

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil



**MUROS DE CONTENCIÓN DE SUELO REFORZADO
CON GEOTEXTIL
GEOTECNIA DE LA CIMENTACIÓN**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

MANUEL FRANCISCO TENORIO CALDERÓN

Lima- Perú

2007

Cuando nací mis padres eran unos ser que a veces aparecían para aplaudir mis últimos logros. Cuando me iba haciendo mayor, eran una figura que me enseñaban la diferencia entre lo mal y el bien. Durante mi adolescencia eran la autoridad que me ponían límites a mis deseos. Ahora que soy adulto, se que fueron los mejores consejeros y amigos que tuve.

Gracias por todo, Pedro Humberto () y Casimira Calderón.

ÍNDICE

	Pág.
LISTA DE FIGURAS	04
LISTA DE CUADROS	06
RESUMEN	07
INTRODUCCIÓN	08
CAPITULO 1.- MURO DE SUELO REFORZADO	10
1.1. CARACTERÍSTICAS, USOS Y SU FUNCIONAMIENTO.	13
1.2. TIPOS DE MUROS DE SUELO REFORZADO	15
1.3. EFECTOS SOBRE EL SUELO DE FUNDACION.	19
CAPITULO 2.- MARCO TEÓRICO	21
2.1. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN	21
2.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN	23
2.3. CALICATAS	26
2.4. PLACA DE CARGA PARA CIMENTACIONES	28
2.5. VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS DISTINTOS RECONOCIMIENTOS	29
2.5.1 SONDEOS	
2.5.2 CALICATAS	
2.5.3 PENETROMETROS	30
2.5.4 PLACA DE CARGA	
2.6. ENSAYOS DE LABORATORIO	31
CAPITULO 3.- ESTRUCTURA GENERAL DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA MUROS DE SUELO REFORZADO	34
3.1. ANTECEDENTES	34
3.2. INFORMACIÓN UTILIZADA	35
3.3. ENCUADRE GEOLÓGICO	35
3.4. GEOTECNIA	38
3.4.1 ENSAYOS DE LABORATORIO	
3.4.2 TRABAJOS DE GABINETE	41
3.5. NIVELES FREÁTICOS	42
3.6. NIVELES GEOTÉCNICOS	42
3.7. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	43
3.8. ESTEREOGRAFÍA DEL MACIZO ROCOSO	63
3.9. RESUMEN DE CALCULOS	66

CAPITULO 4.-	CONTROL DE OBRA A NIVEL GEOTÉCNICO	68
4.1.	VISITA A OBRA: DATOS Y PUNTOS A INSPECCIONAR	69
4.2.	ENSAYOS COMPLEMENTARIOS	75
	CONCLUSIONES	78
	RECOMENDACIONES	79
	BIBLIOGRAFÍA	80
	ANEXOS	
•	ANEXO A : ENSAYO DE LABORATORIO	81
•	ANEXO B : PLANOS	89

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Fig. 1.1 Vista panorámica del uso de un muro de suelo reforzado.	10
Fig. 1.2 Fallas comunes presentadas por inestabilización de taludes.	11
Fig. 1.3 Sección típica de un muro de suelo reforzado.	12
Fig. 1.4 Aumento de la resistencia al corte por incremento en la presión de confinamiento debido al refuerzo.	13
Fig. 1.5 Aumento de la resistencia al corte por la cohesión aparente que genera el refuerzo geosintético.	13
Fig. 1.6 Sección típica de un muro de suelo reforzado.	14
Fig. 1.7 Muro conformado por gaviones.	15
Fig. 1.8 Sección Típica de un Muro conformado por gaviones.	16
Fig. 1.9 Muro conformado por gaviones, Sistema Terramesh	16
Fig. 1.10 Muro reforzado con cobertura de enchape de concreto.	17
Fig. 1.11 Muro reforzado con geotextil.	18
Fig. 1.11 Muro reforzado con geosintético.	18
Fig. 1.12 Estabilidad interna.	19
Fig. 1.13 Estabilidad externa.	19
Fig. 1.14 Condiciones de drenaje y subdrenaje.	20
Fig. 2.1 Equipo de perforación	22
Fig. 2.2 Ensayo de penetración estándar SPT.	26
Fig. 2.3 Toma de muestras de una calicata.	27
Fig. 2.4 Ensayo: placa de carga.	28
Fig. 3.1 Encuadre Geológico de la zona en estudio	37
Fig. 3.2 (A) Mapa zonificación sísmica del Perú.	39
Fig. 3.2 (B) Mapa zonificación sísmica del Perú.	40
Fig. 3.3 Excavación de calicatas.	41
Fig. 3.4 Ubicación de Calicatas.	42
Fig 3.5 Vistas panorámicas del suelo rocoso de fundación.	44
Figura N° 3.6 Proposición del uso del RQD para escoger el soporte de roca.	46
Figura N° 3.7. Relación la luz máxima y el periodo de auto soporte para distintos valores de RMR.	48
Figura N° 3.8. Relación entre la carga de roca por unidad de longitud del túnel y la luz de excavación para distintos avalores de RMR.	49
Figura N° 3.9. Propiedades geomecánicas de la masa rocosa.	50

Figura N° 3.10. Influencia de la presión de agua en la resistencia al corte.	51
Figura N° 3.11. Efecto de la presión del agua en una grieta de tensión.	51
Figura N° 3.12. Refuerzo para prevenir el deslizamiento.	52
Fig. 3.13 Asentamiento Diferencial Máximo (Bjerrum, 1963)	61
Fig 3.14 Ejemplo de familia de fallas del suelo rocoso de fundación.	63
Fig. 3.15 Inspección visual del estrato rocoso.	64
Fig. 3.16 Un ejemplo practico de cómo se obtuvo los puntos por familia.	65
Fig. 4.1 Fotos tomadas en visita a obra. Previa a la ejecución.	69
Fig. 4.2 Aspecto superficial, luego de realizado el retiro de capa superficial.	71

LISTA DE CUADROS

	Pág.
Cuadro 3.1 Calidad de la Roca.	45
Cuadro 3.2 Consideración general de la estructura rocosa.	47
Cuadro 3.3 Efecto de las familias de discontinuidades respecto a la dirección de avance del eje del muro.	47
Cuadro 3.4 Efecto del agua subterránea y las condiciones de las discontinuidades.	48
cuadro 3.5 Parámetros de clasificación y sus índices	54
cuadro 3.6 Ajuste de índices por orientación de discontinuidades	55
cuadro 3.7 Tipos de masa rocosa determinadas a partir del índice total	56
cuadro 3.8 Significado de los tipos de masa rocosa	56
cuadro 3.9 Reglas para la clasificación de discontinuidades	57
cuadro 3.10 Efecto del rumbo y buzamiento de las discontinuidades en la ejecución de muros	57
cuadro 3.11 Métodos de calculo de asentamientos	60
cuadro 3.12 Cuadros auxiliares	62

RESUMEN

Durante el desarrollo del curso de actualización de conocimientos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, ha involucrado el desarrollo de diferentes temas prácticos relacionados al Uso de geosintéticos en la Ingeniería Civil, uno de ellos fue el Diseño y ejecución de un muro de contención con suelo reforzado con geotextil.

Dentro de los estudios preliminares al proyecto se contempló el tema geotécnico que muestra la presencia de un estrato rocoso el cual hace que este estudio se centre en un análisis más conciso sobre la geología estructural a nivel local. El presente trabajo se inició con el levantamiento topográfico detallado del área de estudio, sobre el cual se identificaron los diferentes procesos gravitacionales y formas del relieve. Los resultados geotécnicos, cartográficos y de inestabilidad resaltan la importancia de establecer estudios geométricos y desplazamientos admisibles, los cuales serán requisitos fundamentales en los proyectos de ingeniería.

INTRODUCCIÓN

Se puede definir la Geotecnia como el conjunto de técnicas, tanto de campo como de laboratorio, que permiten conocer el terreno para utilizarlo adecuadamente como elemento de construcción, sea como material (en caminos, diques, canales, muros, etc.), o como soporte de una estructura determinada (cimentaciones).

Es durante el presente siglo, en concreto a partir del año 1.925 en que el profesor Dr. Karl Von Terzaghi publicó su teoría sobre Mecánica de Suelos, lo que ha dado lugar a la actual Geotecnia.

Así fue como nació "La Geotecnia", que utiliza con frecuencia la "Mecánica del suelo", puede parecer en algunos casos como una rama de la Geología aplicada, es la ingeniería del suelo, roca como un conjunto de teorías de la mecánica racional; elasticidad, plasticidad, hidráulica, por citar sólo las principales.

Pero todas estas teorías no son aplicables más que a medios homogéneos y continuos, mientras que el "suelo" es, por naturaleza discontinuo, heterogéneo y anisótropo. Resulta, pues, que sólo se podría utilizar para los suelos que cumplieran estos postulados. Esto no quiere decir que no haga falta teoría, ni matemáticas, sino simplemente que no hay que ver en un razonamiento matemático o en el resultado de un cálculo más que un medio de apreciar el aspecto cualitativo de los fenómenos, y no siempre es razonable ni prudente dar demasiada importancia al rigor de las cifras.

Para aplicar los métodos de la Mecánica del Suelo, se necesita conocer en la forma más perfecta posible, y con los mínimos detalles, el medio sobre el que va a trabajar, y para ello hay que reconocer el suelo.

Esta idea de reconocimiento del suelo implica, ante todo, una idea de descripción física de la materia propiamente dicha, con todas las sutilezas que ello implica; aspecto visual, color, consistencia, estructura, espesor de las capas, inclinación, estratificación, nivel freático, etc. Toda esta información debe ir completada con ensayos de laboratorio identificación y/o resistentes, a efectos del posterior cálculo.

En el presente informe se desarrollará los siguientes capítulos:

Capítulo 1: Generalidades, definiciones, características, usos y funcionamientos de los muros de suelo reforzado.

Capítulo 2: Se desarrollará los principales métodos de reconocimiento del subsuelo.

Capítulo 3: Se analiza el desarrollo del estudio geotécnico aplicando nociones teóricas para los diferentes temas de aplicación en el presente estudio, obteniendo con ello los diferentes parámetros para el desarrollo estructural y diseño del muro.

Capítulo 4: Previamente a la ejecución del muro, con fines de control de las propiedades del suelo y probables problemáticas del mismo, se presenta el desarrollo de cómo proceder con la inspección de campo.

CAPITULO 1: MURO DE SUELO REFORZADO

Los muros de suelo reforzado se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales mediante sin refuerzo del mismo. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía.



Fig. 1.1 Vista panorámica del uso de un muro de suelo reforzado.

Conceptos Generales

Los suelos presentan diferentes resistencias a la compresión pero son deficientes cuando se trata de asumir esfuerzos de tracción (ver fig 1.2) , por tal motivo cuando los suelos son combinados con elementos que sean capaces de absorber esfuerzos de tracción como son los geotextiles se puede lograr estructuras de suelo reforzadas.

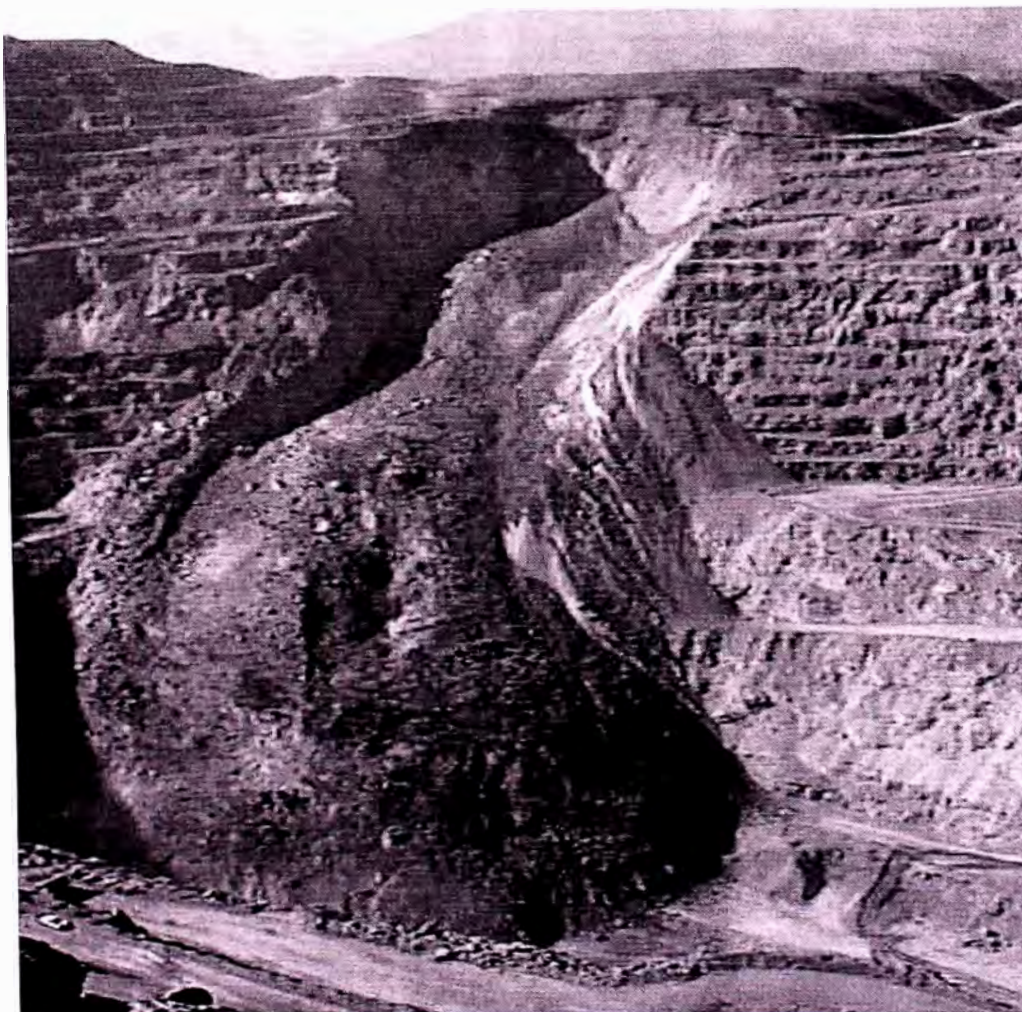


Fig. 1.2 Fallas comunes presentadas por inestabilización de taludes.

