definitiva. Se dimensionan con mayores coeficientes de seguridad y han de estar proyectados y ejecutados para hacer frente a los efectos de la corrosión.

4.3.2.2. ANCLAJES SEGÚN SU FORMA DE TRABAJAR.

❖ ANCLAJES PASIVOS:

No se pretensa la armadura después de su instalación. El anclaje entra en tracción al empezar a producirse la deformación de la masa de suelo o roca.

❖ ANCLAJES ACTIVOS:

Una vez instalado se pretensa la armadura hasta alcanzar su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la placa de apoyo de la cabeza.

❖ ANCLAJES MIXTOS:

La estructura metálica se pretensa con una carga menor a la admisible, quedando una fracción de su capacidad resistente se reserva para hacer frente a posibles movimientos aleatorios del terreno.

Los anclajes activos ejercen una acción estabilizadora desde el mismo instante de su puesta en tensión incrementando la resistencia al corte de la masa de suelo o roca como consecuencia de las tensiones normales adicionales al esqueleto mineral. Los anclajes pasivos entran en acción, oponiéndose al desplazamiento, cuando la masa deslizante ha comenzado a moverse. De aquí se obtienen dos importantes ventajas de los anclajes activos sobre los pasivos. En los primeros se logra aprovechar la resistencia intacta del terreno, por cuanto, el movimiento de la masa que produce una propiedad resistente. Por otro lado, dicho movimiento puede causar la rotura del revestimiento protector a la corrosión, precisamente en el momento en el que la resistencia de lo anclaje es necesaria.

Los anclajes pasivos entran en tracción al oponerse a la expansión que se produce en las discontinuidades de la roca cuando comienza a producirse un deslizamiento a lo largo de la misma.

El movimiento de las masas produce un incremento (dilatación) de volumen que está relacionado con la presencia de la rugosidad de la misma.

Es decir que la efectividad de un anclaje pasivo está relacionada directamente con la magnitud de la dilatación, la cual depende del tamaño y la dureza de las rugosidades. Por siguiente en taludes, en suelos o rocas blandas conjuntas relativamente lisas los anclajes pasivos son menos efectivos.

4.3.2.3. ANCLAJES INYECTADOS.

Estos tipos de anclajes son armaduras metálicas, alojadas en taladros perforados, cementadas mediante inyecciones de la lechada de cemento o mortero.

El elemento estructural es sometido a tracción, generando un esfuerzo de anclaje el cual es soportado por la resistencia al corte lateral en la zona de inyección en contacto de terreno.

A través de la inyección, se forma un miembro empotrado en el extremo profundo del tirante metálico dentro el barreno, por lo tanto las fuerzas que actúan sobre el anclaje inyectado no se transmiten al terreno en toda su longitud, sino solamente en el tramo de la zona inyectada.

Cabe destacar que adicionalmente a los anclajes inyectados se emplean también los pernos de anclaje puntuales, los cuales tienen un dispositivo para empotrar el sistema de anclaje en el fondo del barreno.

Igualmente, es práctica común utilizar los pernos de anclaje repartidos (anclajes pasivos), en el cual el empotramiento a la roca se efectúa en toda su longitud del barreno con la lechada de cemento o resina. En el último caso relacionado, la resina y el elemento endurecedor se colocan en unas cápsulas en el fondo del barreno. Al colocar la varilla metálica y rotarla se rompen las cápsulas mezclándose con sus componentes.

También se cementan los pernos mediante el denominado tipo *Perfo*, el cual consiste en colocar el mortero en un cuerpo cilíndrico perforado (constituido por dos chapas) que se incorporan en el interior del barreno. Posteriormente se introduce el perno que comprime el mortero, el cual es obligado a salir por los agujeros de las chapas rellenando todo el volumen del barreno.

Por otra parte, en los tirantes de anclaje se utilizan como miembro de tracción barras de acero de alta resistencia. Las barras tienen generalmente un fileteado exterior que aumenta la adherencia en la zona de anclaje y permite por otra parte la unión por medio manguito especial.

El bloqueo de la barra sobre la placa se hace por medio de una tuerca. Los tirantes de este tipo corresponden a capacidades cortantes relativamente bajas del orden de 500 KN y aun menores.

Con mayor frecuencia se utilizan los tirantes constituidos por un cierto número de hilos o cables unidos formando un haz. El anclaje se hace generalmente mediante enclavamientos cónicos.

4.3.3. PARTES DE LOS ANCLAJES.

- La zona de anclaje.
- Una zona libre en la que el tirante puede alargarse bajo efecto de la tracción. En esta zona el tirante se encuentra generalmente encerrado en una vaina que impide el contacto del terreno.
- La cabeza de anclaje que transmite el esfuerzo a la estructura de pantalla.

La zona de anclaje: el dispositivo mecánico más elemental y de más instalación es el casquillo expansivo dado su carácter puntual, está concebido para anclar la roca sana o estabilizar bloques o cuñas de roca que se han desarrollado por la intersección de unos pocos planos de debilidad.

Con el tiempo hay la tendencia que el cono de expansión se deslice perdiendo efectividad progresivamente, como resultado del efecto de las vibraciones por voladuras. En muchos casos para evitar estas desventajas, el barreno es inyectado con lechada de cemento.

La lechada se inyecta por la boca del barreno y el tubo de regreso llega hasta el final del mismo. La inyección termina después de la salida del aire y de

la emisión de lechada por el tubo de regreso. De esta manera el anclaje actúa en forma permanente, evitándose efectos de corrosión.

Una forma de eliminar el sistema de inyección del mortero o lechada de cemento, es aplicando el método *perfo*, sin lugar a dudas más versátil pero también más costoso.

Para colocar el mortero se utilizan semicilindros de chapa perforadas, que una vez rellenos de mortero se introducen en el barreno, posteriormente se inserta el acero, desplazando lateralmente el mortero, el cual penetra en el espacio anular, adoptándose perfectamente a todas las irregularidades, garantizando al mismo tiempo una buena adherencia de los barrenos.

Desde luego, si únicamente en la parte extrema del barreno se coloca el mortero con el tubo perforado, quedará una longitud libre, lo que permite la zona de anclaje se efectúa mediante inyecciones de lechada.

La inyección se lleva a cabo a través de tuberías de PVC y es frecuente inyectar a presión, alcanzándose valores de hasta 3.00 Mpa. En este caso es necesario separar la zona de anclaje de la zona libre y evitar la lechada. Puede ser ventajoso el uso de aditivos para acelerar el fraguado y disminuir la retracción.

Se llama bulbo de anclaje al material (cemento, mortero o resina) que recubre la armadura y que la solidariza con el terreno que la rodea.

Es importante lograr una buena materialización del bulbo de anclaje, operación más delicada cuando se trata de terrenos sueltos y fracturados.

La versión más simple es del tipo monobarra o mono, en la cual la barra es directamente empotrada en el bulbo.

Debido a dificultades de garantizar una buena protección a la corrosión de la armadura metálica tienen su aplicación en la mayoría de las contenciones temporales.

La zona libre es la parte en la cual la armadura metálica se encuentra separada o independiente del terreno que la rodea, lo cual permite deformarse con plena libertad al ponerse en tensión.

La zona libre cuando el terreno de la perforación puede separarse, queda independizado del mismo mediante camisas de PVC o metálicas. En cualquier caso debe protegerse de la corrosión mediante rellenos productores.

La cabeza corresponde a la zona de unión de la armadura a la placa de apoyo. El anclaje de los tirantes se coloca mediante inyecciones de mortero o lechada de cemento. El tirante tiene uno o dos tubos que sirven para la inyección y salida del aire.

Lo mencionado anteriormente, sirve para indicar que el barreno ha sido totalmente inyectado y por ende en la zona de anclaje.

Para repartir el esfuerzo ejercido por el tirante sobre la estructura a estabilizar se utiliza una placa de hormigón armado o metálica.

El sistema de abroche de armadura a la placa de apoyo puede estar constituido por tuercas en el caso de barras roscadas o bien remachados o conos macho - hembra para alambres.

El abroche puede ser común al conjunto de la armadura o independiente para uno o varios elementos.

La placa de apoyo suele situarse, a su vez, sobre un bloque de concreto armado que transmite los esfuerzos a la superficie del terreno.

La puesta en tensión de los cables se efectúa normalmente mediante gatos o, si la cabeza dispone de rosca (barra), mediante llave dinamométrica. En este último caso es posible conocer aproximadamente la tensión transmitida al anclaje.

4.3.4. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN.

La vida útil de un anclaje está condicionada a los efectos de la corrosión. Un anclaje carente de este tipo de protección puede tener una duración de pocos meses.

Los principales factores que ayudan a contribuir con el proceso de corrosión, son los siguientes:

- Resistividad del suelo, la cual decrece a medida que la porosidad aumenta.
- Factores microbiológicos.
- Contenido de humedad (w): un incremento en esta genera un ambiente propicio para la corrosión bacterial.
- Contenido de sales en el suelo.
- Valor del PH: $PH < 4$, corresponde a suelos altamente ácidos, generando picaduras en metal.
- Contenido orgánico y transferencia de oxígeno: suelos orgánicos producen ácidos orgánicos los cuales atacan a metales enterrados; El flujo de aire o de oxígeno a través del suelo, retrasa la corrosión microbiológica, pero aumenta la corrosión electroquímica.

Cabe destacar que un anclaje sometido a esfuerzos relativamente altos puede originarse la denominada corrosión bajo tensión, que aparece incluso si el anclaje se encuentra en un ambiente neutro. El problema se evidencia por la formación de zonas frágiles en el anclaje a lo que sigue una rotura repentina.

En general, como previamente se ha mencionado es necesario emplear en el caso de anclajes permanentes una vaina corrugada como elemento protector.

También se utiliza la vaina doble corrugada para asegurar la completa protección contra la corrosión. La vaina interior de plástico corrugado con tirantes, no debe agrietarse durante la carga, además de poseer suficiente capacidad adherente con la lechada de cemento en la interfase interior y exterior para asegurar la máxima capacidad de carga de tirante.

El conducto de plástico o vaina exterior debe tener la suficiente espacio anular para permitir que penetre con facilidad la lechada de cemento de ambos conductos y tiene que cumplir con los mismos requisitos de la vaina interior. A la vez, la distancia adecuada entre el conducto externo y el barreno para que la lechada fluya con facilidad es de 5.00 mm.

Por otro lado, las grietas en la lechada de cemento no deben exceder de 0.10 mm de ancho.

La zona libre se puede preservar cubriendo el espacio entre la armadura y el barreno de la perforación con la lechada de cemento, recomendándose después de la puesta en tensión de la armadura, aunque en muchos casos posibles, por cuanto hay que estar seguro que la inyección de la lechada de cemento ha cubierto en toda su longitud la zona de anclaje.

Adicionalmente es necesario revestir individualmente las barras o cordones con tubos de polietileno rellenos de grasa, lo cual está especialmente indicando si son previsibles movimientos posteriores a la puesta a tensión, pues podría producirse una rotura del revestimiento de la lechada.

La cabeza de anclaje se encuentra en la parte exterior y debe ser objeto de cuidado especial. Es común sellarla con cemento o bien protegerla con grasa en el interior de una cubierta galvanizada.

4.3.5.SISTEMA DE ANCLAS AUTO PERFORANTES.

Son sistemas de estabilización que consisten en la inserción por medios mecánicos, de barras de acero de alta resistencia (tendón), al terreno que se está excavando; formándose a continuación un bulbo adherente, situado en el extremo más profundo del taladro o barreno, por medio de inyección de lechada de cemento u otros fluidos, o por medio de elementos mecánicos (conchas metálicas expandibles), que funciona como anclaje pasivo del tendón, al cual se le aplica una fuerza determinada en el extremo contrario al bulbo adherente, reaccionando contra el terreno, y después de fijarse dicha fuerza mecánicamente, se crea el mecanismo suelo-ancla estable. Son sistemas de estabilización que consisten en la inserción por medios mecánicos, de barras de acero de alta resistencia (tendón), al terreno que se está excavando; formándose a continuación un bulbo adherente, situado en el extremo más profundo del taladro o barreno, por medio de inyección de lechada de cemento u otros fluidos, o por medio de elementos mecánicos (conchas metálicas expandibles), que funciona como anclaje pasivo del tendón, al cual se le aplica una fuerza determinada en el extremo contrario al bulbo adherente, reaccionando contra el terreno, y después de fijarse dicha fuerza mecánicamente, se crea el mecanismo suelo-ancla estable.

El sistema de anclas auto perforantes actúa bajo un principio elemental: la misma barra sirve sucesivamente como herramienta de barrenación, conducto de inyección y elemento tensor. Para su realización se utiliza barras rígidas de acero de muy alta resistencia no estirado, evitándose con esto los problemas de fragilización por hidrógeno, típico de los aceros normales de pre esfuerzo, estas barras son a su vez roscadas y huecas en toda su longitud, lo que conjuntamente con las propiedades características del acero le confieren las siguientes ventajas:

- SOLDABILIDAD, en ocasiones se requieren realizar trabajos de soldadura en la zona de anclajes.
- DUCTILIDAD, para una mejor respuesta sísmica.

- RESISTENCIA AL CORTANTE, fundamental en trabajos de “cosido” de estratos que en su caso atraviesa el ancla.
- NO CORROSIÓN BAJO TENSIÓN.
- Máxima ADHERENCIA al mortero o cemento, por el tipo de roscado.
- Capacidad para INYECCIÓN A ALTA PRESIÓN por el espesor de sus paredes

Aplicaciones:

- El sistema de anclas es utilizado fundamentalmente para trabajos de estabilización de estructuras en obras civiles. Presas, puentes, canales (vertedores), taludes en tajos, túneles cimentación de torres de electricidad entre otros
- Anclas Activas recomendadas para la fijación de estructuras al terreno,.
- Anclas Pasivas usadas en obras de contención y estabilización de túneles y laderas.
- Mini pilas o Micropilotes empleadas en lugar de Pilas coladas en el lugar, para transmitir al terreno cargas de una estructura tanto de Tensión como de compresión y también para aplicación en terrenos de los cuales se desea mejorar su capacidad de carga mediante Inyección a presión de lechada de cemento, resinas u otros fluidos.

4.4. SUELO- CEMENTO.

El suelo–cemento puede ser definido en forma más amplia como el material producto de mezclar, compactar y curar una mezcla de suelo–agregado, cemento portland y posibles ingredientes, incluyendo puzolanas, y agua para formar un material endurecido con específicas propiedades ingenieriles. El suelo cemento es algunas veces nombrado con otros términos, tales como estabilización de suelo, base de agregado tratado con cemento y tierra compactada.

El suelo cemento difiere del concreto de cemento portland en varios aspectos. Una significativa diferencia es la forma cómo las partículas de

agregados o de suelo se mantienen unidas. En el concreto de cemento portland hay suficiente pasta para cubrir la superficie de los agregados y llenar los vacíos que quedan entre ellos. En el suelo cemento la pasta es insuficiente para recubrir los agregados y llenar los vacíos que quedan entre ellos, resultando una matriz que une módulos de material no cementado.

La estabilización de suelo con cemento portland, es la más ampliamente usada en el mundo. Es muy sencilla de hacer y no se necesita equipo especial de construcción. En nuestro país no se han usado mucho las capas de subsuelo-cemento. Sólo se emplea como un material que sirve para disminuir la plasticidad en suelos fuera de especificaciones.