Los geotextiles y en general los geosintéticos complementan las falencias que presentan los materiales térreos, permitiendo obtener excelentes ventajas técnicas y económicas en la construcción de muros en suelo reforzado, taludes reforzados, terraplenes sobre suelos blandos, sistemas de subdrenaje entre otros.

Concepto de Suelo Reforzado

Una masa de suelo reforzado es análoga a un concreto reforzado, en la que las propiedades mecánicas de la masa son mejoradas por el refuerzo colocado en forma paralela a la dirección de deformación principal, buscando compensar la deficiencia de resistencia a la tensión del suelo. El mejoramiento de la resistencia a la tensión es el resultado de la interacción entre el refuerzo y el suelo.

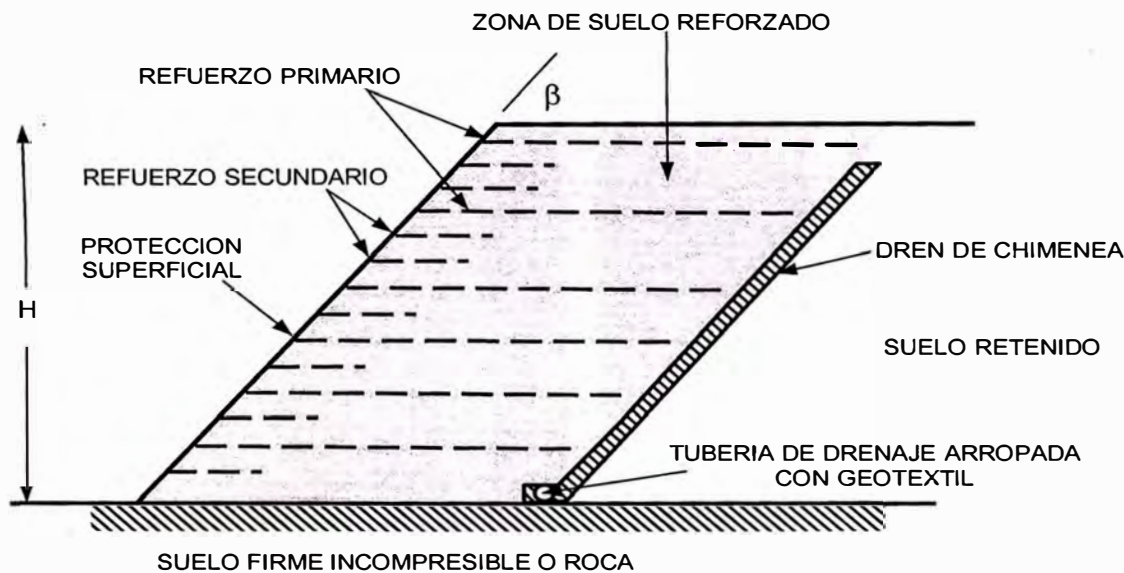


Fig. 1.3 Sección típica de un muro de suelo reforzado.

Concepto Geotécnico de Refuerzo

La presencia de un geosintético de refuerzo en el suelo restringe las deformaciones, generando una alta resistencia al corte en el conjunto, manifestada en el incremento de fuerzas resistentes a través de la superficie potencial de falla.

En las figuras 1.4 y 1.5 se ilustran conceptos geotécnicos básicos a través de los cuales se valora el aporte de los geosintéticos como elementos de refuerzo.

El primer caso se interpreta como un incremento en la presión de confinamiento ocasionada por el tensionamiento del geosintético. El segundo, se interpreta como la generación de una cohesión anisotrópica que se da por cortante (fricción) y adhesión (resistencia pasiva) con el geosintético que ocasionan el desplazamiento

de la envolvente de falla hacia arriba. En ambos casos, el incremento en la resistencia al corte es evidente.

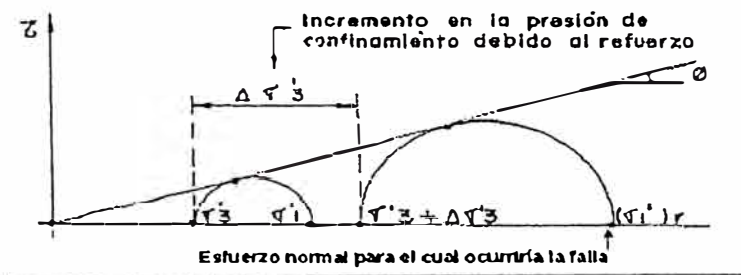


Figura 1.4 Aumento de la resistencia al corte por incremento en la presión de confinamiento debido al refuerzo

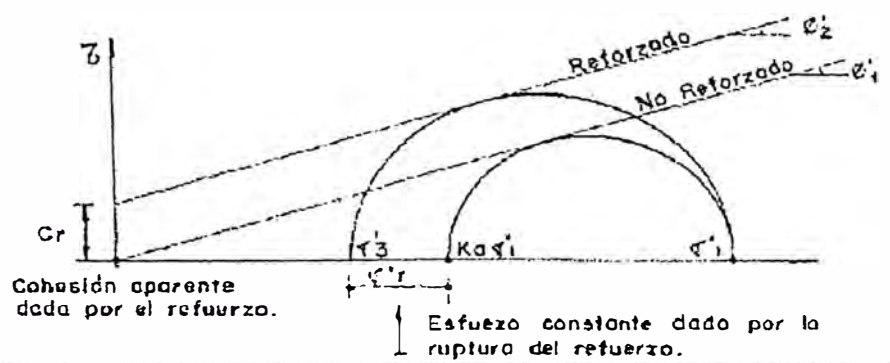


Figura 1.5 Aumento de la resistencia al corte por la cohesión aparente que genera el refuerzo geosintético.

1.1. CARACTERÍSTICAS, USOS Y SU FUNCIONAMIENTO.

Los principales parámetros en éste sistema son: la altura H (m) y el ángulo del talud b , que se ilustran en la figura 1.6.

- La zona de suelo reforzado está formada por el suelo de relleno, o retenido, reforzado por capas horizontales de algún geosintético de refuerzo (georred o geotextil). El relleno puede ser el propio suelo local reforzado. Puede estar inclinado con un ángulo b . Para algunas aplicaciones se deberá de incluir un drenaje dentro del relleno.
- El suelo de cimentación es el que se encuentra inmediatamente debajo del muro o de la base de la zona de suelo reforzado. Generalmente se coloca el drenaje

dentro de este suelo de cimentación, formándole una capa drenante o permeable en la base del muro (suelo firme incompresible o roca).

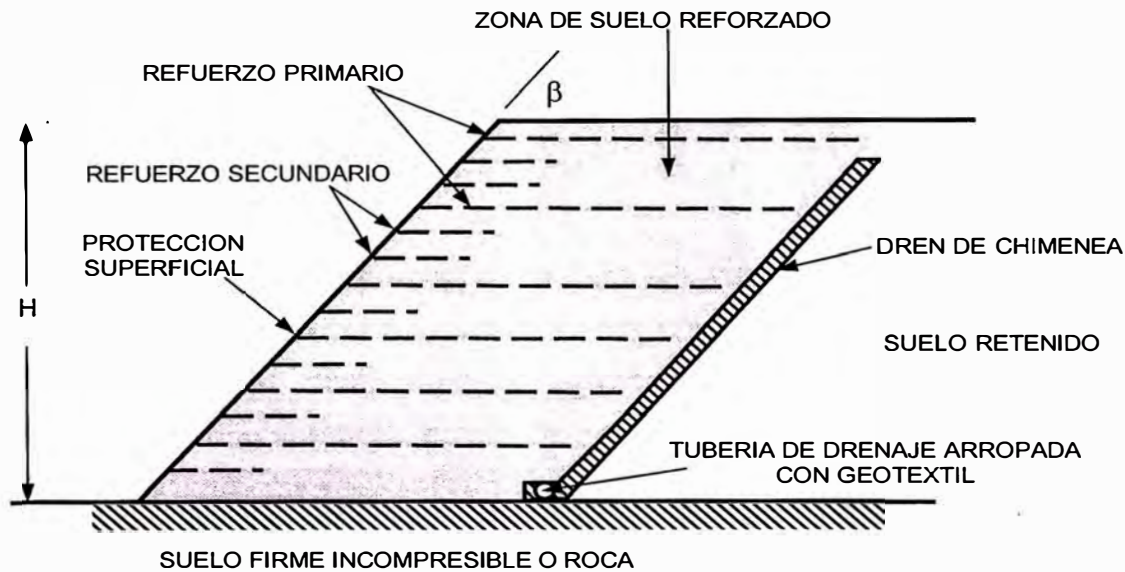


Fig. 1.6 Sección típica de un muro de suelo reforzado.

- Para los incisos anteriores, se pueden usar una gran variedad de suelos, sin embargo, se prefieren los suelos friccionantes. Los suelos con altos porcentajes de finos, de baja plasticidad, CL, ML, SC, SM pueden usarse, considerándole siempre un drenaje adecuado.
- El relleno drenante se coloca dentro, atrás y debajo la cara del muro para colectar y desalojar el agua libre y prevenir así el aumento en las presiones de poro (hidrostáticas). Este relleno se puede usar también para formar drenes horizontales o capas drenantes por debajo de la zona reforzada o formando "drenes de chimenea" verticales, según lo requiera el relleno.
- El refuerzo del suelo se realiza por medio de capas horizontales de geosintéticos (georredes y/o geotextiles) de alto módulo y de alta resistencia para crear un compuesto: "suelo-reforzado" (a semejanza del concreto reforzado) que actúa como una estructura monolítica de gravedad. El refuerzo soporta principalmente tracciones, lo que le permite al suelo permanecer vertical.
- La cara del muro es un elemento estructural sólido, conectado directamente al geosintético de refuerzo, colocado en la parte frontal de la zona reforzada, para proteger la cara del mismo y a la vez darle un acabado mucho mas vistoso.

1.2. TIPOS DE MUROS DE SUELO REFORZADO.

Los muros de suelo reforzado son estructuras que trabajan por gravedad y dependen de la masa de suelo reforzado que queda por detrás de la cara del muro para resistir a las fuerzas desestabilizadoras originadas por el propio relleno (suelo retenido) y por las sobrecargas.

Muro de Gaviones

Es de construcción sencilla y económica para alturas menores a 5m. Combinados con un geotextil, contribuyen a evacuar aguas obre el trasdós, y pueden tener su base incluso bajo el nivel freático, siempre y cuando esta sea portante. Dependiendo del caso concreto, se puede alcanzar la verticalidad.

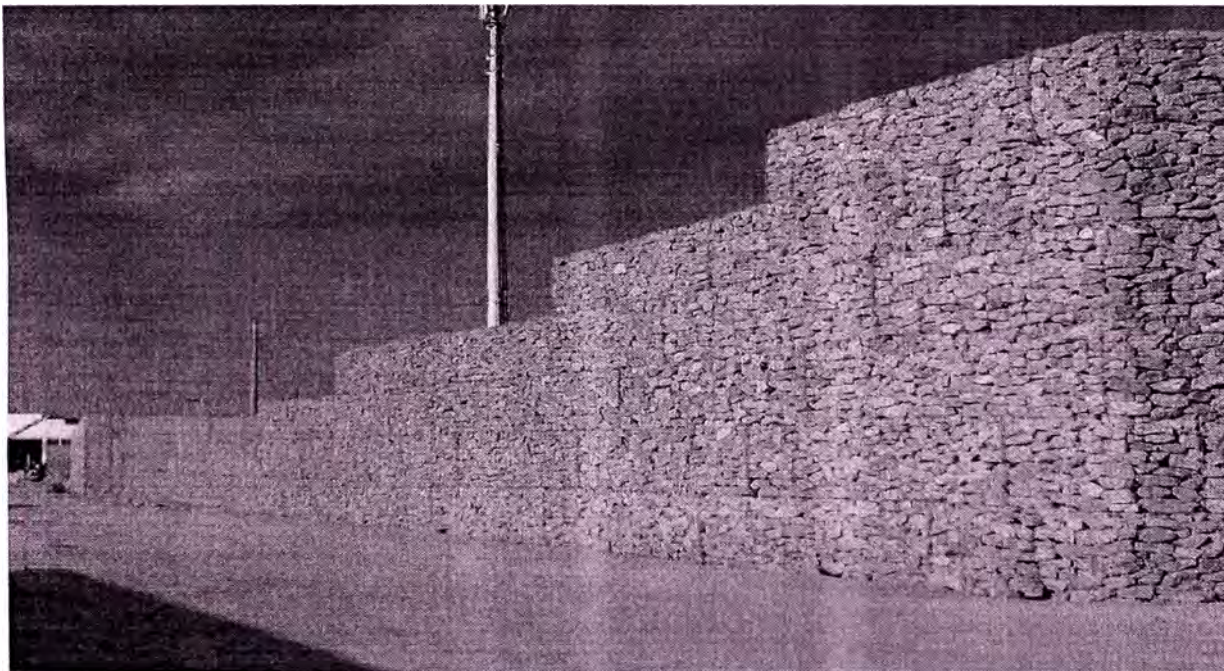


Fig. 1.7 Muro conformado por gaviones.

Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo en suelos residuales de granitos se requieren cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios y pueden condicionar el costo de la obra. Al ser muros de gravedad, su espesor aumenta proporcionalmente con la altura, por lo que para grandes alturas el volumen de piedra se dispara haciendo que su costo le haga perder competitividad.

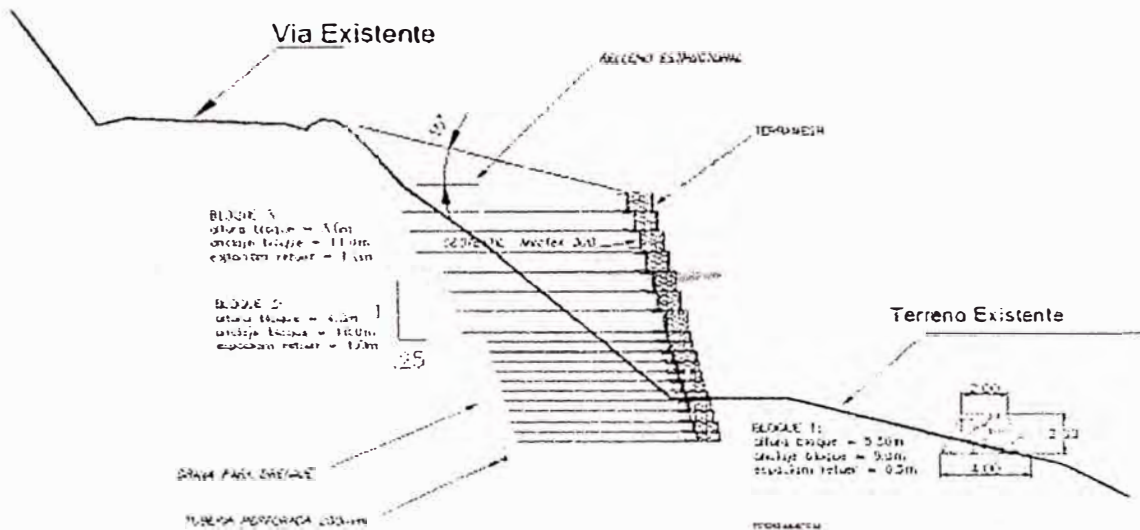


Fig. 1.8 Sección Típica de un Muro conformado por gaviones.

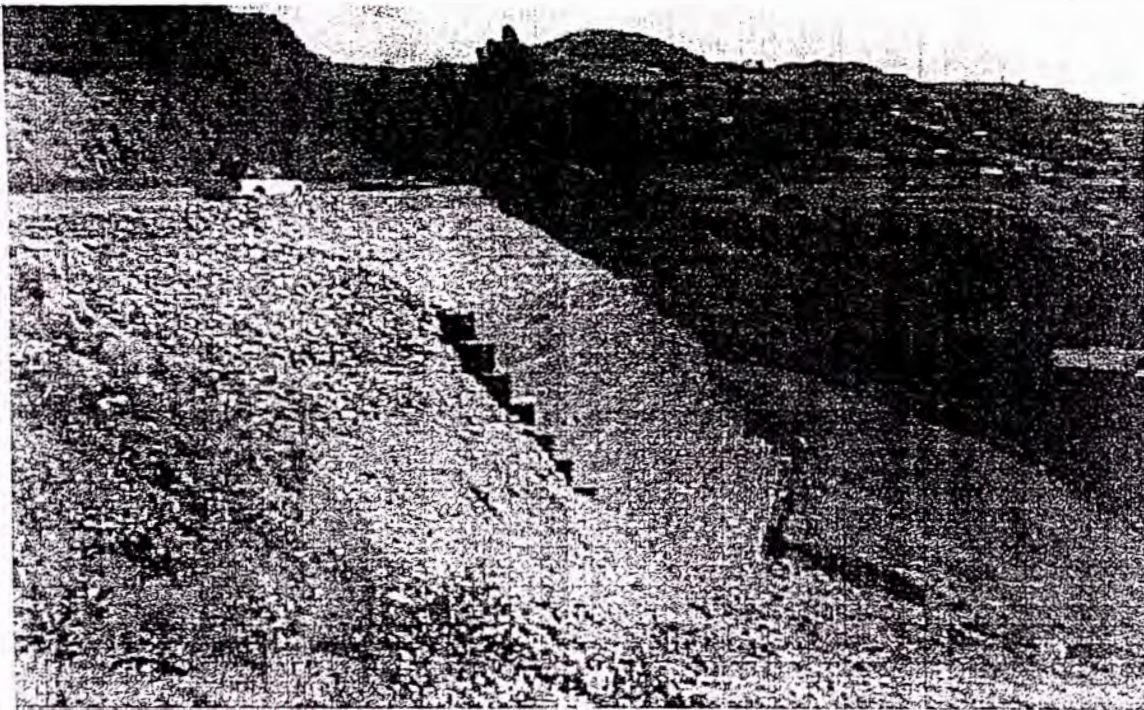


Fig. 1.9 Muro conformado por gaviones, Sistema Terramesh

Muro de tierra armada

Fáciles y relativamente rápidos de ejecutar. Se utiliza como relleno el propio material de excavación de la obra siempre y cuando reúna unas condiciones mínimas que lo hagan apto como terraplén. Soporta movimientos y asentamientos diferenciales. Técnicamente admiten grandes alturas manteniendo además precios muy competitivos; gran impacto visual en zonas con interés paisajístico o estético.

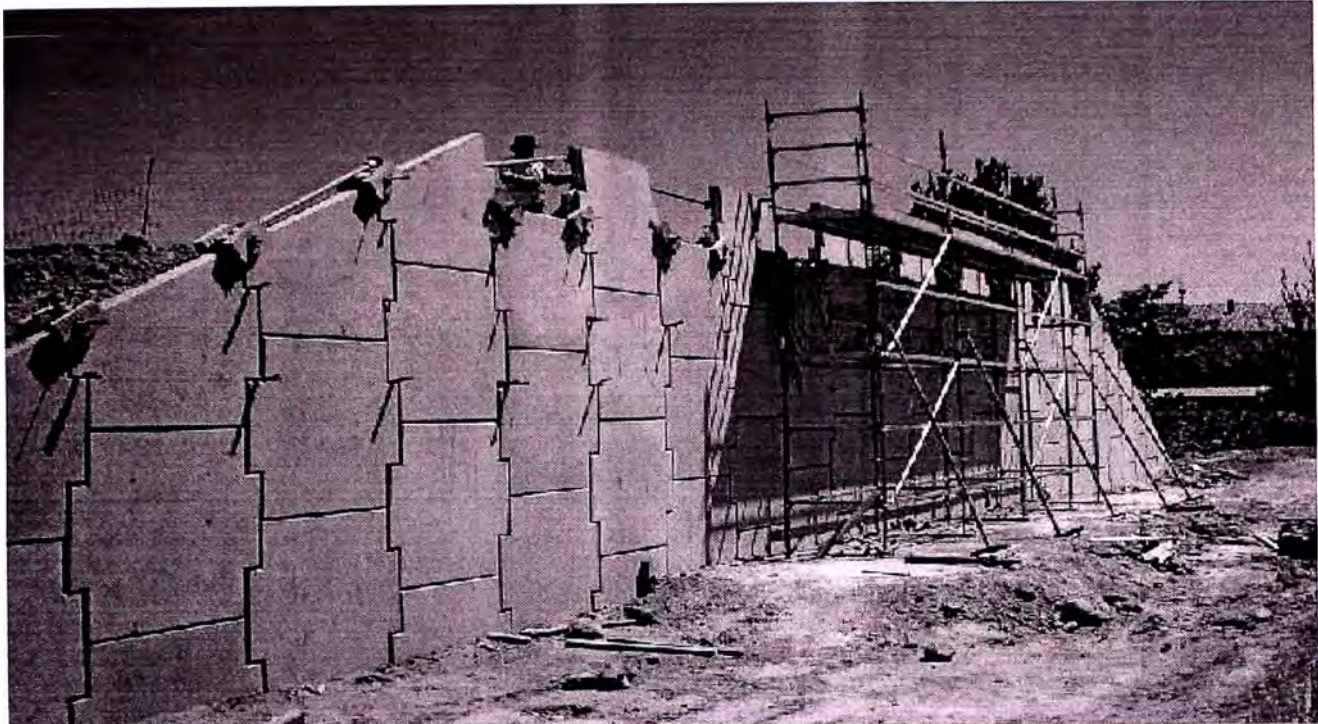


Fig. 1.10 Muro reforzado con cobertura de enchape de concreto.

El material de refuerzo del terraplén está formado por geotextiles o barras de acero. Requiere ausencia de aguas en el cuerpo interno y en la base del muro, por lo que requiere drenajes si el muro empotra contra material de relleno; en su base si está próximo al nivel freático o hay posibilidades de inundación.

Muro de tierra reforzada - Muros verdes

Fáciles y relativamente rápidos de ejecutar. Se utiliza como relleno el propio material de excavación de la obra siempre y cuando reúna unas condiciones mínimas que lo hagan apto como terraplén o porta movimientos y asientos diferenciales. Técnicamente admiten grandes alturas manteniendo además precios muy competitivos. Acabado revegetado, que los hace especialmente adecuados en zonas con interés paisajístico y estético. Gran durabilidad debido a la larga vida útil de los geosintéticos que forman la malla de refuerzo.



Fig. 1.11 Muro reforzado con geotextil.

Requiere ausencia de aguas en el sistema interno y en la base por lo que requiere drenajes si empotra contra zonas de relleno, por no conocerse el grado de porosidad de los mismos en la base especialmente si está próximo al nivel freático o hay posibilidades de inundación. No dan buenos acabados en vertical, se recomienda máximo 80°.

Muros Ecológicos

Estructuras de tierra reforzada mediante geosintéticos de refuerzo Intercalando capas horizontales de geosintético de refuerzo entre el relleno compactado Estabilización del relleno con elevados valores de pendiente Se comportan como muros de gravedad.

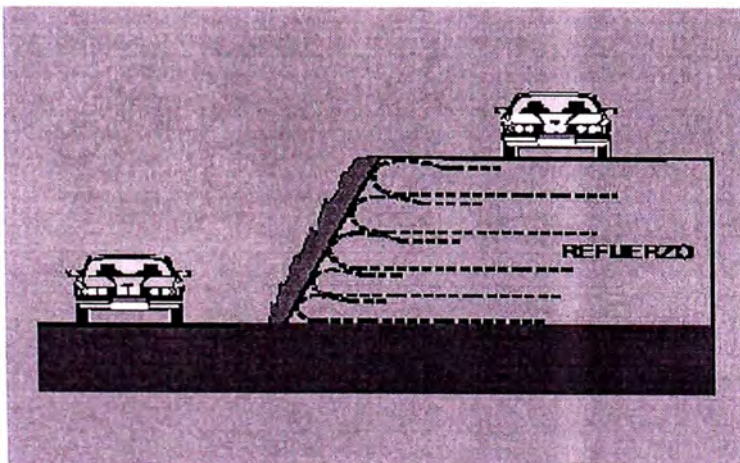


Fig. 1.11 Muro reforzado con geosintético.

1.3. EFECTOS SOBRE EL SUELO DE FUNDACIÓN.

Lo primero que se tiene que considerar es la metodología de diseño y estudios que se requiriera para establecer como etapas y puntos de control de la estructura reforzada, según esto se considera 3 etapas de análisis que prevalecen en el diseño del muro:

La primera; es el diseño a la estabilidad interna en donde se establece los espesores de capa, longitud de refuerzo para la resistencia de diseño con base en las especificaciones técnicas del geosintético en consideración.

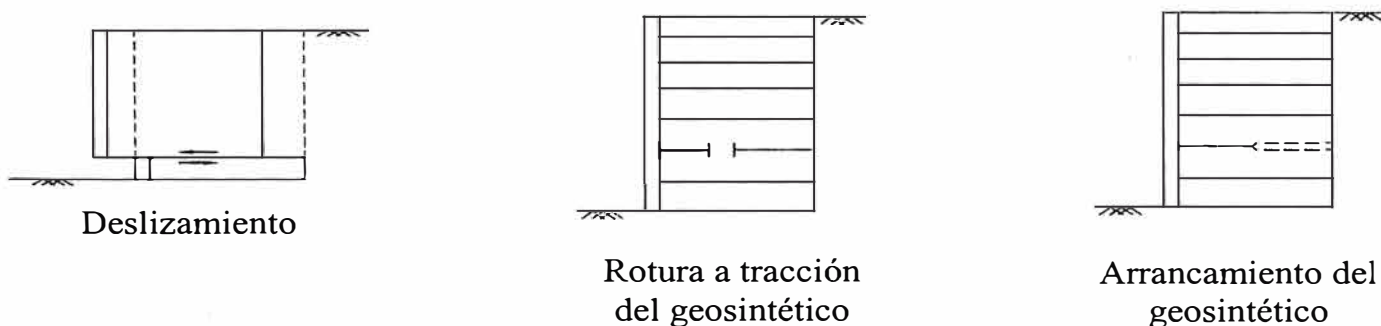


Fig. 1.12 Estabilidad interna

La segunda; es la revisión a la estabilidad externa, por medio de un análisis de equilibrio límite se obtiene el factor de seguridad al deslizamiento, volteo y capacidad portante el cual se compara con los factores de seguridad establecidos.

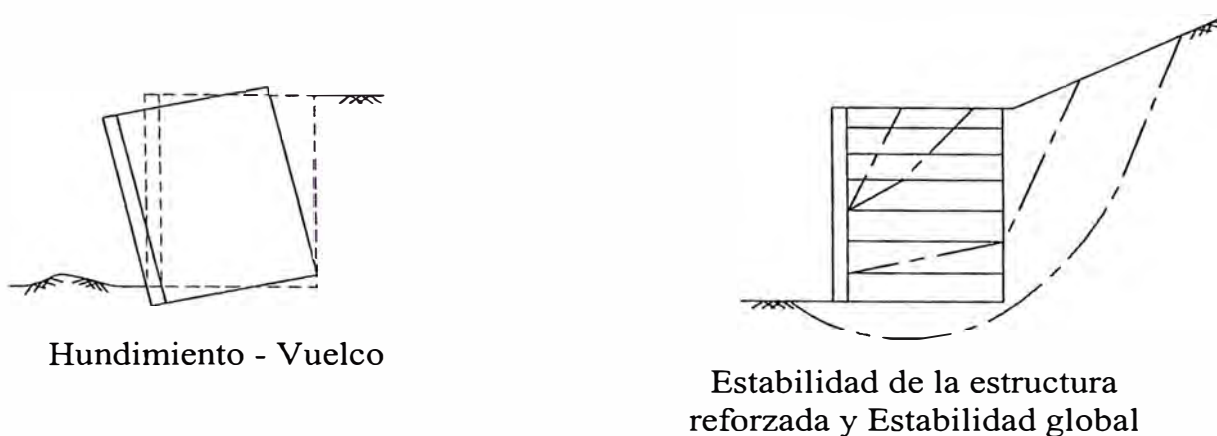
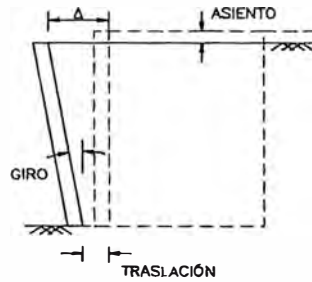


Fig. 1.13 Estabilidad externa

La tercera; es establecer el tipo de fachada del muro y las condiciones de drenaje y subdrenaje.