Este papel de modificador, es muy limitado para el cemento.

Al mezclar un suelo con cemento, se produce un nuevo material, duro, con mejores características que el usado como agregado. Esta estabilización no es tan sensible a la humedad como la hecha en asfalto. Pueden usarse todos los suelos para efectuarla, excepto los altamente orgánicos, aunque los más convenientes son los granulares, de fácil disgregado. Los limos, las arenas limosas y arcillas, todas las gravas y las arenas, son agregados adecuados para producir este material suelo-cemento, que tienen excelentes cualidades, que respecto a la de los suelos granulares son:

Es más resistente y como capa base reparte las cargas a una mayor área, permitiendo así reducir el espesor de las capas. Espesor de suelo-cemento = 0.6 espesor suelo granular.

- a) Tiene mayor módulo de elasticidad.
- b) Es más impermeable.
- c) Es muy resistente a la erosión del agua.
- d) En presencia de la humedad, en lugar de perder resistencia, la aumenta bastante.
- e) Al secarse no pierde compactación, como muchos suelos granulares.

f) Su resistencia aumenta bastante con el tiempo. Es mayor ese incremento que en el concreto normal.

La cantidad de cemento necesaria varía con el tipo de suelo, siendo menor si el suelo es poco arcilloso. Para limos finos arenosos, con 50 kg m³ de suelo compactado, puede producirse una base o subbase de buena calidad. Con cantidades de cemento de 100 kg/m³ de suelo compactado, se obtiene un material para base que supera al obtenido con grava triturada y con menor costo. Estas cantidades de cemento corresponden a un 3 a 6% en peso.

El criterio de diseño de las mezclas suelo-cemento es para obtener un material de mayor resistencia. No sólo se debe pensar en disminuir plasticidad. La resistencia es a la compresión, efectuada en probetas cilíndricas elaboradas según el molde AASHO estándar, con energía de compactación “estándar” y una humedad óptima. El procedimiento de construcción consta de las fases siguientes:

- a) Pulverización o desgrumado.
- b) Mezclado de cemento y agua.
- c) Compactación.
- d) Curado de unos 7 días.

En el suelo-cemento, al principio de su uso, sobre todo en los EEUU, el criterio de diseño de las mezclas era durabilidad del material, determinando su valor en pruebas de congelamiento-deshielo y humedecimiento-secado. Hoy son muchos los países que diseñan las mezclas en función de su resistencia a la compresión sin confinar.

Resistencia a la compresión sin confinar, en kg/cm²

California Clase A, más de 5% de cemento, 52 a 7 días
California Clase B, más de 4% de cemento, 28 a 7 días
Texas..... 50 a 7 días
Inglaterra, tránsito ligero..... 17 a 7 días

Inglaterra, tránsito pesado..... 28 a 7 días

El requisito de compactación es igual que para suelos no tratados con cemento, 95% mínimo. El control de compactación no difiere del tradicional, excepto que en el suelo-cemento no se debe determinar el “peso volumétrico seco máximo.

Para taludes expuestos a la acción de oleajes moderados a severos o de corrientes arrastrando materiales sólidos, el suelo cemento suele construirse en sucesivas capas horizontales superpuestas con un ancho de 1,80 m a 2,70 m y espesores de 15 cm a 22,5 cm. Se le suele denominar protección escalonada.

Para aplicaciones con acciones menos severas en pequeños lagos, lagunas, acequias, la protección de taludes puede consistir en una capa de suelo cemento con un espesor de 15 a 22,5 cm colocada como revestimiento superficial y así denominada.

Tierra compactada es otro nombre con el cual se suele referir al suelo cemento empleado en la construcción de paredes de edificios para viviendas. Las paredes de tierra compactada se construyen colocando suelo cemento humedecido en encofrados comúnmente hechos con tablas de madera separadas, del espesor de la pared por grampas o separadores especiales. El suelo cemento es colocado dentro del cofre y compactado en capas horizontales de 10 a 15 cm de espesor. Una vez removido el encofrado el suelo cemento puede ser pintado o estucado. El suelo cemento compactado tiene excelentes condiciones de aislamiento térmico. El contenido de cemento será fijado en cada caso con los ensayos correspondientes. El Instituto Provincial de Desarrollo Urbano y la Vivienda del Chaco conjuntamente con el Instituto del Cemento Portland Argentino han ideado el sistema constructivo denominado SU – MA que utiliza el suelo cemento para la construcción de las paredes de viviendas de 0,20 m de espesor.

Entre otras aplicaciones no corrientes del suelo cemento, se puede citar la construcción de muros de sostenimiento en las Lomas del Valle en México.

Estos muros alcanzaron alturas, en sus paramentos exteriores, de más de 17 m. En un primer análisis el costo del muro de suelo cemento resultó un 40 % del correspondiente a un muro convencional de concreto con contrafuertes.

Otras aplicaciones del suelo cemento consisten en el revestimiento de taludes en silos subterráneos para el almacenamiento de cereales y aún en silos elevados.

4.4.1. RELACIÓN ESFUERZO-CEMENTO.

Los suelos predominantemente granulares después de tratados materiales frágiles. Los suelos cohesivos tratados presentan un comportamiento elástico lineal y elástico no lineal significativo.

Con respecto a la forma del comportamiento del suelo estabilizado, algunos estudios realizados muestran sus resultados con gráficas que presentan una parte no lineal significativa de la curva esfuerzo-deformación, para valores superiores al 80% de la carga de ruptura en mezclas con suelos granulares y 60 a 80% en mezclas con los suelos que contienen cantidades apreciables de finos.

4.4.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE.

Acerca de los valores que se alcanzan normalmente en primer término conviene aclarar que en la literatura se presentan los valores usuales obtenidos por los distintos organismos o investigadores, con una amplia dispersión sencilla, y es que los valores promedios de la resistencia a la compresión simple de las probetas de los suelos tratados con suelo cemento son funciones principales del diseño utilizados y, por lo tanto, serán diferentes, según sea la preferencia del diseñador. Por esta razón, en los resultados de ensayos realizados en muestras saturadas a los 28 días, La Portland Cement Association de los E.U.A. reporta valores promedios que varían entre 30 a 65 kg/cm² para el diseño de pavimentos, debido a que de antemano se especifica para obtener valores comparativamente bajos. En cambio, en Inglaterra y

Alemania, donde en general se diseña para obtener mayores resistencias, los valores que se obtienen son más altos, casi similares a los de los concretos pobres, alcanzándose resistencias hasta de 150 Kg/cm² a los 28 días.

En lo que respecta a la variación de la resistencia con respecto a sus principales factores se puede comentar lo siguiente:

a) EL TIEMPO.

La resistencia a la compresión simple aumenta con el tiempo. Todos los experimentos y mediciones realizados demuestran que existe un apreciable aumento de la resistencia con el tiempo. La resistencia a la compresión simple aumenta considerablemente durante los 90 días, de uno a tres tantos más que los siete días, para después seguir aumentando, pero para ya cada vez más lentamente hasta alcanzar un límite.

b) CONTENIDO CON CEMENTO.

En general, la resistencia a la compresión simple de los especímenes aumenta gradualmente con el incremento del contenido de cemento hasta alcanzar un cierto límite. Sin embargo, en ciertos suelos arcillosos tiende a disminuir significativamente a contenidos de cemento entre el 3 al 5 % para aumentar después paulatinamente hasta un límite. Esto es en suelos con muchos finos, la resistencia puede no aumentar y aun disminuir a contenidos bajos del concreto por el efecto que produce en la estructura el encapsulamiento de las arcillas sobre las mayores partículas del cemento.

Las reacciones de la pasta de agua-cemento con el suelo son de naturaleza química. La reacción producidas función de los agentes químicos y del tiempo. Por lo tanto el suelo tratado con cemento debe considerarse como un material que cambiará sus propiedades y comportamiento con el tiempo, durante un lapso considerable.

c) GRADO DE PULVERIZACIÓN Y EFICIENCIA EN EL MEZCLADO.

A mayor grado de pulverización y mejor mezclado se alcanzará mayor resistencia a la compresión simple. Los suelos granulares son relativamente fáciles de mezclar con el cemento, no así los suelos finos. Los suelos con bastante arcilla requieren mucho esfuerzo para que se logre una mezcla aceptable, por lo que la dificultad del mezclado es un inconveniente serio que presentan. En este tipo de suelo es raro lograr en obra una eficiencia mayor del 80 % con equipo normal; valores del 60 % son bastante comunes.

d) EFECTO DE LA COMPACTACIÓN.

La compactación ejerce una gran influencia en el resultado final. Una buena compactación mejora significativamente las propiedades deseables que se obtendrán. Al contrario, sin una buena compactación los resultados serán muy pobres. A partir de la edición del agua, donde empiezan los cambios químicos vigorosos, es cuando el proceso de construcción ejerce una gran influencia. El retardo en la compactación puede hacer completamente ineficiente el tratamiento; dos horas como máximo es lo que se considera aceptable, ya que el remoldeo posterior y las concentraciones de presiones ejercidas destruyen los vínculos formados inicialmente. Una vez endurecido, conforme pasa el tiempo, el proceso de cambio será menor hasta ejercer poca o nula influencia.

4.4.3. OPERACIONES CONSTRUCTIVAS.

El procedimiento de construcción merece ser cuidadosamente meditado para lograr la máxima eficiencia y certeza de éxito. Las dimensiones de las secciones por construir deberán estar acordes con la disposición del equipo, material y personal así como de las características de los diferentes suelos y de las condiciones climatológicas. Conviene que sea lo suficientemente flexible para adaptarse a los casi seguros cambios de los materiales de los bancos y cuanta que la presencia de grumos y el exceso de los boleos, gravas y finos,

junto con el arado, mezclado, secado, definirán los tiempos y costos de los tratamientos que se harán.

Deben asegurarse que estén bien establecidos en el proyecto los límites de los diferentes tipos de suelo en los bancos que se utilizarán, con sus respectivas especificaciones, calendarios de ejecución, cantidades de materiales y demás datos indispensables.

Las principales operaciones constructivas después del levantamiento topográfico de los trabajos iniciales normales son:

- a) Corrección de zona floja de la subrasante
- b) Preparación inicial:
 - Limpia de la zona.
 - Perfilar las terracerías transversales y longitudinalmente.
 - Escarificar.
 - Pulverizar el suelo.
 - pre humedecer el suelo si fuese necesario.
- c) Proceso de mezclado. Cuando se hace con premezclado o mezclado en el sitio:
 - Dosificación del cemento.
 - Dosificación del agua.
 - Distribución del cemento en sacos o a granel.
 - Aspersión del cemento.
 - Aplicación de agua.
 - Mezclado de los materiales.
 - Colocación.
 - Compactación.
 - Acabados.
- d) Trabajos de compactación.
- e) Construcción de juntas.
- f) Trabajos para la liga entre diferentes capas.
- g) Realización de curados.

- h) Pruebas de laboratorio para controlar la calidad
- i) Control general.

4.4.4. MÉTODOS COMUNES DE CONSTRUCCIÓN.

Existen básicamente dos métodos por medio de los cuales se puede pulverizar, mezclar y colocar el suelo.

1. MEZCLADO EN EL LUGAR.

Construcciones en terreno plano.

Una vez que se ha preparado la zona de trabajo y se ha conformado el camino longitudinal y transversalmente, se procede a escarificar y a pulverizar el suelo, pre-humedeciéndolo si es necesario. Después se vuelve a conformar el suelo ya preparado. Sobre éste se coloca el cemento, bien sea a granel por medio de máquinas que lo distribuyen equitativamente en una franja de unos 100 a 150 m de largo y con ancho igual al de las máquinas; o se distribuye con sacos de cemento igualmente espaciados tanto en sentido longitudinal como transversal. A continuación se aplica el agua y se hace la mezcla con el equipo apropiado. La mezcla se tiende y afina hasta dar el espesor del proyecto. Inmediatamente después se procede a hacer la compactación, de tal manera que una vez aplicada el agua no pase más de dos horas para terminar completamente el proceso, a fin de evitar el fraguado anticipando del cemento. La construcción se hace en franjas sucesivas hasta obtener el ancho del proyecto. Finalmente se escarifica y limpia la superficie y se hace el acabado, procediendo a efectuar el curado.

2. PREMEZCLADO.

Cuando se utiliza una planta fija de continuo o también por bachadas, el cemento se mezcla con un suelo y luego es llevado a la planta mezcladora, que consta de efecto del viento. El agua, suelo y cemento correctamente dosificados por peso se mezclan en la planta. La forma en que se aplica el

agua y se hace la mezcla dependerá del equipo usado. Enseguida con vehiculos se lleva rápidamente la mezcla para ser colocada y compactada lo más pronto posible.

4.4.5. COMPACTACIÓN.

La compactación se debe iniciar lo más pronto posible después del humedecimiento de la mezcla.

La compactación se hace en forma similar a la que se haría si los suelos no contuvieran cemento, pero de preferencia se usan los rodillos patas de cabra por el beneficioso efecto de amasado que producen, en general se utilizarán:

- Rodillos pata de cabra para suelos predominantemente arcilloso o limoso.
- Rodillo neumático o patas de cabra para suelos arenosas con finos.
- Rodillos con sistemas vibratorios acoplados para suelos predominantemente granulares.
- Rodillos lisos simples para los acabados.

4.4.6. CONSTRUCCIÓN DE MUROS.

Para tratamiento en muros los suelos preferentemente deben de ser granulares o bien granulares con poco 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 la gran capacidad de soporte no es necesaria para muros de casas habitaciones de uno o dos pisos, el simple adobe de arcilla sin tratar podrá alcanzar la capacidad requerida con bastante suficiencia; por ejemplo, la arcilla se puede cocer en hornos y obtener tabiques

recocidos de excelente resistencia que ya colocados no presentan agrietamiento por contracciones; 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.

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.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD SEGÚN CASO PRÁCTICO.

Considerando la geometría actual del talud, que se muestra en las figuras 9 a 17, las características estratigráficas y físicas del subsuelo del talud de interés y tomando en cuenta la existencia de construcciones 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 mediante el programa de computadora mencionado, 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 $h/30$. Si los suelos son estratificados se eligen para los estratos de baja resistencia.

5.1. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN TALUD DADO.

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.

5.2. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD EN CONDICIONES ESTÁTICAS.

Se consideró la geometría de los taludes mostrados en las figuras 9 a 17, suponiendo la acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.5 ton/m^2 (construcción vecina), 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:

- a) Reducción en la longitud de la superficie de deslizamiento, con la correspondiente disminución en el momento resistente.
- b) Disminución en el volumen y peso de la cuña, con su correspondiente reducción del momento motor.
- c) 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 ésta 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:

1. Materiales que se tienen en la parte izquierda del talud en la colindancia oriente: ángulo de fricción interna de 29° y peso volumétrico de 1.8 ton/m^3 , para los boleos empacados en una matriz limo arenosa, obteniéndose una profundidad de $Z_0 = 3.6 \text{ m}$ donde se genera tensión.