Estado límite último de deformaciones

Fig. 1.14 Condiciones de drenaje y subdrenaje

Como podremos observar en la fig. 1.13, estos se relacionan directamente con los efectos del muro sobre el suelo de fundación.

CAPITULO 2: MARCO TEÓRICO

Antes de hablar de un estudio geotécnico vamos a hablar de los distintos métodos de reconocimiento del subsuelo:

Los métodos o sistemas que podemos utilizar en el reconocimiento del suelo podemos dividir en dos grandes grupos: los métodos indirectos o geofísicos y los métodos directos.

- **Los métodos indirectos** están basados en la medida de una característica física de los materiales que componen el subsuelo, por medio de aparatos sofisticados dispuestos en la superficie del suelo o a muy poca profundidad. Estos métodos determinan por ejemplo la resistividad eléctrica o la velocidad de propagación de las ondas sísmicas.
- **Los métodos directos** tratan de recuperar una muestra de terreno para su análisis, o bien miden la resistencia y/o la deformación de los terrenos.

Los métodos indirectos son mucho más baratos que los directos; sin embargo nunca se debe cambiar los métodos directos por los indirectos, ya que estos sólo son de complemento.

Nos ocuparemos solamente de los métodos directos. Los ensayos más importantes son los siguientes:

2.1. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN

Sondear o perforar es la técnica que se emplea para hacer un agujero en la tierra o en una construcción. Al realizar el sondeo, se produce una alteración sobre los materiales debido al arranque mecánico de las partículas del material. Para evitar que las muestras recuperadas estén alteradas, y por tanto no podamos conocer o deducir sus características físico-mecánicas primitivas.

Toma muestras: consiste, esencialmente, en un tubo cerrado por uno de sus extremos, de longitud próxima al metro y de diámetro 8 ó 10 cm. Este se introduce por el sondeo hasta una profundidad en la que se quiere recoger una muestra.

El tipo de agujero que hagamos depende del fin que se persiga, en caso de encontrar agua se tomarán muestras para determinar su agresividad potencial, para lo cual se tiene dos tipos de sondeos:

- **Sondeos mecánicos introducidos a presión**
- **Sondeos mecánicos introducidos a percusión**

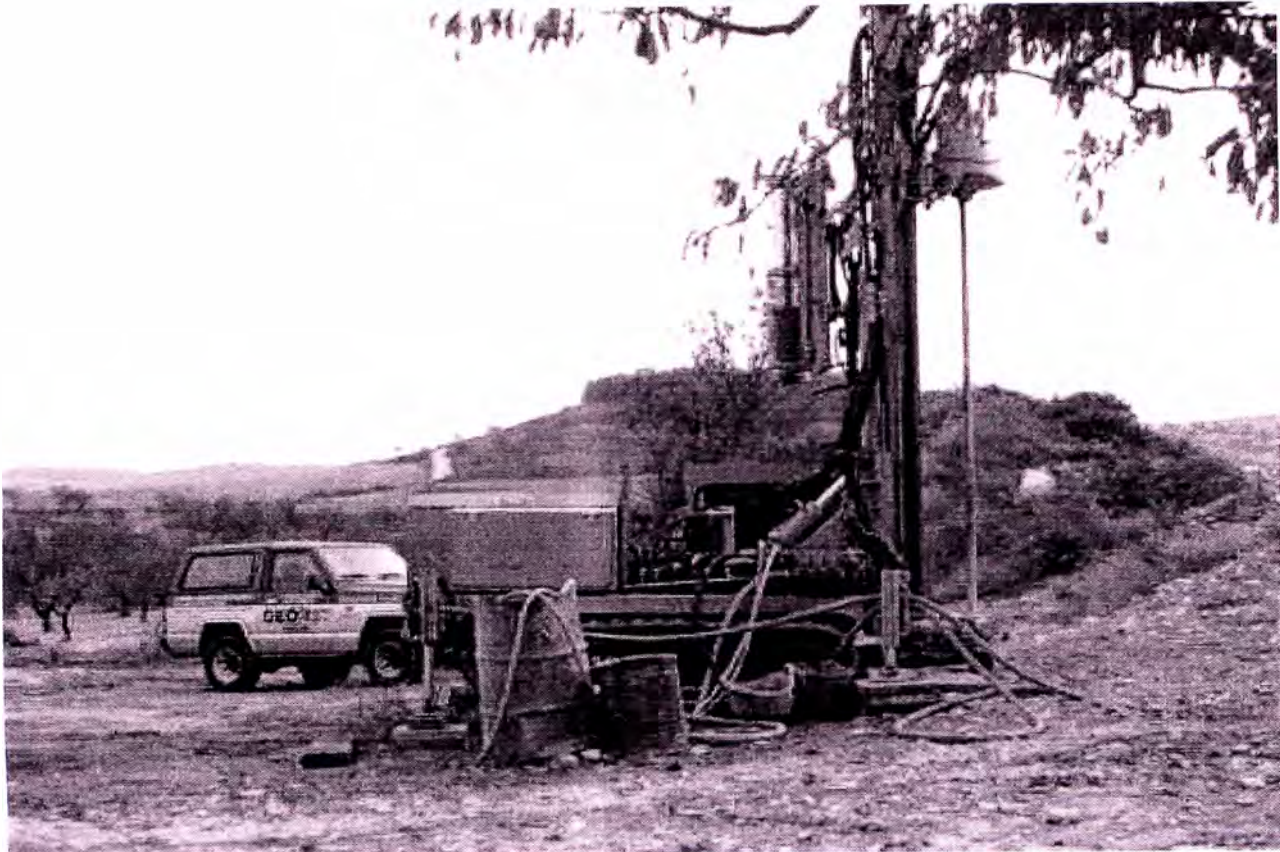


Fig 2.1 Equipo de perforación

a) Sondeos mecánicos introducidos a presión

Denominados de pared delgada o toma muestras de tipo I. Las muestras no sufren ningún tipo de variación en su humedad, consistencia, densidad etc. Para introducirlos se necesitan altísimas presiones y por tanto sondas muy pesadas. Las muestras quedan alojadas dentro de los toma muestras para su transporte al laboratorio.

b) Sondeos mecánicos introducidos a percusión

Denominados de pared gruesa o toma muestras de tipo II. Las muestras sufren ligeras variaciones en su humedad, consistencia, densidad etc. Para introducirlos se necesitan mazas de golpeo, que están normalizadas al igual que su altura de caída.

Dentro de los sondeos mecánicos a percusión es de destacar, por su gran utilidad y uso, el denominado Ensayo de penetración estándar (S. P. T.), este ensayo determina la resistencia del suelo a la penetración de un toma muestras tubular de acero, en el interior de un sondeo, al tiempo que permite obtener una muestra

representativa para su identificación, aunque con su estructura alterada. Está indicado para las arenas, su utilización en suelos arcillosos o en gravas es más problemático.

Una vez que en la perforación del sondeo se ha alcanzado la profundidad a la que se ha de realizar la prueba, sin avanzar la entubación y limpio el fondo del sondeo, se desciende el toma muestras SPT unido al varillaje hasta apoyar suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente la maza con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera que se coloca en la zona superior del varillaje.

Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 centímetros (N_{0-15}).

Posteriormente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 centímetros, anotando el número de golpes requerido para la hincada en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (N_{15-30} y N_{30-45}).

El resultado del ensayo es el **golpeo SPT** o **resistencia a la penetración estándar**:

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45}$$

Si el número de golpes necesario para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, es superior a 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes. El ensayo SPT en este punto se considera finalizado cuando se alcanza este valor. (Por ejemplo, si se ha llegado a 50 golpes en 120 mm en el intervalo entre 15 y 30 centímetros, el resultado debe indicarse como $N_{0-15} / 50$ en 120 mm, R).

Como la cuchara SPT suele tener una longitud interior de 60 centímetros, es frecuente hincar mediante golpeo hasta llegar a esta longitud, con lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes N_{45-60} . Proporcionar este valor no está normalizado, y no constituye un resultado del ensayo, teniendo una función meramente indicativa.

2.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN

El penetrómetro es un aparato capaz de introducir un utensilio en el suelo, bien sea por golpeo, o por empuje. En cada caso se mide la resistencia a la penetración a lo largo del recorrido.

2.2.1. Penetrómetro dinámico.

Existen varios modelos de ensayos de penetración dinámica dependiendo de la herramienta que se hinca, del peso de la maza y de la altura de caída de la misma.

Un penetrómetro muy utilizado es el llamado "D.P.S.H.", este ensayo consiste en introducir una puntaza de forma cilíndrica, terminada en punta cónica de 90° y de 20 cm² de área, por medio del golpeo de una maza de 63,5 Kg. de peso que cae libremente desde una altura de 75 cm.

Otro penetrómetro muy utilizado es el llamado Borros, el cual consiste en introducir una puntaza cuadrada de lado 40 mm. terminada en punta, por medio del golpeo de una maza de 63,5 Kg. de peso que cae libremente desde una altura de 50 cm.

De acuerdo con el número de golpes necesario para introducir el cono en el terreno se puede deducir la carga admisible del mismo a distintas profundidades; no existe rozamiento lateral, ya que el varillaje es de menor sección que la puntaza antes descrita.

Se ha de tener en cuenta que para un mismo terreno el número de golpes obtenido en un ensayo de penetración DPSH es menor que el que se obtendría en un ensayo Borros, al ser la altura de caída de este último menor.

Anotando en un gráfico, en ordenadas, la profundidad a que se realiza el ensayo y en abscisas, el número de golpes necesarios para hacer la penetración estipulada, obtendremos un diagrama que nos da idea de la resistencia dinámica de cada clase de terreno atravesado por la llamada fórmula de hinca de los Holandeses, de la siguiente manera.

Las correlaciones más usuales que proporcionan tanto una caracterización geotécnica del terreno como definiciones estructurales, son las que utilizan los resultados del ensayo SPT. Por lo tanto, resulta interesante establecer una relación entre los golpes de pruebas con penetrómetro continuo, y los que se hubieran obtenido si se hubieran ejecutado ensayos SPT.

Al contrario que en el caso de comparación entre distintos penetrómetros dinámicos continuos, no es fácil obtener una relación "SPT-penetrómetro dinámico continuo". Y esto se debe a que tanto el útil de penetración (cuchara frente a punta cónica), como la forma de ejecución (fondo de sondeo frente a penetración con varillaje desde superficie), son radicalmente distintos.

Este tema está suficientemente tratado en la bibliografía relacionada, existiendo muy pocas correlaciones que ligen los resultados de ambos tipos de penetrómetro. Entre ellas, la más conocida es la de Dahlberg (1974), que relaciona golpeo de **Borros** con **SPT** en arenas:

$$N_{SPT} = 25 \log(N_B) - 15'16$$

En un terreno **arcilloso** medio a firme, Dapena et al. (2000) han encontrado el siguiente ajuste:

$$N_{SPT} = 13 \log(N_{DPSH}) - 2$$

que con la relación anteriormente planteada ente **Borros** y **DPSH**, puede escribirse como:

$$N_{SPT} = 13 \log(N_B) - 1'13$$

Estas expresiones proporcionan valores muy similares entre el golpeo **SPT** y el **Borros** para el intervalo entre 5 y 20 golpes, por lo que es muy común simplificar, aceptando que:

$$N_{SPT} = N_B$$

En cualquier caso, hay que tener en cuenta que en la realización de una prueba de penetración continua, parte de la energía proporcionada se consume en el rozamiento del varillaje (pese a que la sección del cono es algo superior a la de la varilla), al contrario que en un ensayo **SPT**. Por eso estas relaciones han de considerarse siempre con reservas.