2. Materiales que se tienen en la parte derecha del talud en la colindancia oriente: ángulo de fricción interna de 32° y peso volumétrico de 1.6 ton/m^3 , para limos arenosos finos, color café, obteniéndose una profundidad de $Z_0 = 2.2 \text{ m}$ donde se genera tensión.

La determinación preliminar de las coordenadas del círculo crítico por el pie de talud, se calculó según N. Jambu²:

$$\lambda c \phi = \frac{\gamma H \tan \phi}{C}$$

Para un ángulo de fricción interna de 29° y un peso volumétrico de 1.8 ton/m^3 , se obtuvo un valor de $\lambda c \phi = 1.98$ y de acuerdo a las gráficas de Jambu se obtuvo que para un talud de $H = 18 \text{ m}$ de profundidad las coordenadas del círculo de falla son:

$$\begin{aligned} y_0 &= 1.55 & y &= 1.55 & x &= 18 \text{ m} &= 27.9 \text{ m} \\ x_0 &= 0.3 & x &= 0.3 & x &= 18 \text{ m} &= 5.4 \text{ m} \end{aligned}$$

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.

De acuerdo a los resultados obtenidos y considerando las condiciones del talud mostradas en la figura 18, donde se analizó la falla rotacional obteniendo un factor de seguridad de 1.232, el cual sí es admisible de acuerdo con la práctica de la ingeniería de cimentaciones, pero se encuentra al límite. En general se considera que el factor de seguridad admisible para condiciones a largo plazo debe ser de 1.5⁴

5.3. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD EN CONDICIONES DINÁMICAS.

Para la revisión en condiciones dinámicas (sismo) se consideró la geometría del talud mostrado en la figura 18, 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 de 1.105 para condiciones dinámicas, que sí 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 de 1.25⁽³⁾.

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 colocar muros de contención con un confinamiento del talud a base de suelo-cemento, que incrementen el factor de seguridad de la estabilidad.

²Jambu, N. Stability y Analysis of Slopes with dimensionaless parameters Harvard soil mechanics series No. 46 universidad de harvad 1954

³Reglamento de construcciones para el distrito federal 1987

5.4. ALTERNATIVA CON MUROS DE CONTENCIÓN, CONFINANDO EL TALUD CON SUELO – CEMENTO.

Se requiere construir un muro de contención que retenga los materiales de relleno que se necesitan colocar paralelo eje 17 y a los ejes A y A', para alcanzar los niveles que establece el proyecto arquitectónico.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un muro de contención, con altura variable de 4.0 a 5.0 m; que soportará el empuje de los rellenos de suelo-cemento que se tendrán en esa zona. En las figuras 9 a 17 se muestran los cortes esquemáticos de los niveles de proyecto.

Con objeto de revisar la estabilidad del muro de contención propuesto, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos, basados en las características de los rellenos controlados realizados en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales, estimadas de acuerdo al grado de compactación alcanzado.

En este informe se reportan los resultados obtenidos de la revisión del muro de contención propuesto, para contener los materiales de relleno en esa zona y se consignan las recomendaciones para su construcción.

5.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.

Debido a que se requiere delimitar parte de los rellenos que se colocarán en la parte oriente del predio, y de acuerdo al proyecto arquitectónico será necesaria la construcción de un muro de contención que soporten a los materiales de relleno en esa zona.

Como alternativa se propone un muro de contención de concreto armado, tipo cantilliver, desplantado a 1.5 m de profundidad, para la zona izquierda del talud y sobre la contratrase de las cimentaciones ya construidas en la parte derecha del talud; con un relleno a base de suelo cemento, en una proporción 94 - 6% en peso, el cual deberá estar empotrado como mínimo 50

cm. debajo del nivel de la corona del muro, además la base y su corona tendrán un ancho y altura libre máxima que se muestran en las figuras 19 a 22. Previo a la colocación del muro que se haya determinado construir será necesario re-compactar la superficie sobre la que se desplantará éste; además deberá implementarse un sistema de drenes que libere al muro de una posible presión hidrostática para lo cual no han sido diseñados los muros de contención.

Se revisó el diseño de los muros de contención propuestos, que tienen las dimensiones que se presentan en las figuras 23 a 26, mismas en las que se presentan la sección transversal para cada una de las alternativas.

A continuación se describen los análisis de estabilidad de los muros de contención y los resultados obtenidos.

5.6. EMPUJE SOBRE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.

Para determinar el máximo empuje que ejercerá el material que retendrá el muro, se empleó El Método Gráfico de Culmann, que es un método basado en La Teoría de Coulomb, el cual mediante el trazo de un polígono de fuerzas simplifica la obtención del empuje.

La teoría en la que se basa El Método Gráfico de Culmann representa adecuadamente el comportamiento de los suelos friccionantes, considera que la fuerza de empuje del suelo sobre el muro se debe a la acción de una cuña de relleno limitada por el respaldo del muro. La superficie de falla se considera plana. El análisis que considera el sistema suelo–muro es al límite, es decir, determina el empuje con que se produce la falla de la cuña de suelo. En la figura 27 se presenta un diagrama de cuerpo libre, donde se visualiza con mayor claridad las fuerzas actuantes en el sistema.

A continuación se indica el significado de cada parámetro considerado:
 δ : Es el ángulo que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del muro. Varía de $\phi/2$ a $2/3\phi$

ϕ : Es el ángulo de fricción interna del suelo.

β : Es el ángulo que forma la horizontal con el plano de falla de la cuña de suelo.

W : Peso de la cuña de suelo.

F : Fuerza de fricción generada en el suelo en la superficie deslizante de la cuña considerada.

E : Fuerza de empuje del suelo sobre el muro.

Dado que el sistema muro – suelo debe estar en equilibrio, el polígono, de fuerzas constituido por E , F , y W deberá cerrarse.

El peso W de la cuña se conoce tanto en magnitud como en dirección, además se conoce previamente las direcciones de E y F . Con los datos anteriores pueden obtenerse (al trazar el diagrama a una escala conveniente) la magnitud del empuje E y de la fuerza F , siendo la primera el Empuje Activo del material sobre el muro.

Para determinar el empuje máximo la secuencia del análisis efectuado fue el siguiente:

- 1) Se traza la línea q que forma un ángulo θ con la horizontal; valor que depende de las propiedades del suelo y de la inclinación del respaldo.
- 2) El área formada entre la línea ϕ , el parámetro vertical y la superficie del relleno, se divide en áreas pequeñas (cuñas) en cantidad y dimensiones arbitrarias.
- 3) Se construirá una tabla donde aparecerán las áreas parciales, los pesos parciales y acumulados de las respectivas cuñas.

- 4) Se grafican los pesos acumulados de las cuñas ($\sum W_i$) trazados a escala sobre la línea ϕ .
- 5) A partir del extremo final del segmento que representa el peso de la cuña considerada (W_i) se traza una paralela a la línea θ hasta formar un punto de intersección con la línea que limita a la cuña i , (línea B).
- 6) La distancia existente entre el punto de intersección (4º paso) y la línea ϕ corresponde al Empuje activo ocasionado por la cuña considerada.
- 7) Se obtienen los empujes activos para las demás cuñas, siguiendo los pasos anteriores.
- 8) Mediante una línea curva se unen todos los puntos de intersección de los empujes activos.
- 9) Se traza una línea paralela f por el punto de tangencial de la curva, la distancia entre la línea ϕ y el punto de tangencial corresponderá al Empuje Activo Máximo (E_a máx.), como se muestra en la figura 27.

En los análisis se consideró que los materiales del talud tendrán un ángulo de fricción interna de 29° , un peso volumétrico de 1.8 ton/m^3 y los materiales de relleno controlado tendrán un ángulo de fricción interna de 35° , un peso volumétrico de 1.8 ton/m^3 y una superficie inclinada 45° con la horizontal.

En las figuras 19 a 22 se muestra el empuje máximo para los muros proyectados, para los cuales se obtuvo un valor de 13.2, 6.0, 5.0 y 6.0 ton/m^2 .

5.7. ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.

Con objeto de garantizar la completa estabilidad de los muros de contención, se efectuó su revisión para las siguientes condiciones.

5.7.1 REVISIÓN POR VOLTEO.

Para garantizar que los muros de contención sean estables, es decir, que no sufran volteo, y no se generen esfuerzos de tensión sobre su base, deberá verificarse que la resultante de las fuerzas actuantes sobre ellos, pase dentro del tercio medio del ancho de la zapata de cimentación. Además los esfuerzos provocados por los muros de retención no deben exceder los esfuerzos permisibles del terreno sobre el que se desplanta.

De acuerdo con la dimensión de los muros propuestos para el proyecto de interés y que se muestra en las figuras 19 a 22, se obtuvo que la resultante pasa por el tercio medio de la base de su cimentación, resultando por lo tanto un factor de seguridad admisible contra falla por volteo. Por lo que los muros quedarían en su base sometidos a esfuerzos de tensión reducidos, que dadas las condiciones de contacto entre la base de los muros y el material en que se apoyan, estos no tienen capacidad de tomar tensiones de magnitud importante.

En los análisis que se presentan a continuación se consideraron las dimensiones del muro que se presentan en las figuras 12 a 15.

Se determinó el factor de seguridad contra el volteo del muro, tomando momentos respecto al talón del muro, correspondiente al punto A de la figura 8, debiendo satisfacerse que el momento resistente sea mayor que el momento actuante, para lo cual se define el factor de seguridad FS_v como el cociente entre el momento de resistencia y el momento actuante:

$$FS_v = M_r / M_a$$

Dónde:

FS_v: Factor de seguridad contra volteo.

M_r: Momento resistente, debido a las fuerzas que impiden el volteo del muro.

Ma: Momento actuante, ocasionado por las fuerzas cuyas acciones tienden a provocar el volteo del muro

La fuerza de empuje y el peso del muro generan esfuerzos sobre su base, es conveniente que los esfuerzos provocados sean siempre de compresión, debido a que los muros no están diseñados para resistir esfuerzos de tensión, ya que no existe adherencia entre la base de los muros y los materiales en que se apoyan. Para no tener tensiones en la base la resultante de las fuerzas que actúan sobre los muros, debe cruzar la resultante en el tercio medio de su base.

Considerando las dimensiones de los muros de contención mostrados en las figuras 17 a 20, se obtuvo que la resultante de las fuerzas actuantes sobre los muros, cruza por el tercio medio de su base, para la que resulta un factor de seguridad admisible contra volteo de 1.64, para muros con altura libre de 5.0 m, que es admisible, sin que se generen tensiones de importancia en su base.

5.7.2. REVISIÓN POR CAPACIDAD DE CARGA.

Se revisó que los esfuerzos aplicados por la base de la cimentación del muro, producidos por el momento de volteo debido al empuje del suelo sobre los muros, no rebase la capacidad de carga admisible por cortante de los materiales de apoyo de su cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante se mantenga dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por la cimentación de los muros.

La capacidad de carga de los materiales de apoyo de los muros de contención se determinó, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivo-friccionantes, y aplicando la siguiente expresión:

$$Ca = \{ Pv (Nq - 1) + 0.5 \gamma B N\gamma \} FR + Pv$$

En donde:

Ca: Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m².

Pv: Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m².

Nq: Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por

$$Nq = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi / 2)$$

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:

$$N\gamma = (Nq + 1) \tan \phi$$

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

FR: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

Pv: Presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

Considerando un ángulo de fricción interna de 34° y un peso volumétrico de 1.8 ton/m³, se obtuvo una capacidad de carga admisible para diseño, 64 ton/m² para base corrida, con una profundidad de desplante de 1.50 m.

La presión máxima originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes fue obtenida con la siguiente expresión:

$$P_t = R_v / B (1 + 6e/B)$$

Dónde:

P_t: Presión originada por la componente vertical de la resultante de las fuerzas actuantes sobre el muro.

R_v: Componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro.

e: Excentricidad de la componente *R_v* respecto al punto central de la base del muro.

B: Ancho de la base del muro.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por zapatas de cimentación de los muros de contención de 10.72 ton/m², para los muros de 5.0 m de altura libre, que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes, resultando el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga admisible.

5.7.3. REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO.

La fuerza de empuje originada por el relleno tiende a provocar el deslizamiento del muro sobre la superficie del terreno; la oposición contra el deslizamiento del muro es desarrollada por la fricción que se genera entre la superficie del suelo y la base del muro.

Para lograr la estabilidad del muro en cuanto a un posible deslizamiento se deberá satisfacer que las fuerzas resistentes sean mayores que las fuerzas actuantes.

El análisis del deslizamiento del sistema de contención se llevó a cabo aplicando la siguiente fórmula:

$$FSd = Ffr / Eah$$

Donde:

FSd: Factor de seguridad contra el deslizamiento.

Eah: Empuje activo, actuante a favor del deslizamiento, igual a la componente horizontal del empuje.

Ffr: Fuerza de fricción resistente al deslizamiento, obteniéndose con la siguiente expresión:

$$Ffr = Rv \tan\phi' + C'B$$

Donde:

Rv: componente vertical de la resultante de fuerzas actuantes en el muro de contención.

ϕ' : 2/3 del ángulo de fricción interna del suelo.

C': 2/3 de la cohesión del suelo.

B: ancho de la base del muro de contención.

Considerando para los materiales de apoyo de los muros un ángulo de fricción interna de 34° y una cohesión del suelo de 4 ton/m^2 , y anchos de la base de 3.0 m, para muros de 5.0 m de altura libre, se obtuvieron factores de seguridad contra el deslizamiento de 1.55, considerando necesario implementar un dentellón.

En conclusión se establece que los muros de contención que tendrán una altura máxima y libre de 5.0 m, requerirán una base mínima de 3.0 m de ancho, con dentellón, desplantados a 1.5 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno.

La presencia del agua acumulada en los respaldos de los muros de contención, incrementa en forma notable la presión total que el suelo ejerce sobre él. Con el objeto de contrarrestar la presión del suelo más la hidrostática, nos llevaría a construir muros más resistentes y de grandes dimensiones, lo que resultaría antieconómico. Una forma de eliminar el efecto que provoca el agua es drenar los muros de la manera más adecuada posible, por lo que surge entonces como una necesidad imprescindible llevar a cabo el drenaje en los muros, el cual puede ser mediante un sistema de drenes de PVC de 3" de diámetro colocados a cada 3.0 m y en tresbolillo, los cuales deberán atravesar toda la sección transversal del muro.

5.8. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

A continuación presentamos el procedimiento constructivo para la primera alternativa; que está resuelta mediante un muro de suelo cemento en una proporción 94 – 6%, en peso, respectivamente, con las dimensiones que se muestran en la figura 16 a 19, por lo que se juzga que es la alternativa más viable a ejecutar, considerando los elementos que se tienen en el lugar.

a) Se levantará el material existente en 0.5 m de espesor, con respecto al nivel actual del terreno, a partir de donde se desplantará el suelo-cemento

b) Una vez alcanzado el nivel de desplante recomendado, se re-compactará la superficie dejada para el desplante del muro.

c) Inicialmente se efectuará una limpieza general en toda esta zona, retirando todos los elementos como basura, pedacería de madera, boleos. Serán retirados a donde lo indique la dirección de Obra.

d) El espesor de las capas de relleno a base de suelo-cemento, que se estarán extendiendo en estado suelto, está en función del tipo de materiales utilizados y del equipo con el que se trabajará.

e) Una vez enrasada la superficie de los materiales que se tienen a la fecha, se procederá a continuar la colocación de los rellenos con la siguiente secuencia:

f) A fin de continuar aprovechando los materiales que se tienen almacenados constituidos por arenas limosas poco arcillosas con gravas y boleos, de color café rojizo y los materiales arcillosos poco arenosos, café claro, estos deberán seleccionarse de manera que no tengan basura, terrones, ni partículas mayores a 6" de diámetro. Se establece que al solicitar seleccionar el material implicará desechar todo el material y elemento ajeno al material utilizado.

g) Posteriormente se iniciará la colocación del suelo-cemento en capas de 0.25 m de espesor en estado suelto, humedeciéndolo y compactándolo hasta

alcanzar el 95% de su peso volumétrico seco máximo. El suelo cemento estará constituido en una proporción de 94 - 6%, en peso, respectivamente.

h) Para la construcción de las capas deberá colocarse cimbras de madera en forma lateral las cuales estarán soportadas por varillas de $\frac{3}{4}$ " de diámetro hincadas a cada 2.0 m, iniciando con una base de la corona al talud y conforme se vaya elevando el suelo cemento se irán colocando cimbras de madera en forma escalonada, se recomienda utilizar cimbras de 0.5 m de peralte.

i) El paso anterior se repetirá sucesivamente hasta alcanzar el nivel máximo de los rellenos constituidos por suelo cemento.

j) Posteriormente se realizará un recorte mínimo de 0.5 m, con el objeto de retirar los materiales que se encuentran en estado suelto, y donde la influencia de los compactadores no fue posible alcanzar en las orillas, este recorte únicamente se realizará en la zona donde se desea dejar el espacio requerido por el proyecto, que podrá ser dejando un talud a 45°.

k) Finalmente deberá preverse la colocación de los tubos de PVC de 3" de diámetro, que se colocarán conforme se vaya construyendo el suelo cemento y que atravesarán de lado a lado.

l) Una vez construido el muro de contención se procederá a rellenar su respaldo con material de relleno controlado, e inclusive el proceso puede ser en forma simultánea.

m) En caso de requerirse material importado para la construcción del suelo cemento podrán ser utilizados mezclas de gravas, arenas y material fino (tepetate) que cumplan con las siguientes especificaciones:

Límite líquido	40 % máx.
Índice plástico	20 % máx.
Contracción lineal	8 % máx.
Valor relativo de soporte (CBR)	15 % mín.

Contenido de agua óptimo	25 % máx.
Peso volumétrico seco máximo	1.3 ton/m ³ mín.

n) Los materiales con los que se construirá el suelo cemento, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán mediante un equipo que permita obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, incorporando cemento en un porcentaje de 6%, en peso.

o) Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 25 cm. de espesor en estado suelto, y se compactarán al 95 % de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar. Las tres últimas capas serán de 20 cm. en estado suelto, compactadas al 98 % de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar; 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 proctor.

CONCLUSIONES.

La basta experiencia y el conocimiento del comportamiento de las obras a realizar en la ingeniería son un factor muy importante en la aplicación de la estabilidad de taludes, considerando que lo aprendido teóricamente no bastaría para poder dar una adecuada solución a un problema de la magnitud de la obra realizada en este trabajo de investigación.

Haciendo una comparación de la evolución con los instrumentos antiguos para el uso de la Ingeniería Civil que hacían más tedioso, difícil y tardado encontrar una solución al problema, con el paso del tiempo la búsqueda de nuevas formas para mejorar esta situación ha cambiado, actualmente se cuenta con tecnologías avanzadas como los software de computadora, maquinaria nueva y procedimientos de investigación de campo que facilitan y hacen más ágil el trabajo del ingeniero para el desarrollo de las obras civiles.

Sin embargo, para un ingeniero lo importante del problema sería cerciorarse una y otra vez de los cambios en que la dificultad se pueda suscitar. Para que las soluciones en que se haya concluido siempre sean seguras el encargado de la obra debe realizar pruebas de campo, que en éste y en muchos de los casos prácticos llegan a ser las más importantes para dar con toda seguridad esa determinación a la que se quiera llegar.

Todas las técnicas utilizadas para dar solución a una estabilidad de taludes como los muros de contención, anclas, concreto lanzado, suelo cemento al igual que los cálculos realizados son de suma importancia, ya que permite ver el comportamiento de una falla geológica, así también el mejorar los procedimientos de diseño que la estructura requiera, pero en el caso práctico se evitan todos esos peligros que una falla atrae.

La última decisión o solución que sea tomada para estabilizar un talud depende mucho de la resistencia del suelo por los movimientos naturales que

tienden a cambiar y ser inestables, es ahí cuando la intuición del ingeniero es de gran valor, la mayoría de las estructuras son analizadas con las fuerzas que el suelo ejerce sobre ellas, por lo que las habilidades ingenieriles para resolver un problema dependen en gran parte de la naturaleza del terreno.

Las condiciones hidráulicas encontradas con gran variedad dentro del terreno y la diversidad de materia que constituye el subsuelo son las causantes del peligro de un deslizamiento, esto nos llevaría a tener diferentes consideraciones económicas referentes a la estructura, y en caso de no ser tomadas en cuenta la última decisión podría cambiar radicalmente sufriendo los principales cambios dentro de la estructura, proceso constructivo y coeficiente de seguridad.

El ingeniero debe ser capaz de darse cuenta de los casos más críticos que pueden presentarse dentro del proceso constructivo, para así tener una idea con anticipación de tiempo y costo que los problemas requieren y que las decisiones tomadas no cambien repentinamente por un costo elevado.

A medida que se va avanzando con la obra a realizar van surgiendo nuevos problemas, estos en muchos de los casos se deben a que en el terreno que se está trabajando el suelo carece de propiedades favorables que a la brevedad se deben solucionar, en todo caso el ingeniero tiene que ser muy observador y cuidadoso situando los lugares más críticos, posteriormente realizando estudios en laboratorios para darse una mejor idea del material en que se está trabajando, si es posible ejecutar los trabajos de estabilización con mayor rapidez, así también reduciendo los gastos en las maniobras de todo aquel talud que empieza a fallar.

Para poder tener una óptima seguridad de las condiciones de estabilidad se hace hincapié en el proceso constructivo, ya que la perfección a la hora de ejecutar la mínima maniobra nos conlleva a tener resultados benéficos, así también el seguimiento de todos los trabajos realizados se harían con una mayor facilidad, el ahorro del tiempo y costo sería muy considerable.

Una estabilidad del talud dependerá en gran parte del trabajo minucioso de investigación anterior a todo aquel trabajo de construcción, gracias a estos preliminares se obtendrán datos y/o información confiable de aquellos factores que intervienen en la obra, por último el criterio y experiencia con la que el ingeniero cuente será lo más importante en todas esas incógnitas críticas a resolver.

El diverso comportamiento en los taludes observados con el tiempo han implementado la experiencia y el conocimiento del ingeniero, todos estos nuevos métodos servirán como herramienta posterior para incrementar y mejorar los diseños ya conocidos, haciendo de estos día con día más seguros, eficaces y económicos para la sociedad que los requiera.