A partir de los 6 a 10 metros de profundidad, el rozamiento por fuste de la varilla cobra importancia, por lo que el golpeo del **penetrómetro dinámico** empieza a ser claramente al correspondiente al **SPT**.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR - SPT

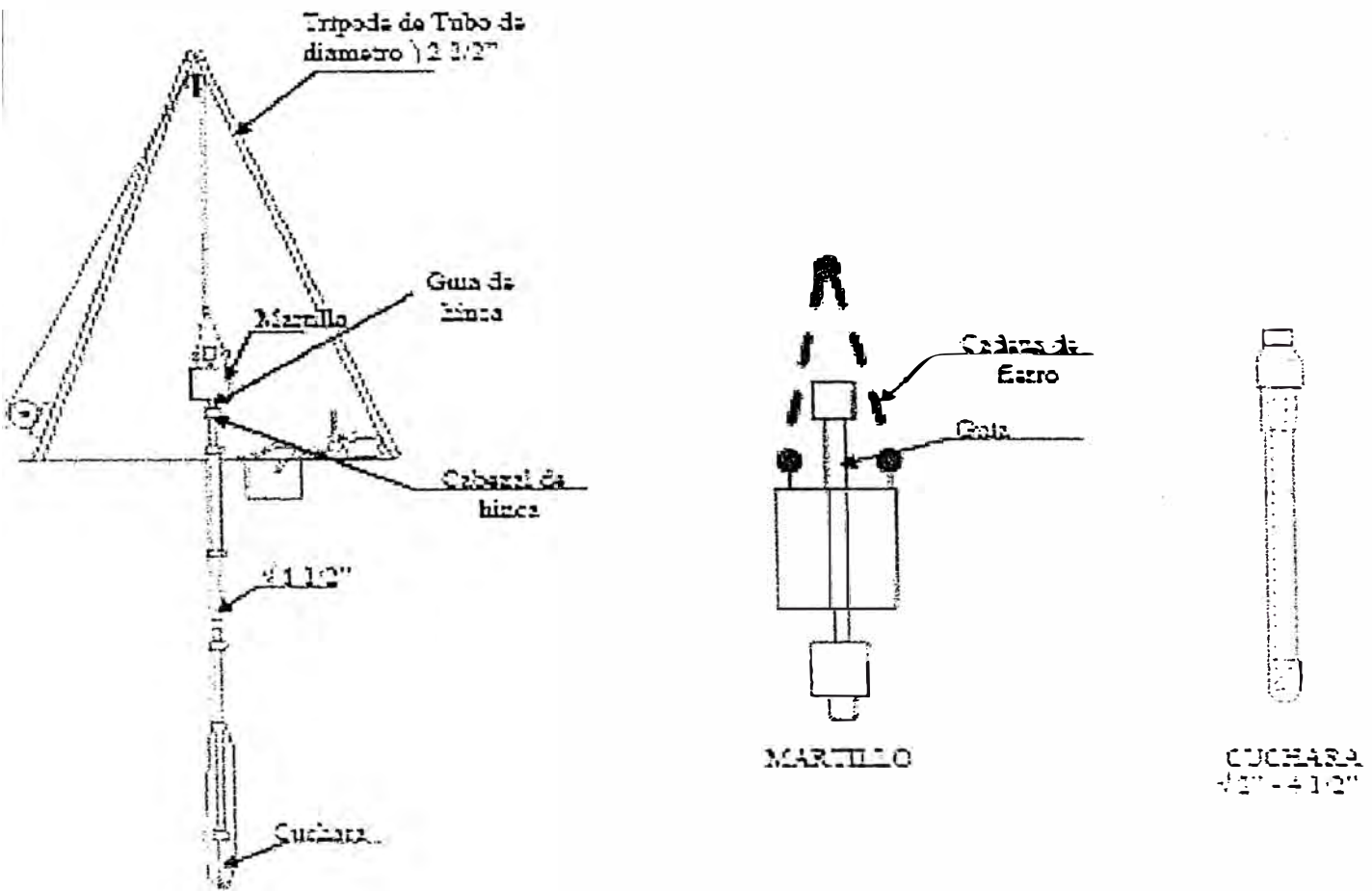


Fig. 2.2 Ensayo de penetración estándar SPT

2.3. CALICATAS

Las calicatas consisten en una zanja realizada por medio manual o de máquina retroexcavadora, salvo en el caso que la compacidad del material encontrado o la presencia de agua no lo permita.

Este tipo de reconocimiento es muy útil para observar la disposición de las litologías más superiores, para la toma de muestras alteradas de materiales representativos y para medir la posición del nivel freático.

A la hora de realizar cada calicata debe estar presente un técnico especialista para la supervisión del trabajo. Para cada calicata se realizará una ficha con los principales resultados concernientes a: litología, espesores, muestra de laboratorio,

consistencia, color, presencia de nivel freático y otras consideraciones de interés, así mismo se realizarán fotografías en color, tanto de los materiales extraídos como del interior de la calicata.



Fig. 2.3 Toma de muestras de una calicata.

A la hora de realizar las calicatas, se deberá proceder a retirar la capa de tierra vegetal, a fin de no contaminar los materiales que se van a recuperar.

Los materiales recuperados se depositarán a un lado de la cata que se está ejecutando. Cada vez que el material cambie ostensiblemente de composición se depositará aparte.

De cada calicata se procederá a una recogida sistemática de muestras alteradas para su posterior ensayo en el laboratorio.

Para tomar la muestra se recogerá una porción de la parte media otra porción de la parte superior y otra porción de la parte inferior, de cada uno de los diferentes materiales seleccionados. Las muestras se recogerán en sacos de plástico impermeable.

Se debe proceder igualmente a identificar la muestra, por medio de su etiquetado, tanto en el interior de los sacos como en el exterior, con tinta indeleble.

El tamaño de la muestra dependerá en todo caso de su granulometría y en todo caso se realizará conforme a las normas vigentes.

2.4. PLACA DE CARGA PARA CIMENTACIONES

Los ensayos de placa de carga permiten determinar las características de deformación, y a veces las de resistencia de un terreno. El único inconveniente, es que solamente se cuantifican los terrenos más próximos a la zona de asiento de la placa (45 cm. superiores). Este ensayo por tanto es útil únicamente cuando se evalúan materiales homogéneos en profundidad.

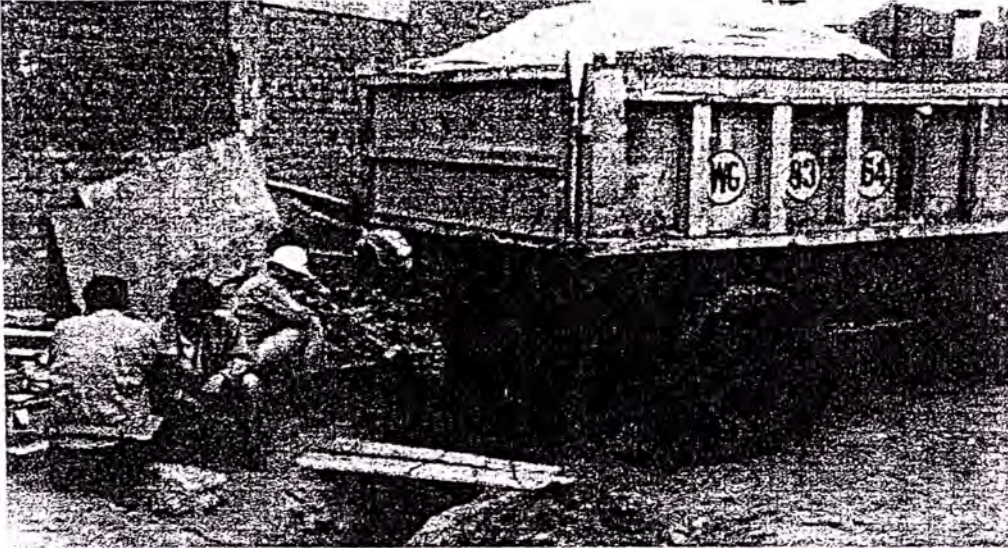
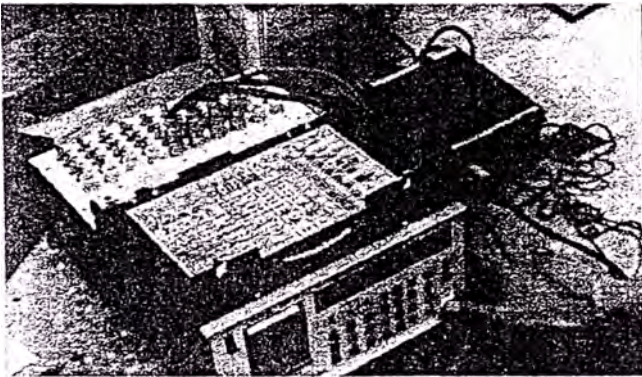


Fig. 2.4 Ensayo: placa de carga.



El ensayo consiste en cargar de forma escalonada una placa de forma cuadrada de 30 cm. de lado. Al mismo tiempo se miden los asientos de dicha placa con respecto a un

plano de referencia que permanece inmóvil.

Los escalones de carga y el escalón de carga máximo, que depende del tipo de material y de la carga de trabajo de la cimentación, se determinan con anterioridad. El ensayo realizado es de tipo "alternado"; es decir, se realiza un primer ciclo de carga a continuación se produce la descarga gradual y después se realiza un segundo ciclo de carga alcanzando o no la carga de ruptura del suelo.

Esta alternativa en la carga no altera en nada el valor final de la tensión de ruptura, pero permite precisar el comportamiento pseudo - elástico del suelo.

2.5. VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LOS DISTINTOS RECONOCIMIENTOS

Se van a exponer las ventajas e inconvenientes de los distintos ensayos de campo indicados anteriormente:

2.5.1. Sondeos

Los sondeos son los reconocimientos del terreno mas completos y mejores, al poder recuperar las muestras del terreno a unas profundidades relativamente elevadas y sin alteración.

Los sondeos permiten obtener una testificación directa del terreno, la capacidad portante del mismo a partir de los ensayos SPT, así como la obtención de muestras continuas a lo largo de todo el sondeo.

Estas muestras pueden ser llevadas al laboratorio para su posterior análisis, roturas a compresión, triaxiales, edómetros, corte, etc. que no se podrían realizar de otro modo.

El principal inconveniente de los sondeos es su elevado costo, al ser una maquinaria y mano de obra especializada.

2.5.2. Calicatas

Esta forma de investigación de campo es rápido y barato, dando una información visual del terreno encontrado, muy útil a la hora de determinar la cota de aparición de un estrato. Sin embargo con las calicatas solo se puede llegar a una profundidad de 15 a 30m. usando entubamiento como máximo.

Las calicatas han de hacerse siempre en puntos donde no esté prevista la ubicación de una cimentación, puesto que, aunque se esta se tape, el material removido pierde todas sus capacidades portantes.

El principal inconveniente de las calicatas es que permiten obtener muestras para su ensayo en laboratorio (granulometría y límites), pero no para determinar la capacidad portante del terreno.

Resumiendo permite ver la sucesión litológica y tomando muestras de estos se puede calcular la capacidad portante.

2.5.3. Penetrómetros

Este ensayo es asimismo rápido y relativamente barato, con el obtenemos una idea de la capacidad portante del terreno a partir del número de golpes obtenido.

El principal inconveniente es, al contrario que en las calicatas que no se tiene una testificación del material que está atravesando el penetrómetro.

Un caso muy común es que un penetrómetro obtenga golpes altos e incluso rechazo en rellenos antrópicos: sobre cascotes, ladrillos, etc. Si no se dispone de una testificación visual de los materiales, los golpes obtenidos pueden inducir a creer que el material es un material muy bueno, cuando en realidad los golpes los está dando en cascotes.

Este ensayo por tanto es muy peligroso si se realiza solo, debe ir acompañado de otro que permita la recuperación del material, bien sea sondeo o calicata.

Asimismo en el caso de cimentaciones se recomienda la realización de ensayos tipo Borros a fin de facilitar la correlación con las fórmulas geotécnicas empleadas usualmente.

2.5.4. Placa de carga

El ensayo de placa de carga solo es válido cuando se tiene la certeza que el material es homogéneo en profundidad, puesto que la misma solo analiza los 45 primeros centímetros del terreno, no obteniéndose información del terreno existente por debajo.

Esto tiene gran importancia puesto que las cimentaciones afectan al terreno subyacente en una profundidad igual a una vez y media el ancho de la cimentación. Por ejemplo, para el caso de una cimentación de 1 metro de ancho esta le transmite una afección al terreno hasta una profundidad de 1.50 m. Con la placa de carga solo evaluamos los 45 primeros centímetros, es decir menos de 1/3 de toda la zona afectada.

Esto puede provocar errores muy importantes: un caso común en la construcción de muros es realizar una capa de suelo y compactarla a fin de cimentar encima. Si hacemos una placa de carga sólo analizamos el comportamiento de la capa de suelo compactado(para lo cual si es un ensayo válido) no obteniendo información del terreno existente por debajo, el cual si es relleno antrópico, limos sin consolidar o cualquier otro material sin capacidad portante no se detecta, pudiendo sin embargo provocar afecciones muy importantes al muro.

2.6. ENSAYOS DE LABORATORIO

El fin principal de los ensayos de laboratorio en geotecnia, es la determinación de las características físico-resistentes de los materiales que serán afectados por una actuación en la que hay una serie de sollicitaciones y esfuerzos.

Aún no siendo la finalidad de este estudio el describir los ensayos de laboratorio se dan una serie de menciones muy breves de la finalidad de cada uno de los ensayos más empleados en geotecnia a la hora de realizar un informe geotécnico

Los ensayos más importantes son los siguientes:

- Ensayos de identificación
- Rotura a compresión simple
- Ensayo de corte directo
- Hinchamiento libre y presión de hinchamiento
- Ensayo de consolidación unidimensional en edómetro
- Ensayo triaxial

2.6.1. Ensayos de identificación

Los ensayos básicos para caracterizar un suelo son los llamados ensayos de identificación los cuales son la humedad, granulometría y límites de Atterberg.

Estos ensayos son fundamentales a fin de determinar las características de un suelo determinando y su tipo (grava, arena o arcilla) y a partir de ellos se orientará el informe geotécnico aplicando el método adecuado en cada caso.

2.6.2. Rotura a compresión simple

El objeto de este ensayo es determinar la resistencia a compresión simple de una probeta cilíndrica de suelo sometida a una carga axial. El ensayo de compresión simple se realiza sin confinamiento lateral ($s_3=0$), y sin drenaje, es decir es un ensayo rápido en el que no se deja que el agua de los poros salga al exterior (disipación de presión neutra o intersticial).

Es un ensayo fácil de hacer, rápido y barato, además aporta una serie de datos muy importantes, sobre todo cuando se trata de materiales puramente cohesivos (arcillas).

2.6.3. Ensayo de corte directo

Este ensayo consiste esquemáticamente romper una pastilla de suelo por medio de esfuerzos tangenciales.

El ensayo de corte directo es un procedimiento utilizado para determinar las componentes del esfuerzo de corte de un suelo, es decir, la cohesión y el ángulo de rozamiento interno.

2.6.4. Hinchamiento libre y presión de hinchamiento

En un suelo parcialmente saturado, el agua está sometida a una presión negativa. Ello hace que si este suelo se pone en contacto con agua libre se produzca un flujo de agua hacia el suelo. Este flujo motiva, la mayor parte de las veces, un hinchamiento.

En el ensayo de hinchamiento libre se monta la muestra en el edómetro, se pone a cero el cuadrante de medida y, a continuación, se inunda la célula del edómetro, y se mide el hinchamiento, que se expresa en tanto por ciento del espesor de la muestra, y se designa con el nombre de hinchamiento libre.

En el ensayo de presión de hinchamiento se hace todo exactamente igual, pero en lugar de medir el hinchamiento de la muestra, se añaden cargas para no permitirlo. La presión máxima que hay que añadir para que no haya hinchamiento se conoce con el nombre de presión de hinchamiento.

Cuanto más seco está un suelo, más grande es la probabilidad de que hinche, al saturarlo, dependerá en todo caso de que la presión externa que se le coloque sea inferior o superior a su presión de hinchamiento.

Un índice de plasticidad alto indica un potencial de hinchamiento alto (existen multitud de correlaciones de los límites de Atterberg con los valores de hinchamiento y de presión de hinchamiento).

2.6.5. Ensayo de consolidación unidimensional en edómetro

Los suelos son materiales relativamente blandos que se deforman bajo carga mucho más que los materiales de construcción usuales, como el hormigón o el acero. Si las deformaciones son excesivas la estructura puede sufrir daños graves, por lo que deben mantenerse dichas deformaciones dentro de límites tolerables.

La finalidad de este ensayo es determinar los asentos previsibles en los materiales, determinadas a partir de la teoría edométrica.

Las muestras que se ensayan, suelen proceder de muestras inalteradas tomadas en sondeos, pudiendo, no obstante, tratarse de muestras remoldeadas.

2.6.6. Ensayo triaxial

Es el ensayo que mayor información da, puesto que permite conocer los dos parámetros intrínsecos más importantes de un suelo: cohesión y ángulo de fricción. Con ellos se define perfectamente la capacidad portante de un suelo.

Este ensayo sin embargo no se suele hacer debido a su alto precio y, sobre todo, al tiempo empleado en la realización del mismo que puede provocar retrasos a la hora de emitir un informe.

CAPITULO 3.- ESTRUCTURA GENERAL DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

3.1. ANTECEDENTES

El Estudio Geotécnico esta referido al Diseño y Construcción de un Muro de Contención de Suelo Reforzado con Geotextil, se encuentra ubicada en la localidad del Rímac, perteneciente a la Provincia de Lima, Departamento de Lima, proyecto solicitado por el curso de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad nacional de Ingeniería, con fines aplicativos al curso respectivo (ver Anexo B).

Muro de Suelo Reforzado con Geotextil

La técnica del suelo reforzado con geotextil consiste en la inclusión de estos materiales obteniendo un material compuesto más resistente y menos deformable que el suelo solo. La combinación de las propiedades de los materiales y la interacción entre ellas puede resultar un material con propiedades de ingeniería suficientes para un buen desempeño en diversos tipos de obras.

La utilización de geotextiles como refuerzo en los suelos para la construcción de muros ofrece ventajas técnicas y económicas, permitiendo así considerables ahorros en volumen de material y menor área para la construcción, menor uso de mano de obra calificada, ya que los procedimientos constructivos son sencillos y menor tiempo de construcción, por lo tanto si hacemos un análisis individual observamos que como partida los geotextiles resultan económicamente altos en costos, pero como partida global y por su desarrollo técnico en la construcción resultan mucho más económicos que los métodos convencionales.

Diagnóstico y Planteamiento del Problema

De acuerdo a la evaluación realizada en campo, se determinó que el mayor problema es el sobre dimensionamiento del muro, y el tipo de suelo donde se ejecutará el proyecto.

Solución Propuesta

Ante esta situación se planteó la alternativa de muros de tierra reforzada con geotextiles, solución técnicamente mas adecuada, debido a poseer propiedades de flexibilidad a diferencia de un muro rígido, descartándose además el tendido de

talud por ser los rellenos demasiado altos y con pendiente pronunciada, lo que originaría mucho movimiento de tierras

3.2. INFORMACIÓN UTILIZADA

Para el presente estudio se utilizó como fuente de datos (ver Fig. A):

- Dimensiones geométricas del muro,
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma Legal publicada por el Diario “El Peruano” el 8 de junio del 2006.
- Textos didácticos relacionados a la geología estructural.
- Recolección de datos de campo.

3.3. ENCUADRE GEOLÓGICO

De acuerdo al Mapa Geológico, se identificó en el área de Estudio que su unidad estratigráfica pertenece a la formación marcavilca del Cretáceo Mesozoico inferior constituido por un suelo rocoso fracturado producto de las fuerzas tectónicas. El mapeo geológico regional utilizado para este proyecto, pertenece a una carta nacional editada por el INGEMMET en el año 1992, sobre la cual se ubicó el cuadrángulo de Lima Hoja 25-i, ver fig. 3.1

Formación Marcavilca (Ki-m); Pertenece a la era mesozoica del sistema cretácico inferior y al grupo morro solar. Esta formación está constituida por areniscas cuarcíticas de grano fino a medio, con algunas intercalaciones de lutitas, seguidas de cuarcitas competentes y areniscas blancas con estratigrafía cruzada. La Formación Marcavilca sobreyace concordante con la Formación La Herradura.

Depósitos Cuaternarios; Estos depósitos están constituidos por materiales acarreados por los ríos que bajan de la vertiente occidental andina cortando a las rocas terciarias, mesozoicas y batolito costanero, tapizando el piso de los valles, habiéndose depositado una parte en el trayecto y gran parte a lo largo y ancho de sus abanicos aluviales.

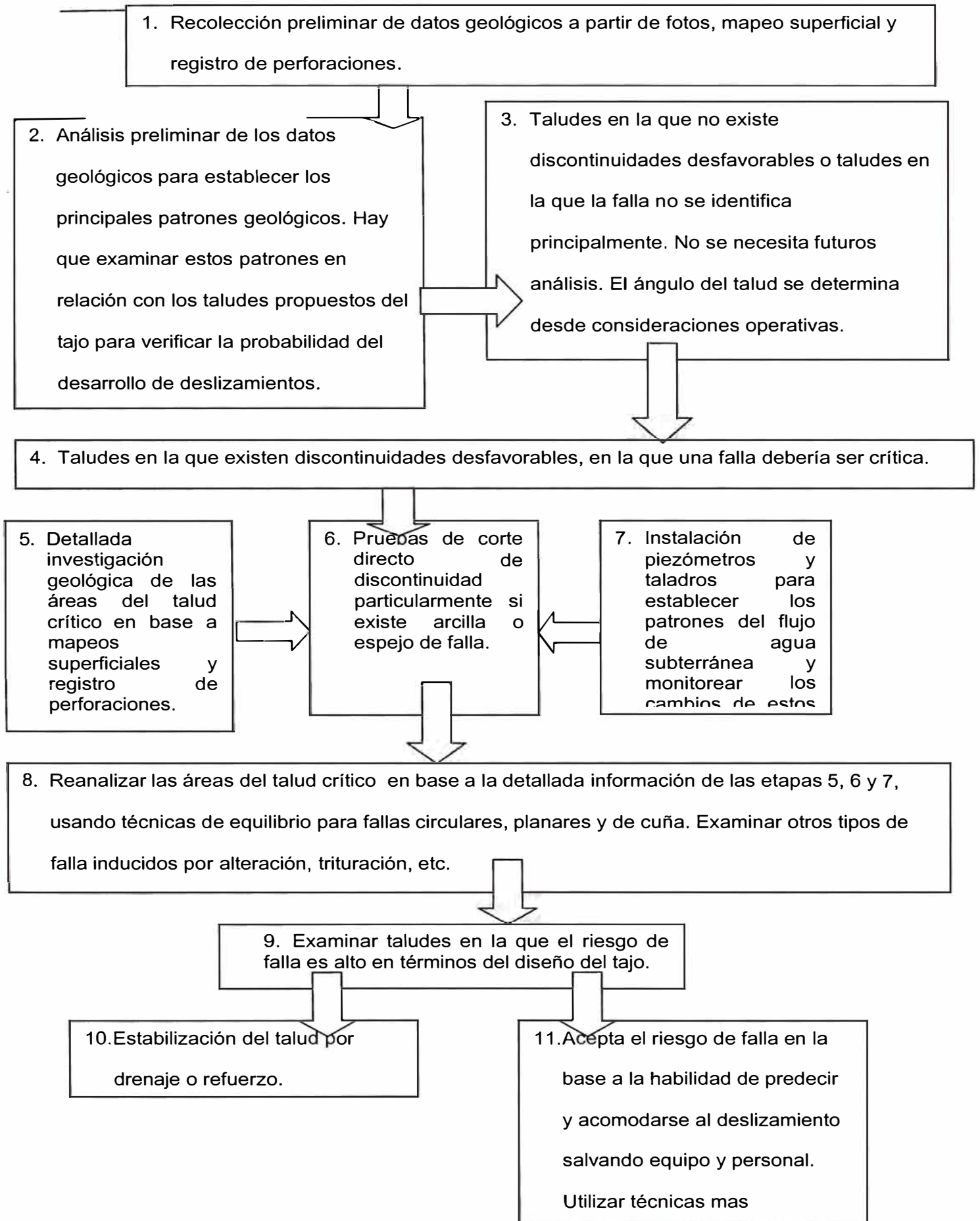


Fig A: Evaluación Geotécnica

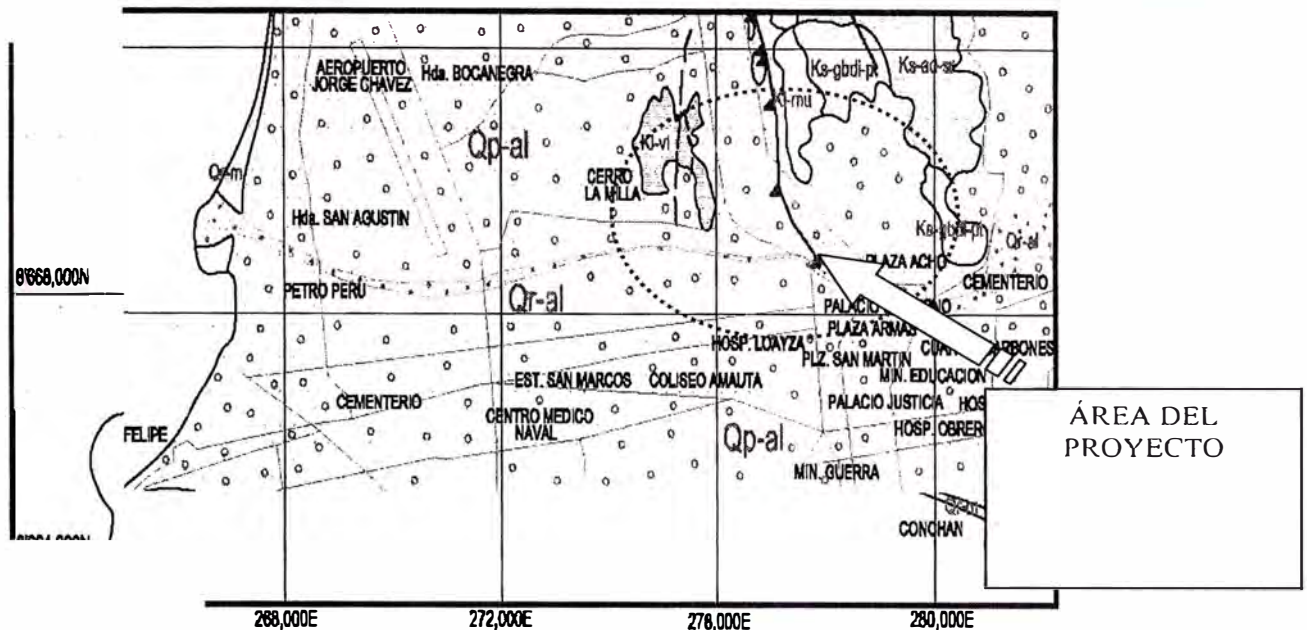


Fig 3.1 Encuadre Geológico de la zona en estudio

Depósitos aluviales pleistocénicos (Qp-al); La litología de estos depósitos aluviales pleistocénicos vistos a través de terrazas, cortes y perforaciones comprende conglomerados, conteniendo cantos de diferentes tipos y rocas especialmente intrusivas y volcánicas, gravas subangulosas cuando se trata de depósitos de conos aluviales desérticos debido al poco transporte, arenas con diferente granulometría y en menor proporción de limos y arcillas. Todos estos materiales se encuentran intercalados formando paquetes de grosores considerables como se puede apreciar en los acantilados de la costa.

En el área en estudio no se determinó la presencia del Nivel de Aguas Freáticas NAF. Asimismo se determinó la presencia de estructuras geológicas con fallas, discordancia; pero si se aprecia un terreno llano, producto de la topografía del lugar.

La Litología del suelo fue caracterizado por un suelo del tipo coluvial y aluvial, identificándose en superficie material de rellenos para luego dar paso a la presencia de un estrato rocoso fracturado.

Sismicidad

La Geodinámica Externa en el área de estudio no presenta en la actualidad riesgo alguno como posibles aluviones, huaycos, deslizamientos de masas de tierra, inundaciones, etc.

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú (ver Fig. 3.2 A), según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E- 030) junto a la Norma E-080 (Adobe) y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, presentado por el Dr. Ing. Jorge Alva Hurtado (1984) (ver Fig. 3.2 B), el cual se basa en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes; se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la zona de Alta Sismicidad (Zona 3), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades tan considerables como VIII a IX en la escala Mercali Modificada.

De acuerdo con la nueva Norma Técnica NTE E - 30 y el predominio del suelo bajo la cimentación, se recomienda adoptar en los diseños Sismo-Resistentes, los siguientes parámetros:

Factor de Zona : $Z = 0.40$
Factor de Amplificación del suelo : $S = 1.2$

3.4. GEOTECNIA

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico del área de estudio, se realizaron exploraciones del suelo mediante la excavación de Calicatas y Muestreo del suelo.

Calicatas

Se excavaron tres (3) calicatas o pozos de exploración a cielo abierto, asignándoles como **C-1**, **C-2**, y **C-3** (ver figuras 3.3 3.4), la cual fue convenientemente ubicada en la zona del proyecto. Los respectivos registros de las Calicatas se presentan en el ANEXO A.

Muestreo

De la Calicata respectiva se extrajeron muestras representativas alteradas que debidamente identificadas se remitieron al laboratorio para los ensayos correspondientes para la identificación y clasificación de suelos.

3.4.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

Ver Anexo A.