ANEXOS

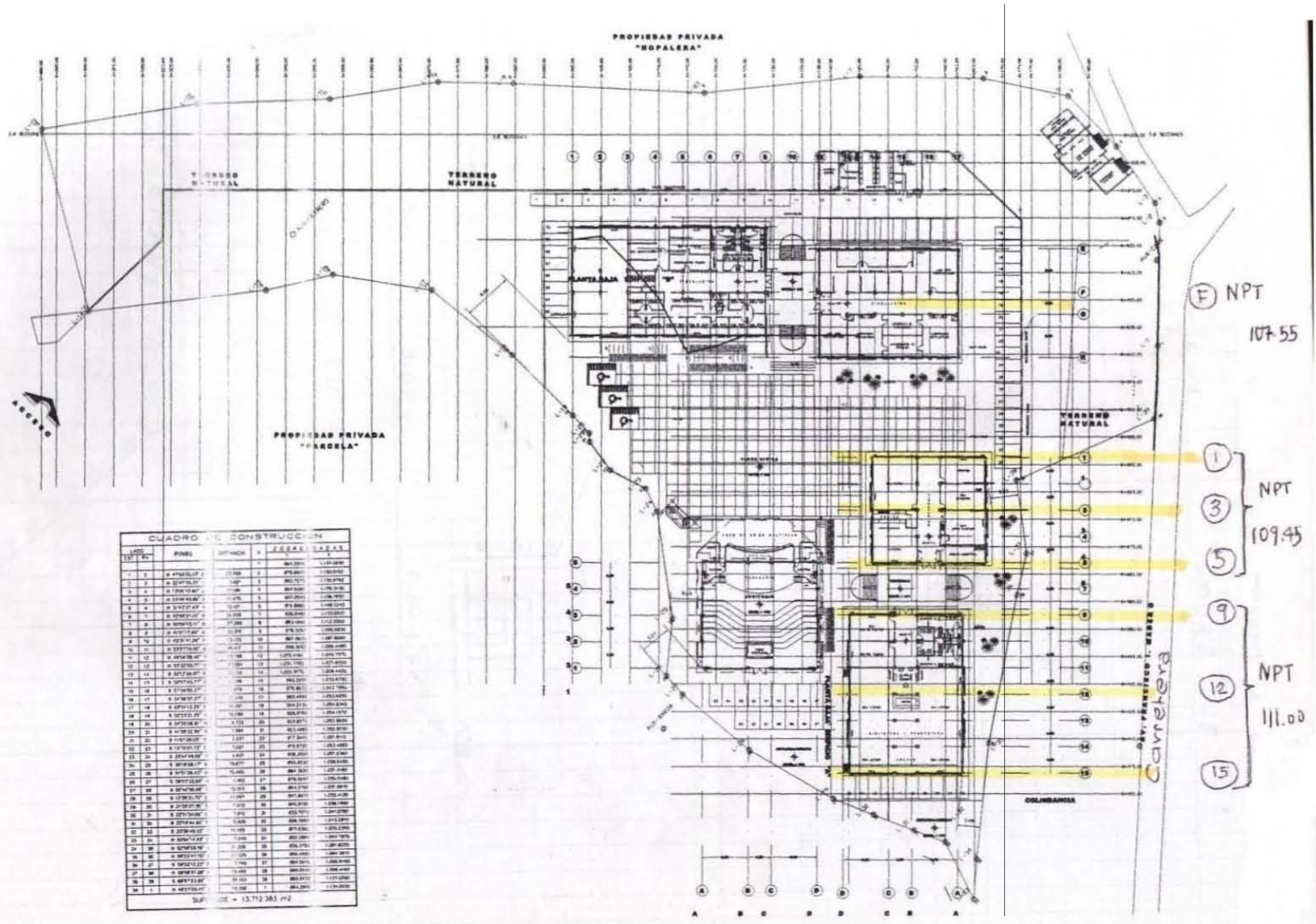


Figura 9

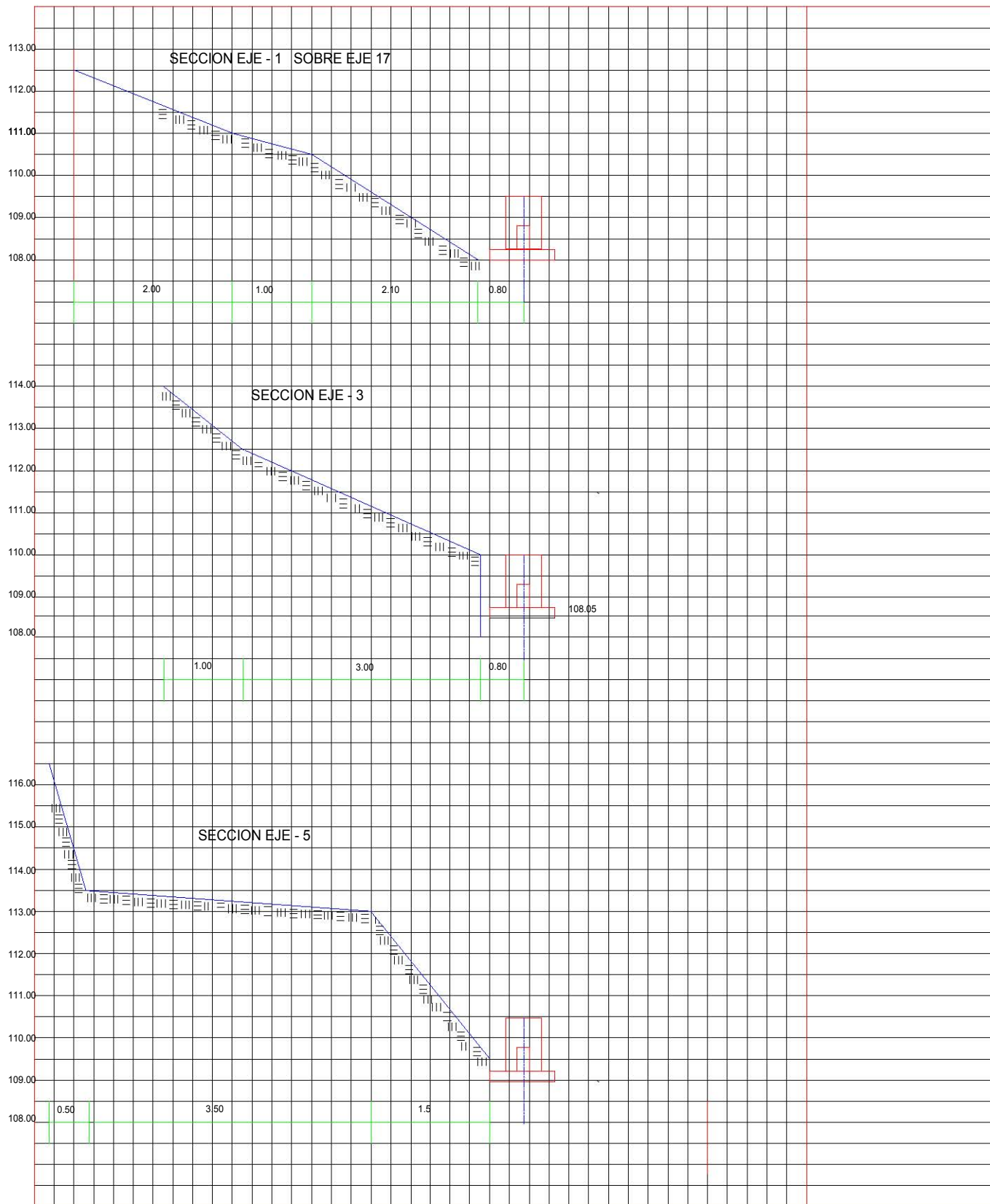
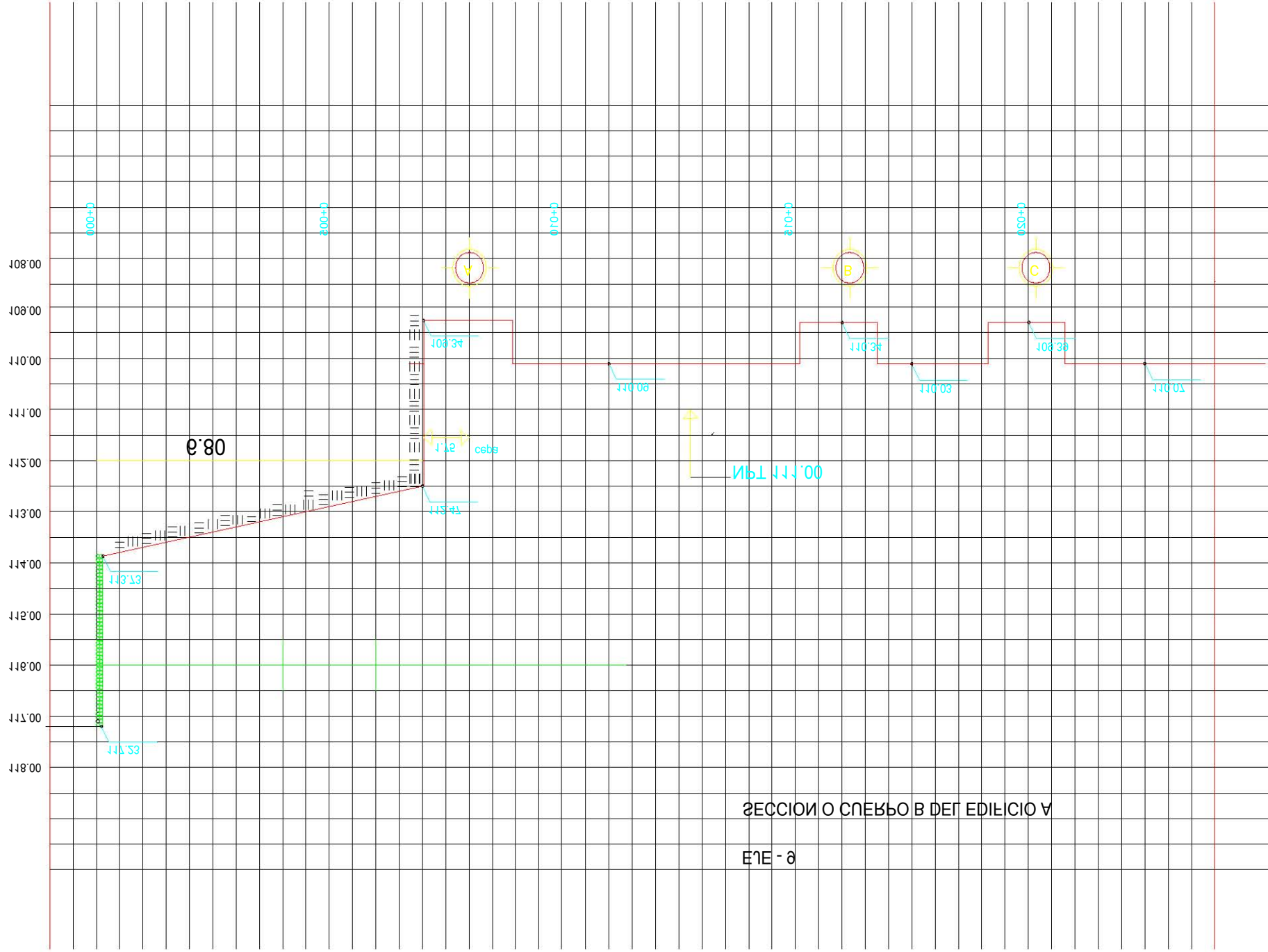
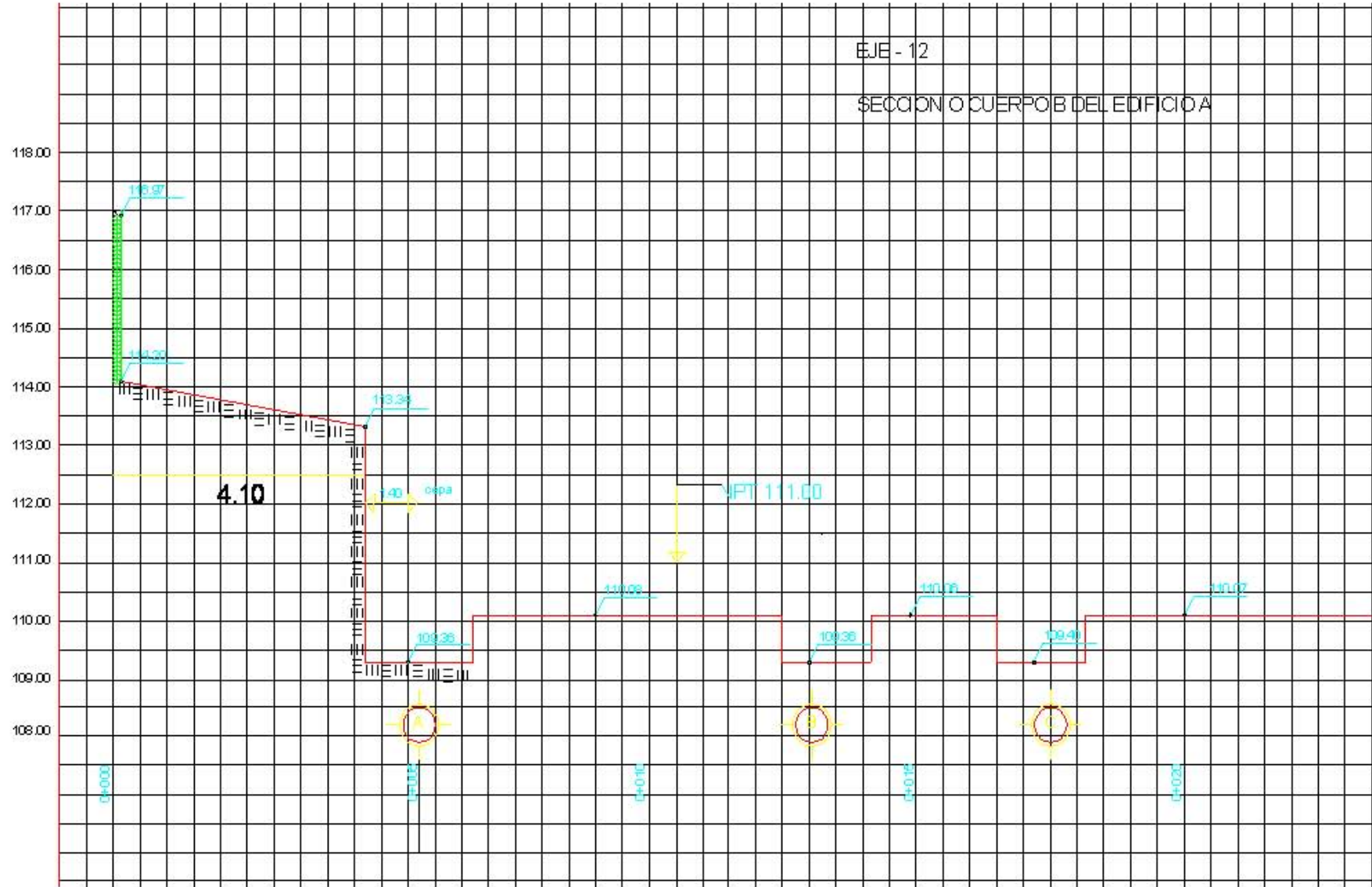
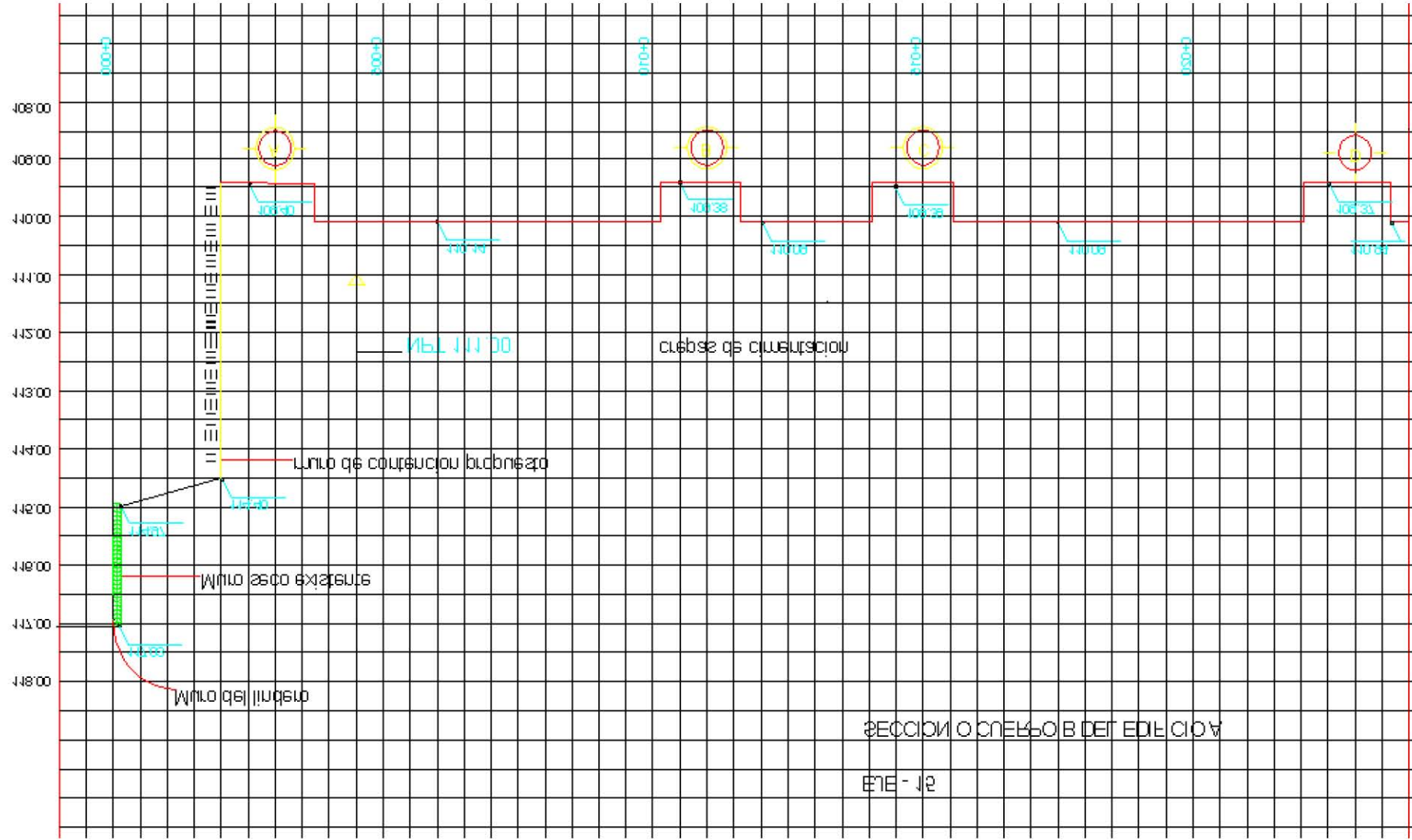


Figura 10









GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL
 Secretaría de Obras y Servicios
 Dirección General de Obras Públicas

Dirección De Construcción De Escuelas

OBRA: ESCUELA DE EDUCACION MEDIA SUPERIOR MILPA ALTA

No. DE CONTRATO: E02.02.2.0190

No. DE ESTIMACION:

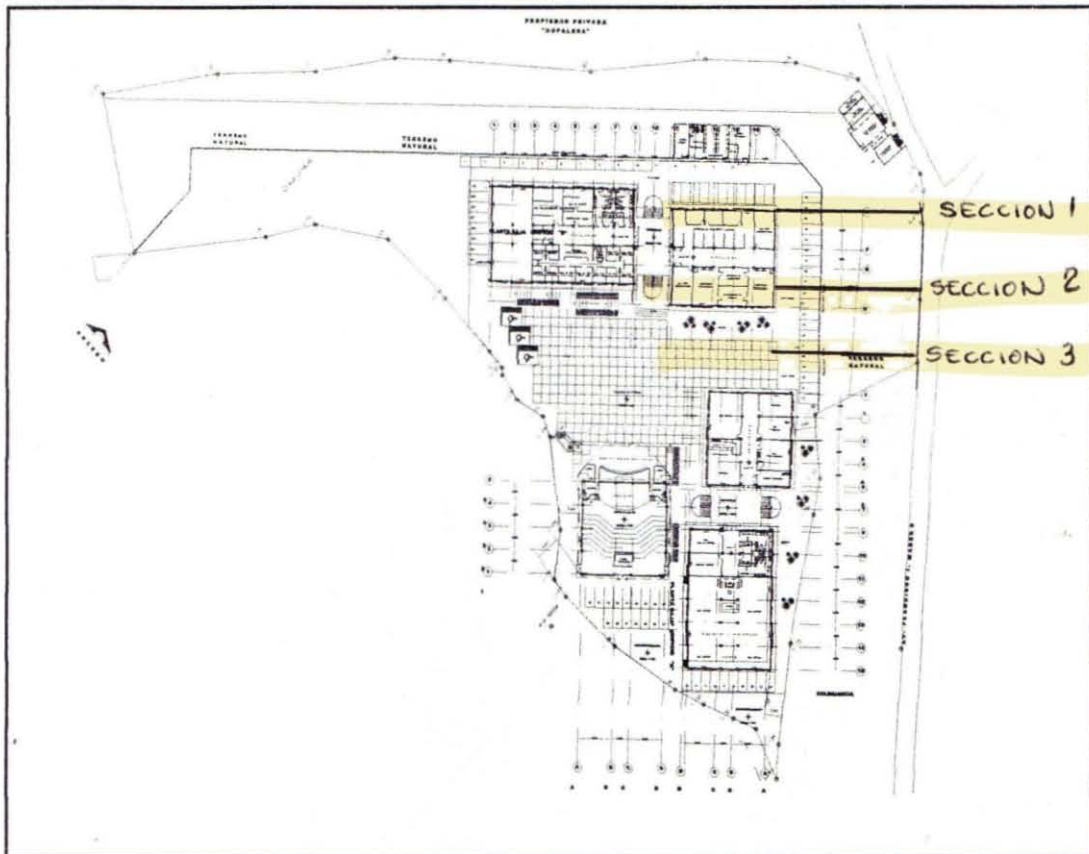
PERIODO DE EJECUCION: DEL:

AL:

GENERADORES

CLAVE	CONCEPTO	EDIFICIO

CROQUIS



EL CONTRATISTA
 VLG CONSTRUCTORES, S.A. DE C.V.

ARQ. LUIS M. CACHO T.
 SUPERINTENDENTE DE OBRA

SUPERVISIÓN
 EXPERIENCIA INMOBILIARIA TOTAL S.A. DE C.V.