Fig 3.2 (A) Mapa zonificación sísmica del Perú

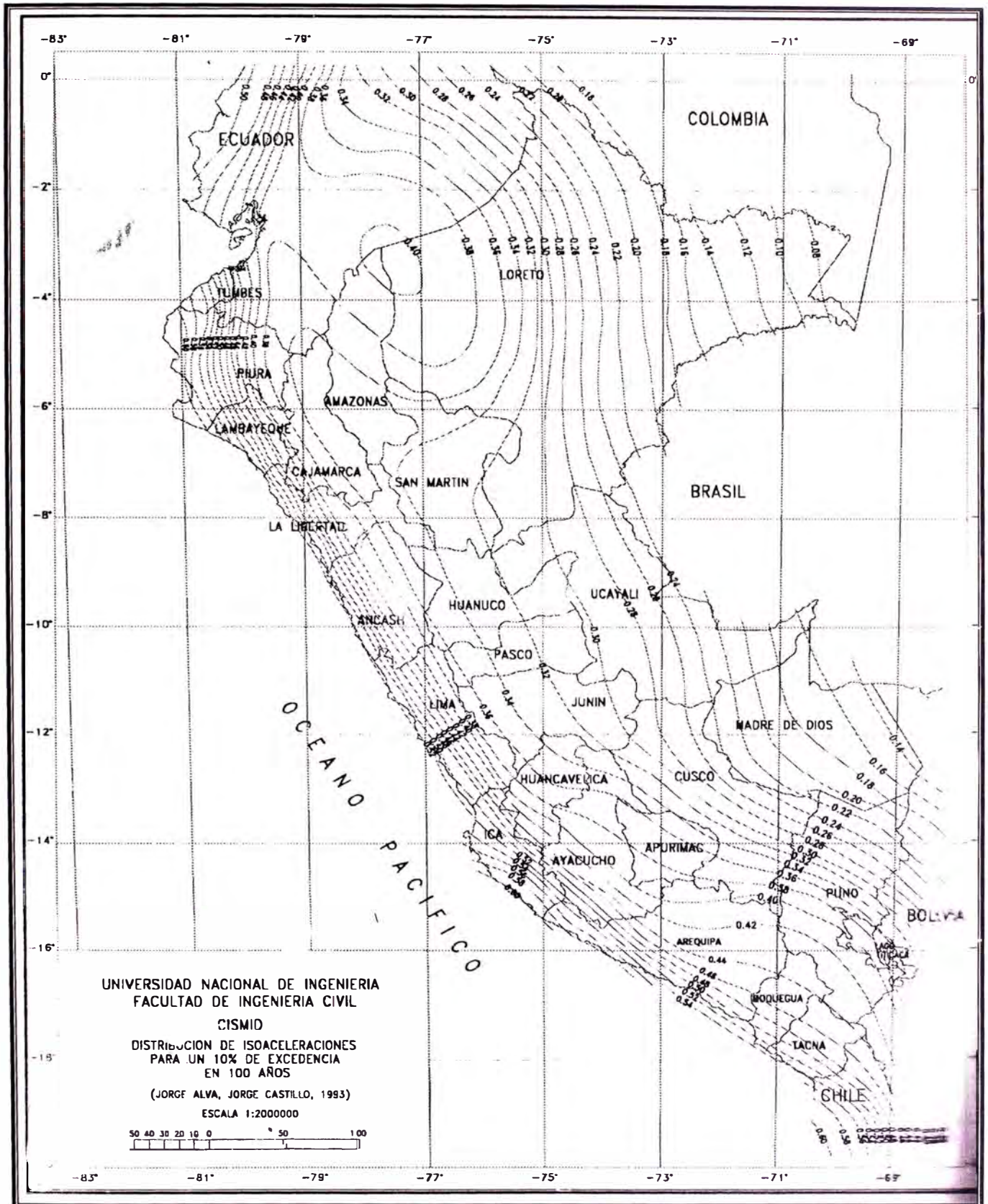


Fig 3.2 (B) Mapa zonificación sísmica del Perú

ENSAYOS ESTANDAR:

Con las muestras de suelos tomadas en el campo se han efectuado los siguientes ensayos, con fines de identificación y clasificación de suelos:

- Análisis Granulométricos por Tamizado (Norma ASTM D422)
- Contenido de Humedad (ASTM-D2216)
- Peso Específico Relativo de Sólidos (ASTM D854)

ENSAYOS ESPECIALES:

- Densidades Máximas y Mínimas secas

3.4.2. TRABAJOS DE GABINETE

Perfil Estratigráfico

En base a la información obtenida de los trabajos de campo y de los ensayos de laboratorio, se han establecido los perfiles estratigráficos según se indica en los Anexos a una profundidad de 0.20 m. según la calicata, a partir de la superficie del nivel de topografía de diseño.

Conformación del Subsuelo:

Se encuentra una capa de relleno con material orgánico en estado suelto y de poca humedad de 25 cm de espesor, luego continúa un estrato de roca fracturada, de color marrón oscuro, de poca a regular humedad, de consistencia media. No existe la presencia del Nivel de Aguas Freáticas (NAF) hasta la profundidad explorada de 0.20 m., con respecto al nivel inicial del terreno.



Fig. 3.3 Excavación de calicatas.

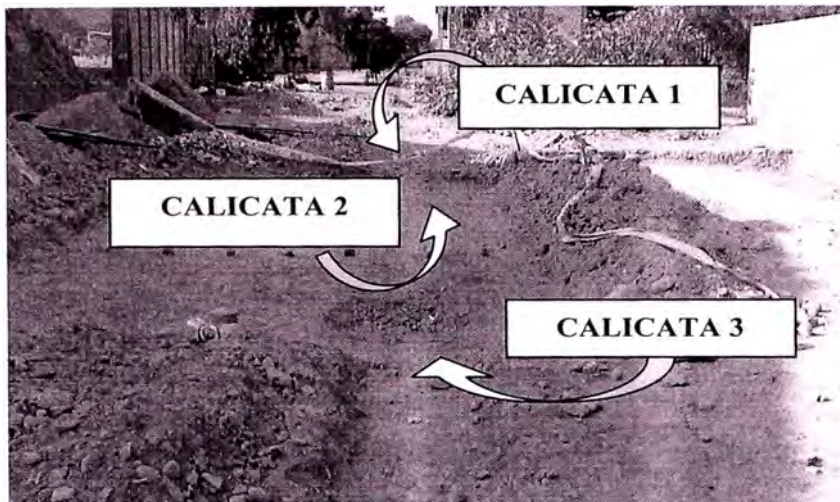


Fig. 3.4 Ubicación de Calicatas.

3.5. NIVELES FREÁTICOS

Para el presente proyecto, no se encontró nivel freático, pero en caso de haberlos, se indicará la cota del agua para una fecha dada. Se hará especial mención a la permeabilidad de los terrenos.

Para nuestro caso debido a la sequedad de la zona, no se proyecta obras especiales de drenaje.

3.6. NIVELES GEOTÉCNICOS

Para el presente proyecto se encontró dos niveles geotécnicos:

El primero una capa superficial con espesor promedio de 20 cm de canto rodado confinado con arenas y limos.

El segundo se encontró que el suelo era roca por lo que se hizo el estudio respectivo de suelos y se encontraron los siguientes datos:

- Moderadamente intemperizada,
- Contenido de Humedad: 1.57%
- Con efecto favorable del buzamiento del set crítico de discontinuidades.
- Valore de RMR de 62, para condiciones secas
- Cohesión de 310 KPa (C)
- Angulo de Fricción Interna 36° (Ø)
- $\rho = 2.46 \text{ T/ m}^3$

3.7. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Por tratarse de un muro de suelo reforzado, estaremos frente a una cimentación tipo superficial, por lo que se tendrá que calcular la capacidad de carga y asentos estimados así como su ejecución.

Por tratarse de un suelo de fundación de procedencia rocosa, expondremos la evaluación del macizo rocoso.

Clasificaciones geomecánicas según Terzaghi

Para conocer que tpo de roca nos encontramos en campo, utilizaremos el criterio de Terzaghi que en 1946, propuso un sistema de clasificación de roca. Tuvo como base la experiencia captada en la ejecución de túneles ferrocarrileros. Describió varios tipos de roca y fijó escalas según las diferentes condiciones del terreno.

Terzaghi en su artículo original describió los siguientes términos:

1. *Roca Intacta*: no tiene discontinuidades ni fracturas. Por lo que si se rompe lo hace a través de la roca sana. Debido al daño que se causa a la roca con el uso de explosivos.
2. *Roca Estratificada*: esta constituida por capas unitarias con poca o ninguna resistencia a la separación a lo largo del plano limítrofe entre estratos. Los desprendimientos son comunes en este tipo de roca.
3. *Roca Medianamente Fisurada*: tiene fisuras pero los bloques entre las juntas están soldados o íntimamente embonados que las paredes verticales no necesitan refuerzo. En rocas de este tipo, se puede encontrar a la vez desprendimientos.
4. *Roca Agrietada en Bloques*: es una roca químicamente inalterada o casi inalterada, cuyos fragmentos se encuentran casi totalmente separados unos de otros y no embonan.
5. *Roca Triturada*: pero químicamente sana tiene la apariencia de ser un producto de trituradora. Si los fragmentos, en su mayoría o todos, son del tamaño de arena y no ha habido recementación, la roca triturada que esta abajo del nivel de aguas freáticas tiene la propiedad de una arena saturada.
6. *Roca Comprimida*. Un prerrequisito de compresión es un porcentaje elevado de partículas microscópicas o sub-microscópicas de micas o de minerales arcillosos de poca expansibilidad.

7. *Roca Expansiva.* La capacidad de esponjamiento parece estar limitada a las rocas que contienen minerales arcillosos como la montmorillonita, con una alta capacidad de expandirse.

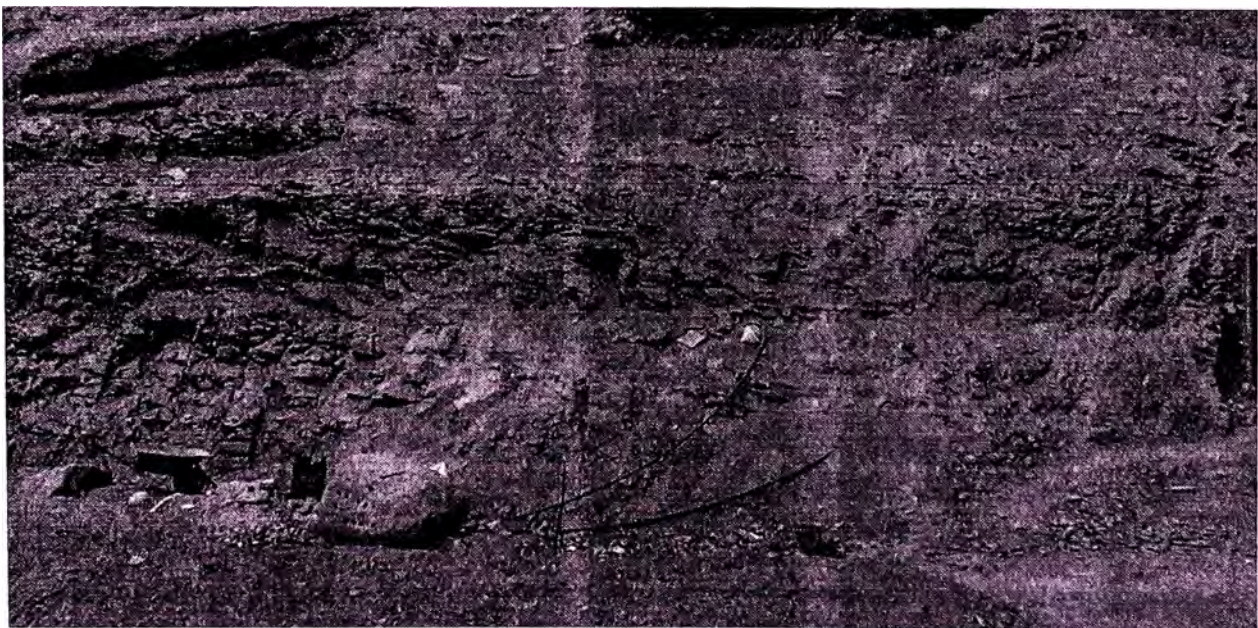


Fig 3.5 Vistas panorámicas del suelo rocoso de fundación.

Según esto, nos encontramos en campo con una *Roca Medianamente Fisurada*.

Índice de calidad de la roca RQD:

Fue desarrollado por Deere (1967), provee una estimación cuantitativa de la calidad de la masa rocosa a partir del registro de perforaciones diamantinas.

$$RQD = \frac{\text{Sumatoria de longitudes de piezas mayores de 100mm}}{\text{longitud total del barreno}} \quad (\text{eq. 3.1})$$

El RQD se define como el porcentaje de piezas de roca intacta mayores que 100 mm., que se recuperan enteras del largo total del barreno.

El testigo debería tener al menos 50 mm., recuperado con una perforadora diamantina de doble carril. Generalmente se da un valor de RQD para cada dos metros de perforación.

Esta operación es bastante sencilla, rápida y, se ejecuta conjuntamente con el registro geológico normal del sondeo mecánico descrito en el capítulo 2.

Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico RQD y la calidad de la roca.

RQD	CALIDAD DE ROCA
25%	Muy mala
25-50%	Mala
50-75%	Regular
75-90%	Buena
90-100%	Muy Buena

Cuadro 3.1

Merrit que el criterio de refuerzos RQD tiene limitaciones en el caso de que exista fracturas con rellenos delgados de arcilla o de material meteorizado. Este caso puede presentarse cerca de la superficie donde la meteorización y las infiltraciones hayan producido arcilla, lo que reduce la resistencia a la fricción a lo largo de los planos de fractura. Esto genera una roca inestable aún si las fisuras están muy separadas una de otra y el valor de RQD es alto.

El RQD no toma el factor orientación de las discontinuidades lo cual es muy importante para el comportamiento de la roca alrededor de una obra subterránea.