ING. ADOLFO BARZANALLANA
 GERENTE DE SUPERVISION

Figura 14

DETALLE TALUD ORIENTE

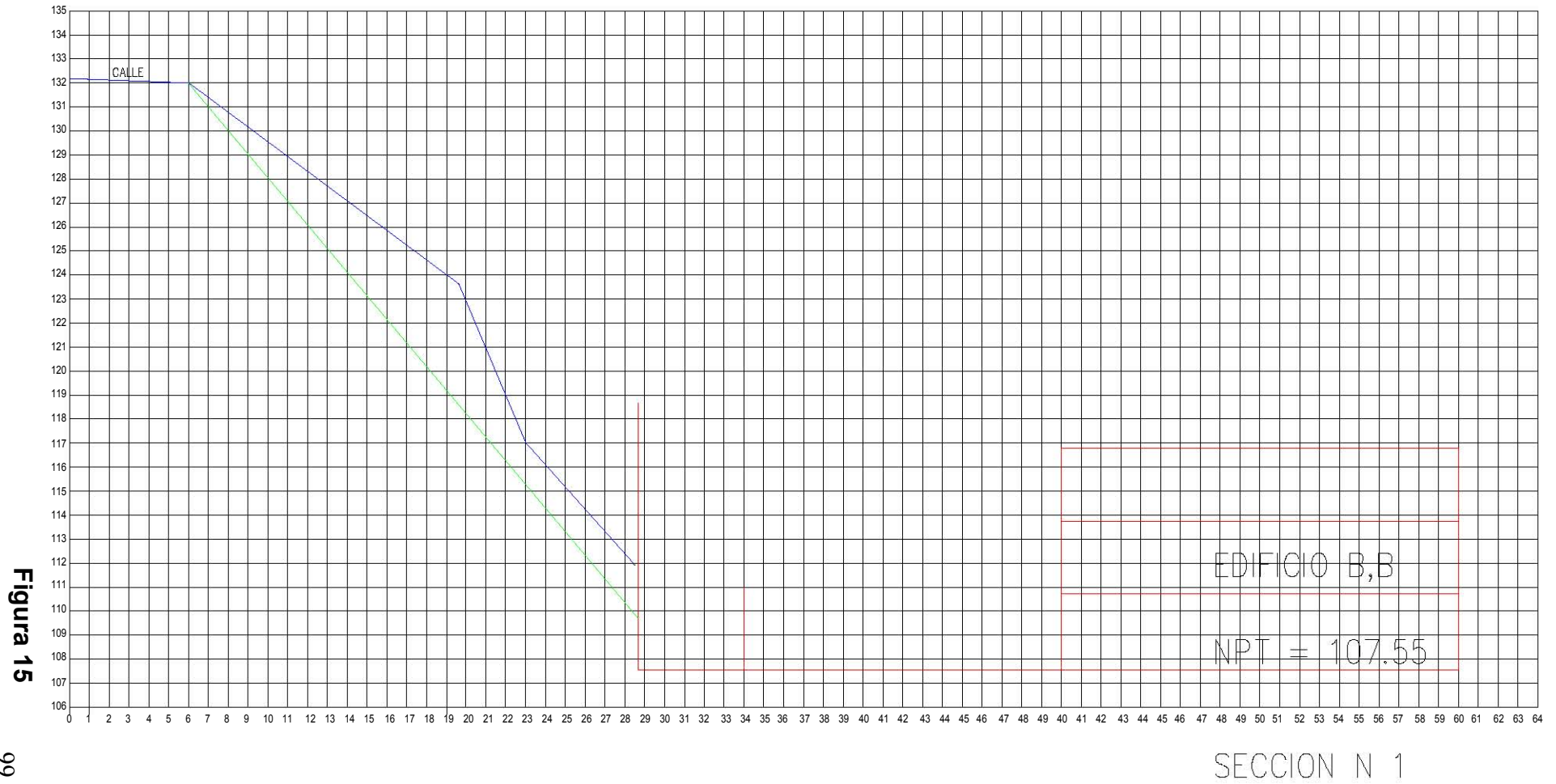


Figura 15

DETALLE TALUD ORIENTE

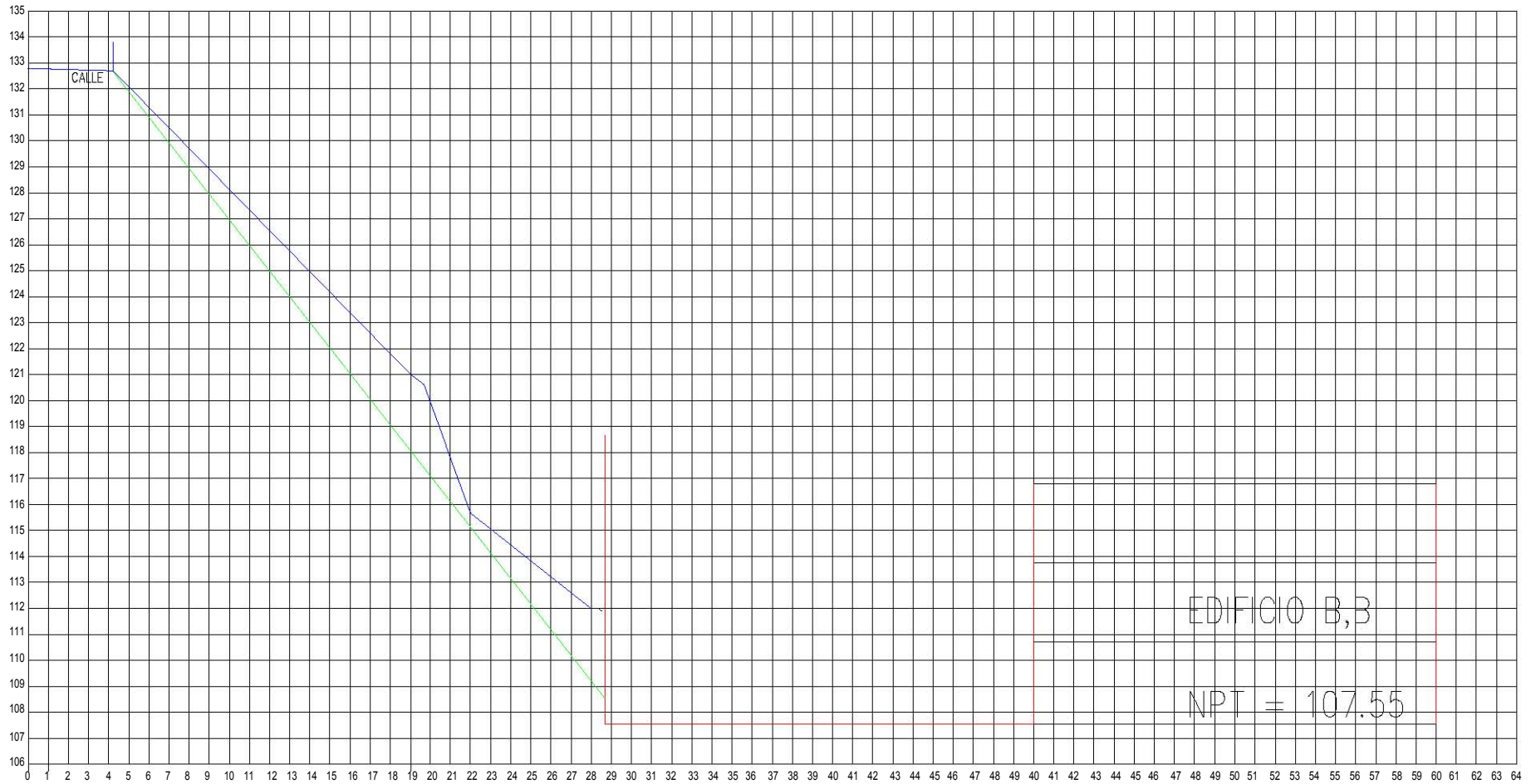
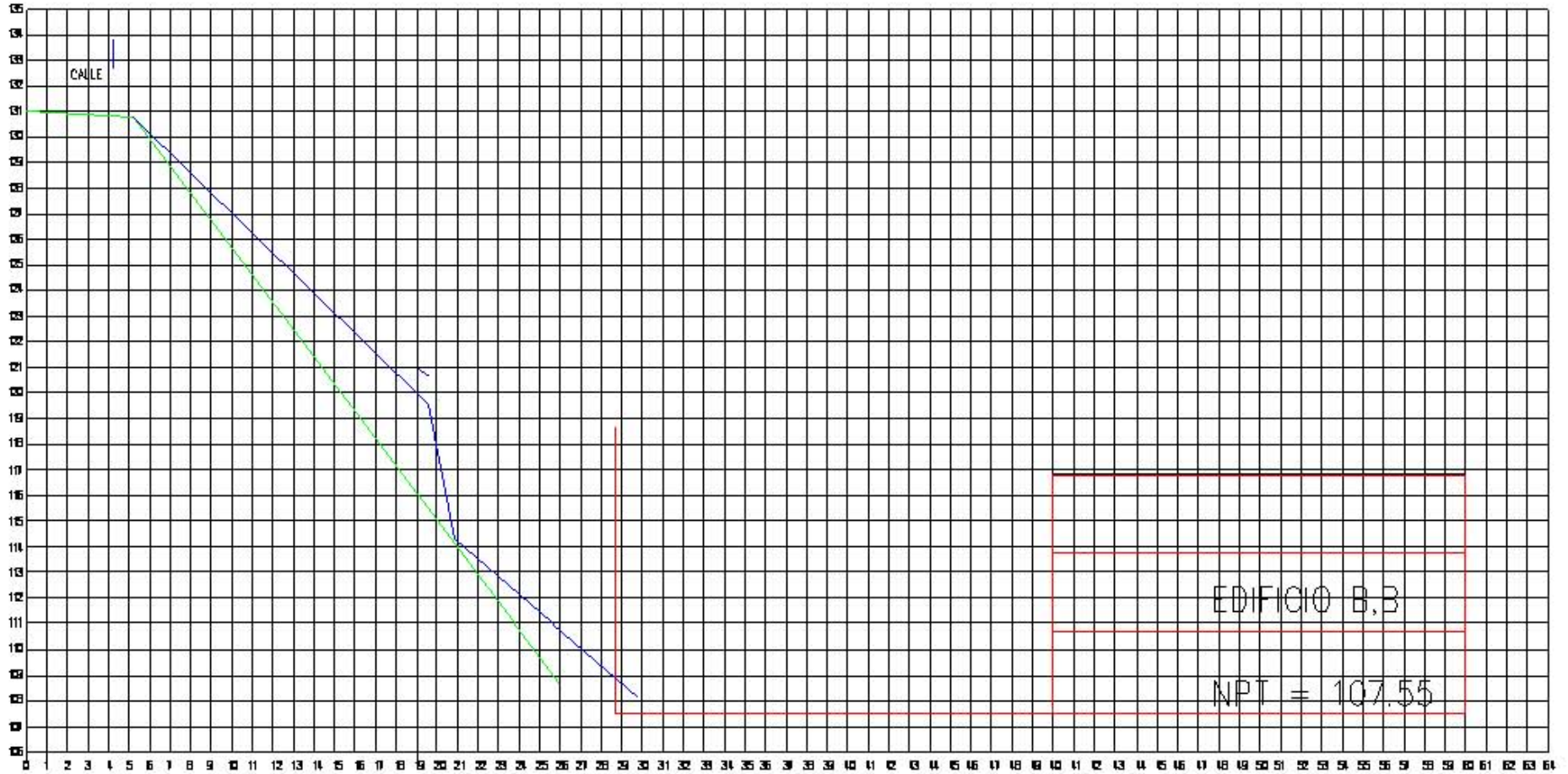


Figura 16

SECCION N 2

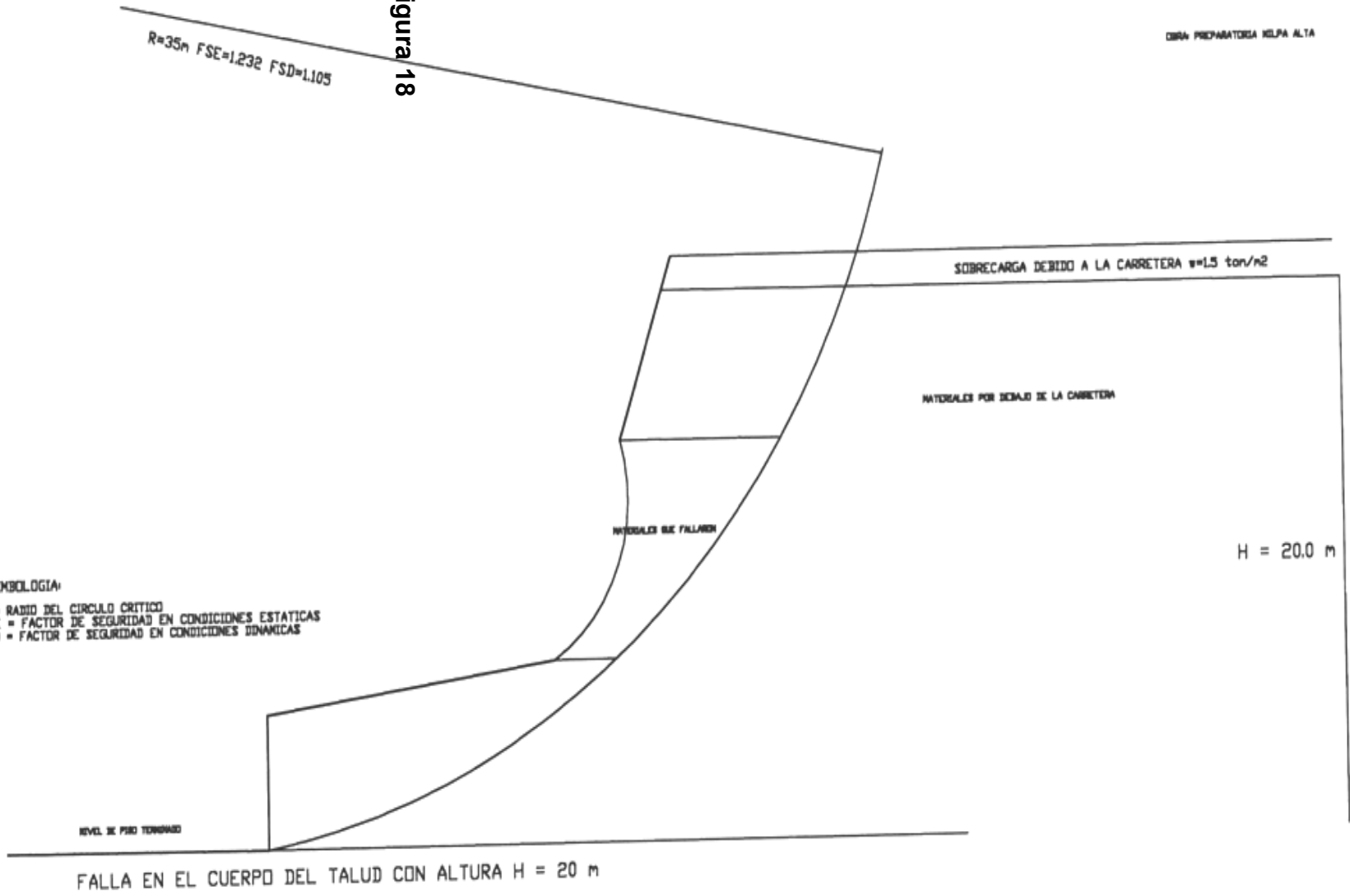
DETALLE TALUD ORIENTE



SECCION N 3

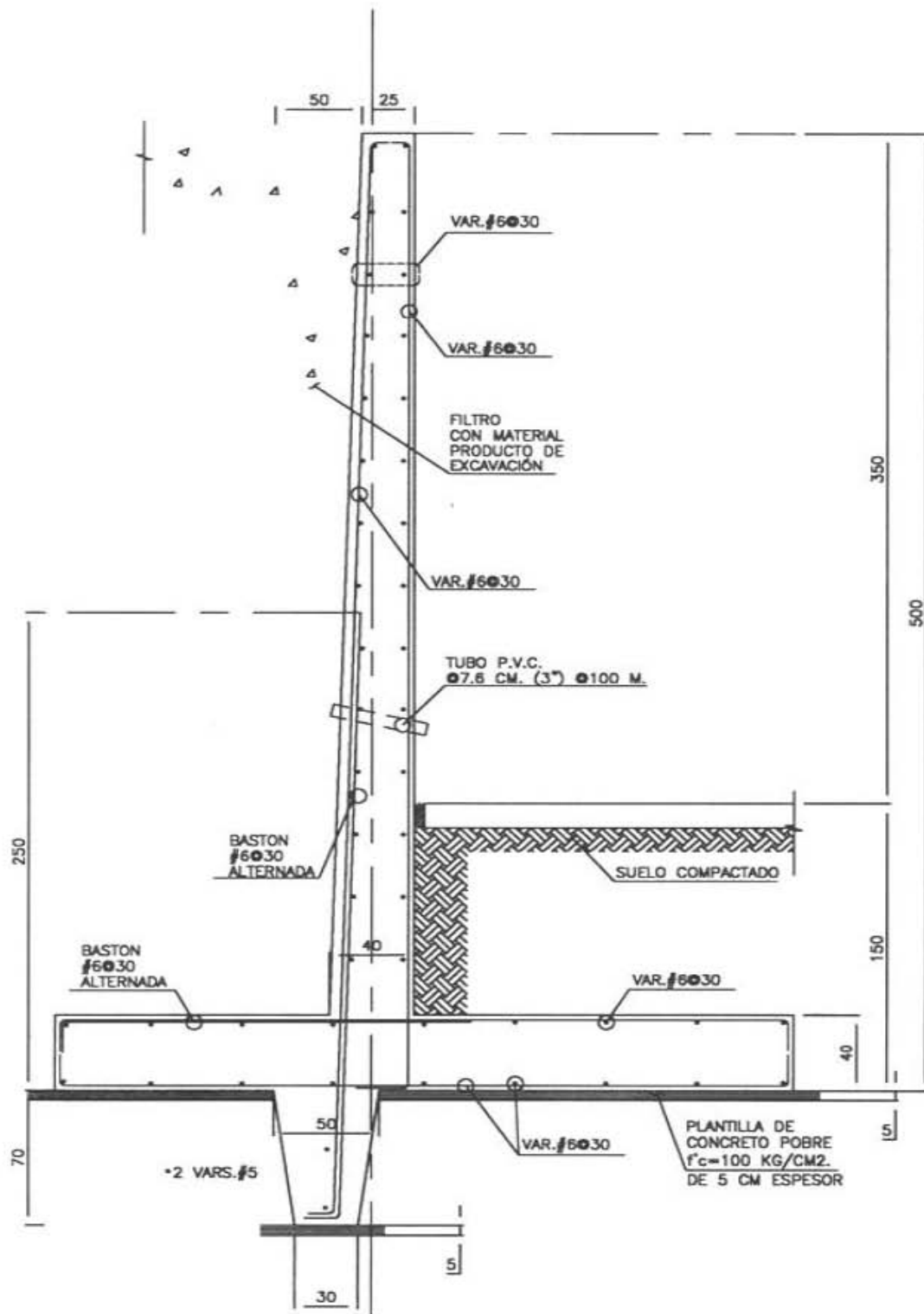
Figura 17

Figura 18



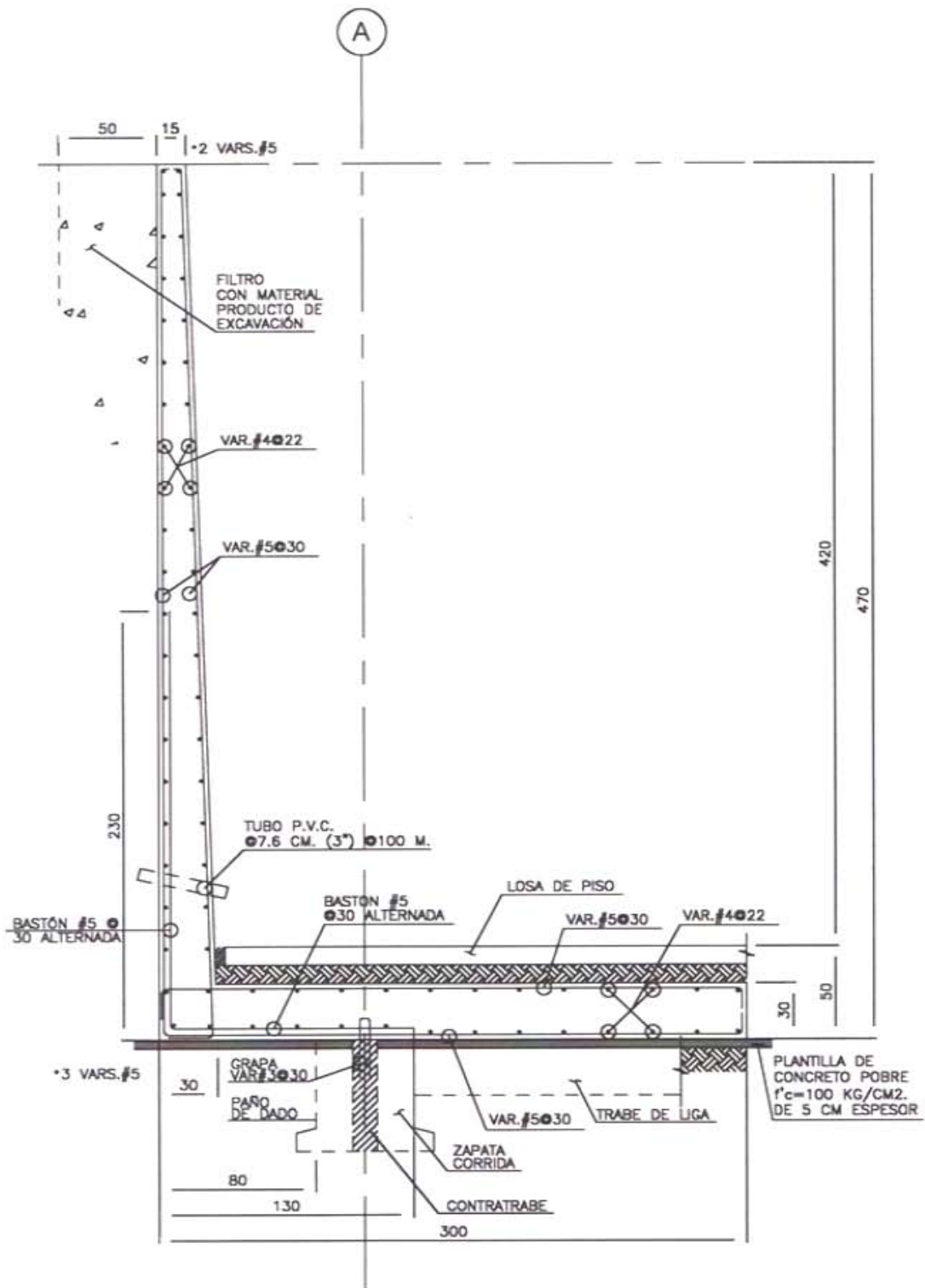
SIMBOLOGIA:
R = RADIO DEL CIRCULO CRITICO
FSE = FACTOR DE SEGURIDAD EN CONDICIONES ESTATICAS
FSD = FACTOR DE SEGURIDAD EN CONDICIONES DINAMICAS

FALLA EN EL CUERPO DEL TALUD CON ALTURA $H = 20 \text{ m}$



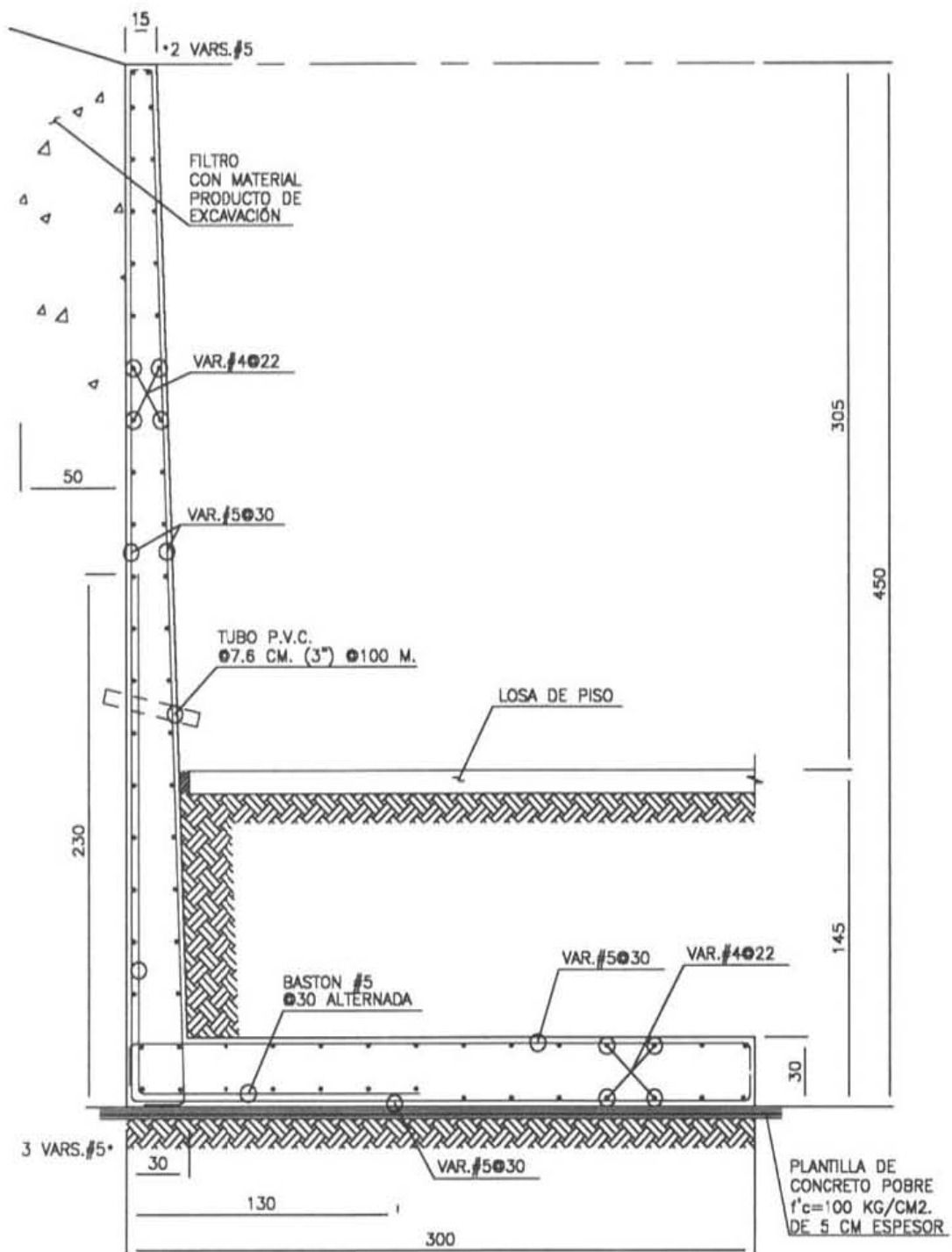
MURO DE CONTENCIÓN EJE 17
 PARALELO AL EDIFICIO A
 CÓTAS CM. (ELEVACIÓN)

Figura 19



MURO DE CONTENCIÓN EJE A
EDIFICIO A SECCIÓN A ENTRE 1-5
CÓTAS CM. SECCIÓN A ESCALA

Figura 20



MURO DE CONTENCIÓN EJES 5-9
ZONA DE ESCALERAS
COTAS CM. (ELEVACIÓN) ESCALA

Figura 21

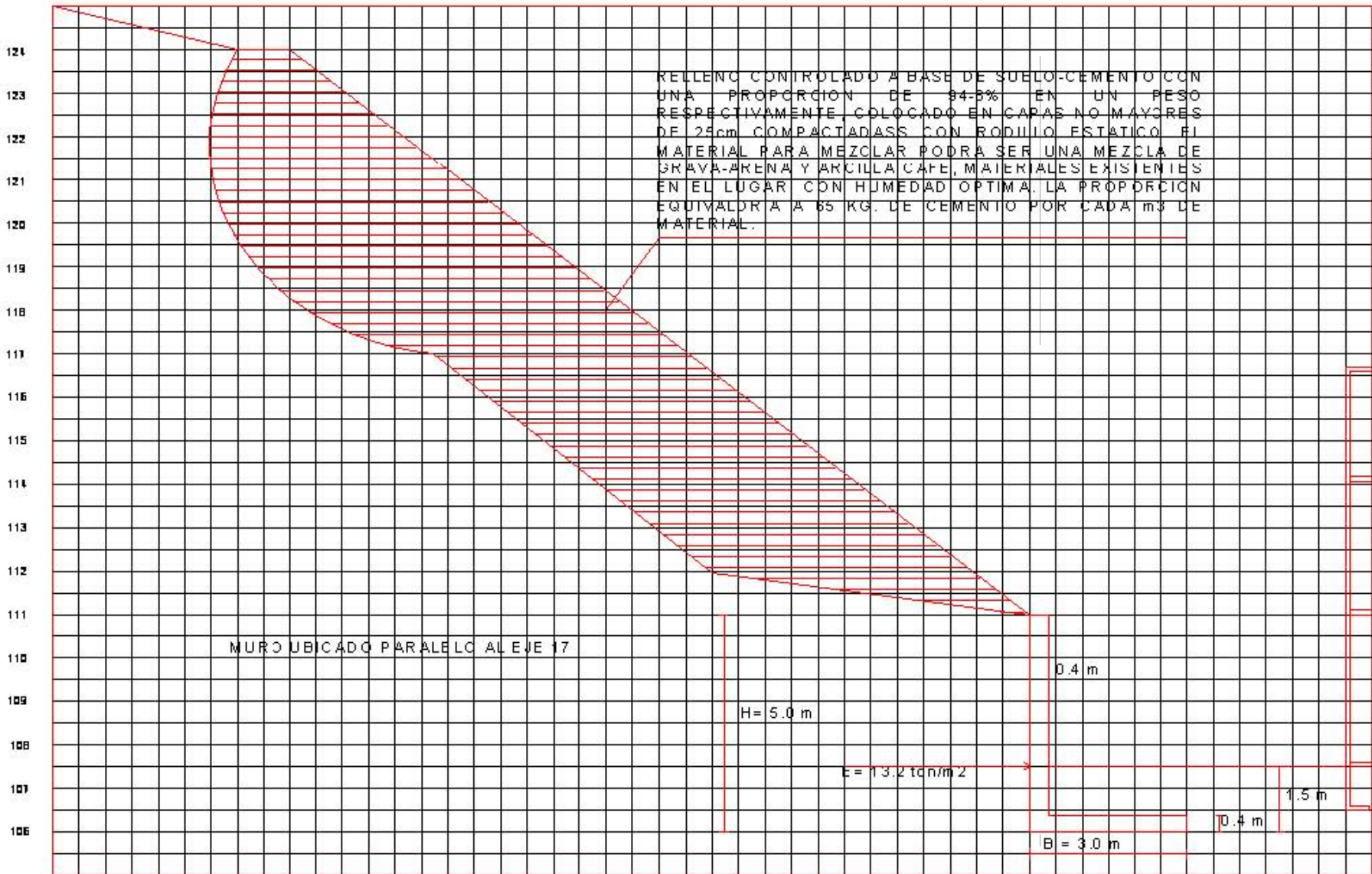


Figura 23

ESCUELA PREPARATORIA
MILPA ALTA

118
117
116
115
114
113
112
111
110
109
108

4.5 m

$E = 610 \text{ ton/m}^2$

NPT = 111.00

NPT = 109.45

1.45 m

$B = 3.0 \text{ m}$

MURO DE CONTENCION PARA LA ZONA DE ESCALERAS ENTRE LOS EJES 5-9

Figura 24

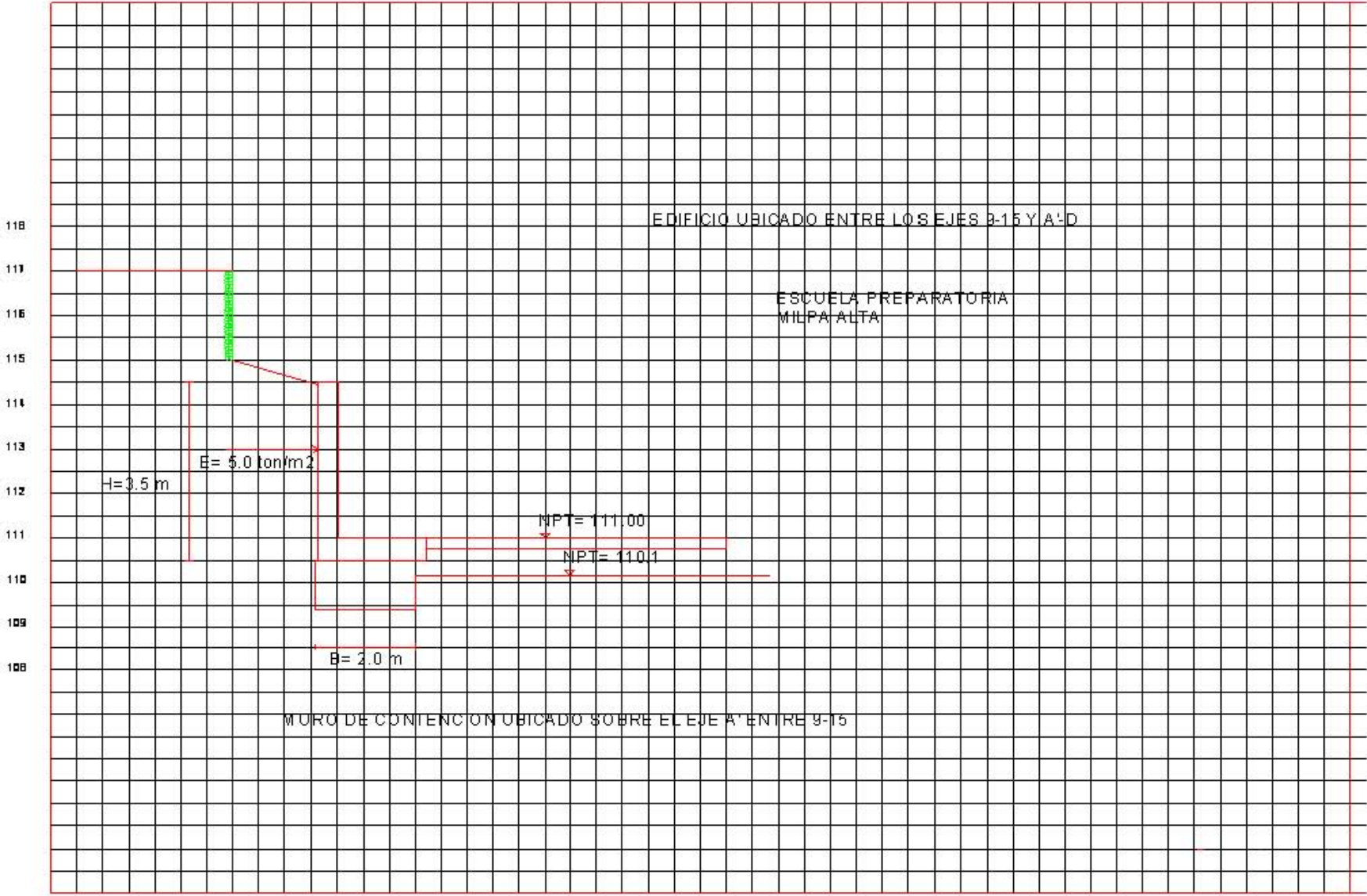


Figura 25

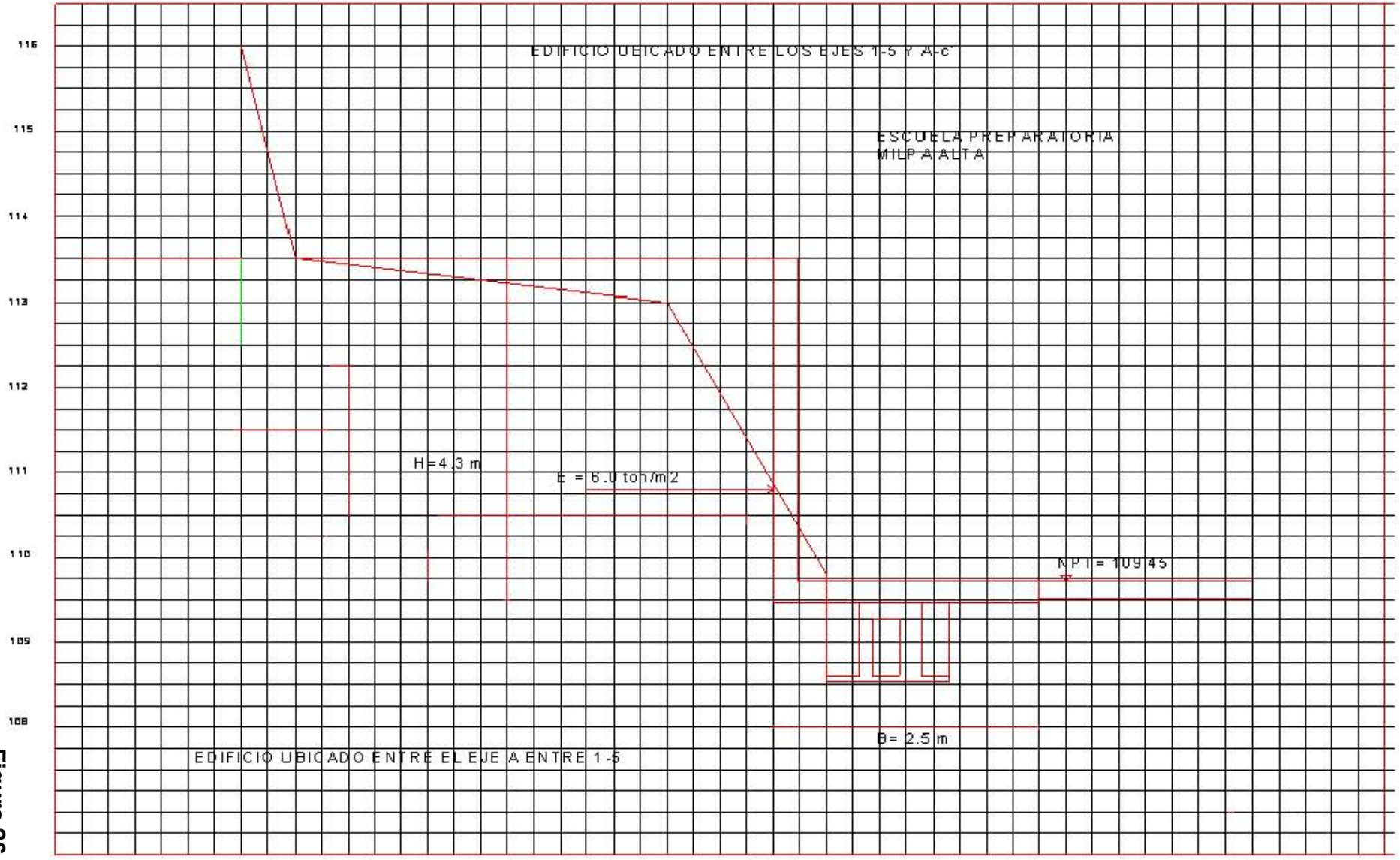
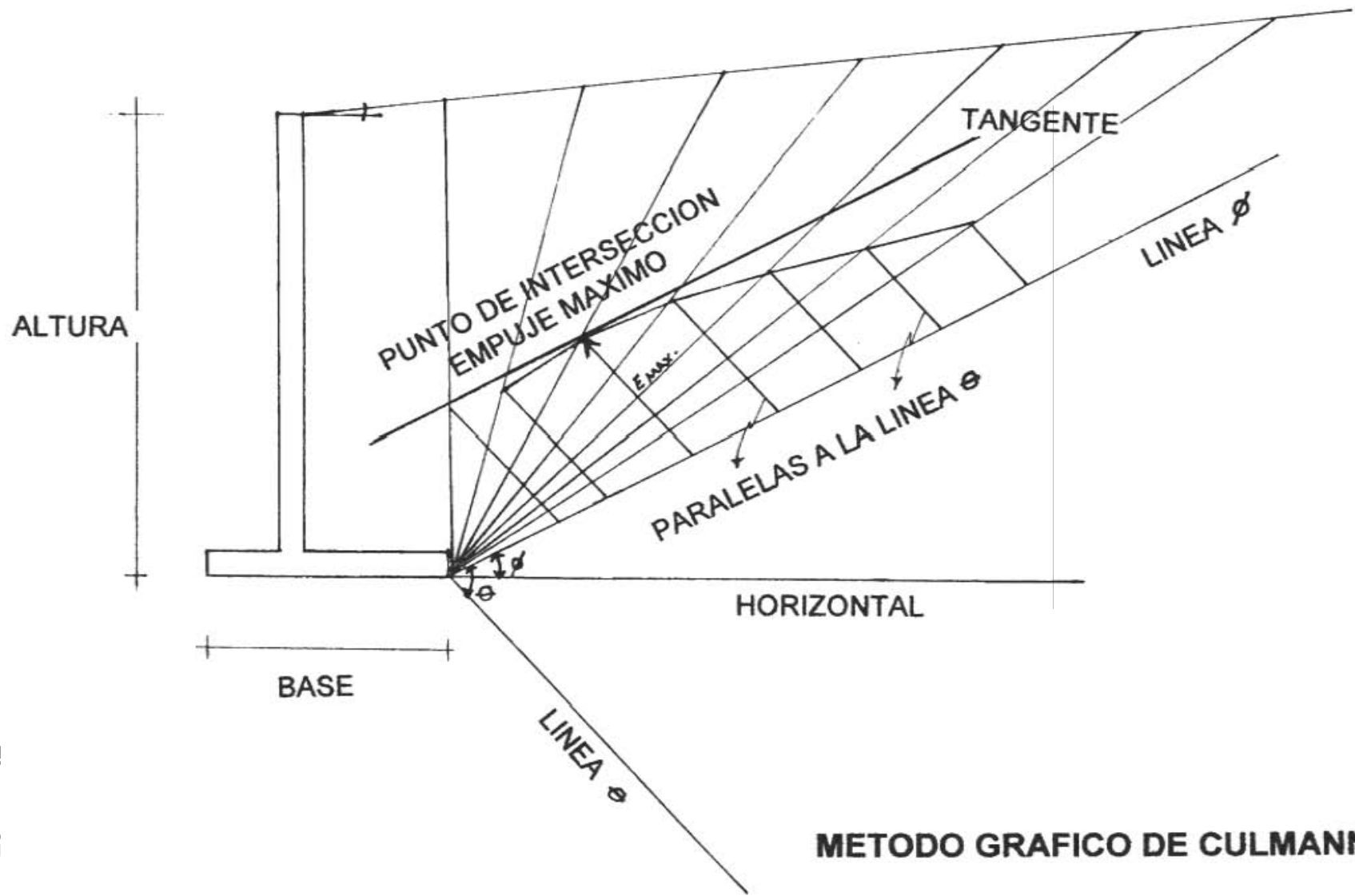


Figura 26



METODO GRAFICO DE CULMANN

Figura 27

BIBLIOGRAFÍA.

- Dr. Manuel Mendoza López, *Enfoque reciente en la compactación de suelos*, publicación técnica No 33, Querétaro, Qro. 1992, 74 págs.
- Sociedad mexicana de mecánica de suelos, *Agrietamiento de suelo*, México, 1991, p.p. 75-108, 109 págs.
- Carlos Fernández Loaiza, *Mejoramiento y estabilización de suelos*, limusa, México, 1982, p.p. 67- 103, 255-272, 351 págs.
- Rafael Farías Arce, *Muros de carga. Sismo*, UNAM, México D.F., 1975, 106 págs.
- José Barros, *Muros de contención*, CEAC, Barcelona, España 6ª edición, junio 1989, 205 págs.
- Eduardo de la Fuente Lavalle, *Suelo-cemento, usos, propiedades y aplicaciones instituto Mexicano del cemento y el concreto*, México, 1995, 86 págs.
- CARRILLO A. *Estabilidad y Resistencia del Conglomerado de Lima Metropolitana*, El Ingeniero Civil, 1979, Vol. 1, pp. 20-30.
- CORDOVA R.D., *Estudio de Estabilidad de Taludes en Minas a Cielo Abierto con Aplicación a la Mina Cerro Verde*, Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.1979
- MARTINEZ VARGAS A., *Estudio de los Sedimentos de Iquitos y sus Consideraciones en los Derrumbes de la Ribera del Amazonas*, Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación No. 27, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.1967

- MARTINEZ VARGAS A. *Análisis sobre los Huaicos, Aluviones y Alud- Aluviones ante el Efecto Sísmico en el Perú*, III Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México.1971
- TAYLOR D.W. *Stability of Earth Slopes*, Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 24, No. 3, (Reprinted in Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, Boston Society of Civil Engineers, 1937, pp. 337-386.
- TERZAGHI K. *Mechanism of Landslides*, Engineering Geology, Berkeley Volume, The Geological Society of America, 1950, pp. 83-123.
- TERZAGHI K. y PECK R.B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, JohnWiley, New York.1967.
- SPENCER E. *Effects of Tension on Stability of Embankments*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, SM5, 1968, pp. 159-1173.
- SKEMPTON A.W. *Slope Stability of Cuttings in Brown London Clay*, Proc.9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. III, 1977, pp. 261-270.
- MORGENSTERN N.R. y PRICE V.E. *A Numerical Method for Solving the Equations of Stability of General Slip Surfaces*, The Computer Journal, Great Britain, Vol. 9, No. 4. 1967, pp. 388-393.
- JANBU N. *Slope Stability Computations*, Embankments Dam Engineering, the Casagrande Volume, John Wiley, 1973, pp. 47-86.