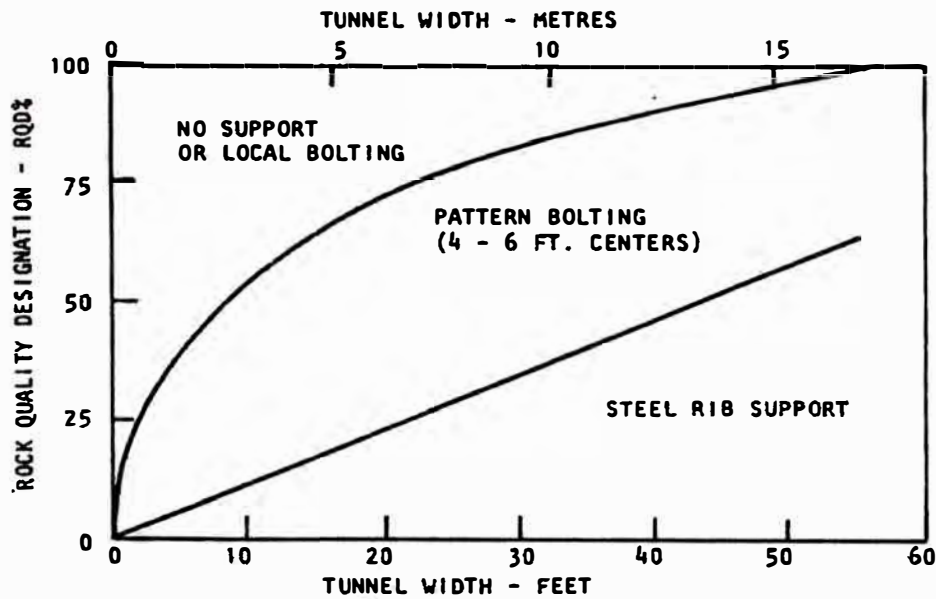


Figura N° 3.6 Proposición del uso del RQD para escoger el soporte de roca (Según Merrit).

Clasificación rock structure rating RSR:

Wickham, Tiedemann y Skinner (1974) propusieron un método cuantitativo para describir la calidad de la masa rocosa y seleccionar el sostenimiento necesario. En este sistema la roca se determina por un valor numérico variable entre 0 y 100, que se deduce de la sumatoria de tres parámetros ponderados ($RSR=A+B+C$). La principal contribución del concepto RSR fue introducir un sistema de clasificación de las masas rocosas basado en la ponderación de diversos factores y permitir además cuantificar la importancia relativa de cada factor considerado en el sistema de clasificación.

Los factores considerados fueron:

a) Geológicos:

- ◆ Tipo de roca.
- ◆ Sistemas de fracturas (espaciamiento).
- ◆ Orientación de las fracturas (rumbo y buzamiento).

b) Tipo de discontinuidades.

- ◆ Fallas principales, pliegues y/o cizallamientos.
- ◆ Propiedades de la roca.
- ◆ Intemperismo o alteración.

c) Construcción:

- ◆ Dimensión del muro.
- ◆ Orientación.
- ◆ Método de excavación.

Todos estos factores fueron agrupados en tres parámetros básicos A, B, C.

Parámetro A: Consideración general de la estructura rocosa.

TIPO DE TERRENO	ESTRUCTURA			
	Masiva	Ligeram. fallada	Moderadam. fallada	Intensam. fallada
Igneo	30	26	15	10
Sedimentario	24	20	12	8
Metamórfico	27	22	14	9

Cuadro 3.2

Parámetro B: Efecto de las familias de discontinuidades respecto a la dirección de avance del eje del muro.

SEPARACION MEDIA ENTRE DIACLASAS (m).	RUMBO PERPENDICULAR AL EJE					RUMBO PARALELO AL EJE		
	Buzando en la misma dirección			Buzando en dirección contraria				
	1	2	3	2	3	1	2	3
<0.15	14	17	20	16	18	14	15	12
0.15-0.30	24	26	30	20	24	24	24	20
0.30-0.60	32	34	38	27	30	32	30	25
0.60-1.20	40	42	44	36	39	40	37	30
>1.20	45	48	50	42	45	45	42	36
<ul style="list-style-type: none"> • 1=20° • 2=20° - 50° • 3=50° - 90° 								

Cuadro 3.3

Parámetro C: Efecto del agua subterránea y las condiciones de las discontinuidades.

AFLUENCIA DE AGUA PREVISTA	SUMA DE PARAMETROS A + B					
	20-45			46-80		
	Estado de las discontinuidades					
Lt/min/mt	1	2	3	1	2	3
Nula	18	15	10	20	18	14
Ligera < 2.5	17	12	7	19	15	10
Media 2.5 – 12.5	12	9	6	18	12	8
Alta 12.5	8	6	5	14	10	6

- Cerradas o cementadas
- Ligeramente alteradas
- Abiertas o muy alteradas

Cuadro 3.4

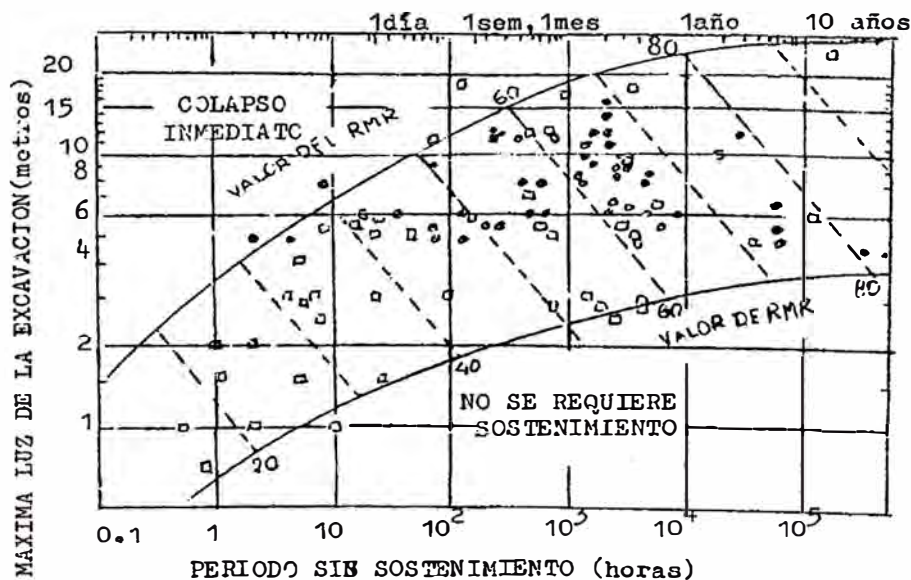


Figura N° 3.7. Relación la luz máxima y el periodo de autosoporte para distintos valores de RMR.

Clasificación rock mass rating RMR:

Bieniawski, en 1976, publicó su clasificación de masas rocosas llamada Clasificación Geomecánica o Rock Mass Rating. Con el pasar de los años, este

sistema ha sido refinado sucesivamente cambiando los índices asignados a cada uno de los parámetros de clasificación. La sistema que se presenta data de 1989 y es la más reciente.

Bieniawski utilizó 6 parámetros para clasificar las masas rocosas haciendo uso del sistema Rock Mass Rating:

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
2. Rock Quality Designation (RQD)
3. Espaciamiento de discontinuidades.
4. Condición de discontinuidades.
5. Condición de agua subterránea.

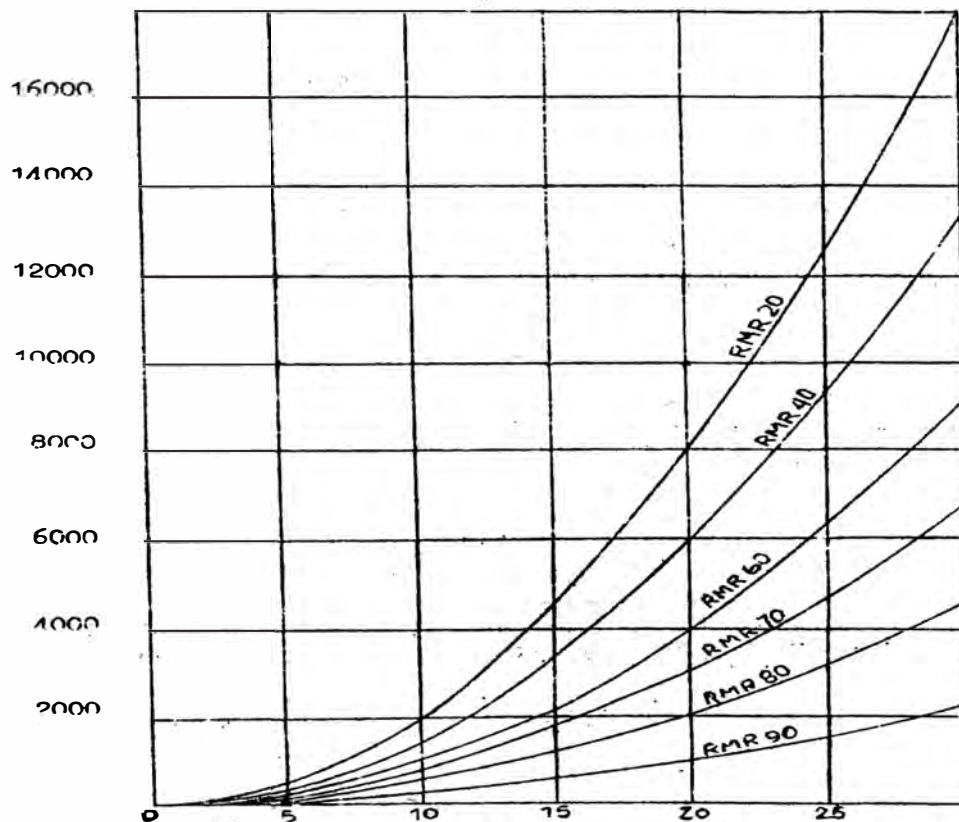


Figura N° 3.8. Relación entre la carga de roca por unidad de longitud del túnel y la luz de excavación para distintos valores de RMR.

Orientación de discontinuidades.

Para aplicar este sistema, la masa rocosa debe dividirse en áreas llamadas dominios estructurales; cada uno de éstos debe clasificarse separadamente. La periferia de los dominios estructurales generalmente coincide con una estructura mayor o cambio del tipo de roca. En algunos casos, cambios significantes en el

espaciamiento o características de las discontinuidades, dentro de un mismo tipo de roca, pueden hacer necesario dividir la masa rocosa en varios dominios estructurales pequeños.

El sistema Rock Mass Rating se presenta en las tablas siguientes, los cuales proporcionan los índices para cada uno de los seis parámetros listados arriba. Estos índices se suman y dan un valor R.M.R.

Propiedades geomecánicas de la masa rocosa

Las propiedades más relevantes son: ángulo de fricción, resistencia cohesiva y densidad del suelo o roca.

La fricción y cohesión pueden ser definirse más claramente a partir del siguiente gráfico.

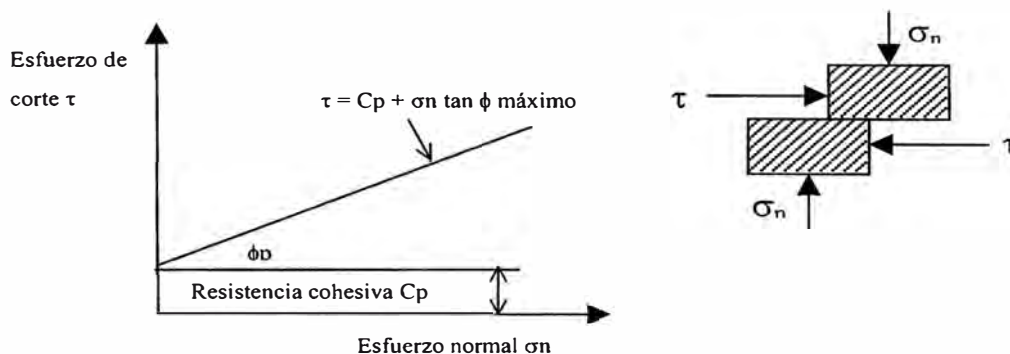


Figura N° 3.9.

El esfuerzo de corte requerido para causar el deslizamiento aumenta cuando se incrementa el esfuerzo normal. La inclinación de la línea obtenida proporciona el ángulo de fricción. Si la superficie de la discontinuidad es cementada desde un principio, o si es rugosa, un valor finito de esfuerzo de corte debe requerirse a fin de causar el deslizamiento cuando el esfuerzo normal es cero. Esto se conoce como cohesión.

$$\tau = C_p + \sigma \tan \phi_p \quad (\text{eq. 3.2})$$

Influencia de la presión de agua en la resistencia al corte

El efecto de la presión de agua actuando en la superficie de corte de un espécimen, tal como se muestra, es reducir el efecto normal al llamado esfuerzo efectivo ($\sigma - \mu$), donde μ es la presión de poro de agua.

Por lo que la relación resistencia al corte queda definida por:

$$\tau = C + (\sigma - \mu) \tan \phi \quad (\text{eq. 3.3})$$

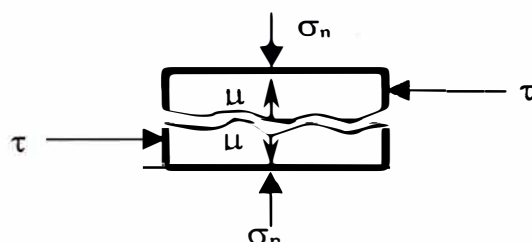


Figura N° 3.10.

En la mayoría de las rocas, suelos y gravas, la cohesión y fricción no son alterados significativamente por la presencia de agua y por lo tanto la reducción a la resistencia al corte, de estos materiales, es debido casi enteramente a la reducción del esfuerzo normal que actúa perpendicular a la superficie de falla.

Consecuentemente, la presión de agua es más importante que el contenido de humedad al momento de definir las características de resistencia de rocas duras, arenas y gravas.

En términos de estabilidad de taludes, la presencia de pequeños volúmenes de agua a alta presión, atrapado dentro de una masa rocosa, es más importante que gran cantidad de agua discurriendo libremente desde un acuífero.

En el caso de rocas suaves, arcillas y sales, la cohesión y fricción pueden cambiar marcadamente con los cambios del contenido de humedad y es necesario cuando se ensayan estos materiales asegurarse que el contenido de humedad del material durante la prueba sea lo más cercano posible a las condiciones existentes en el campo. En este caso la ecuación $\tau=C+(\sigma-\mu)\tan\phi$ se aplica, pero debe variarse los valores C y ϕ .

Efecto de la presión del agua en una grieta de tensión:

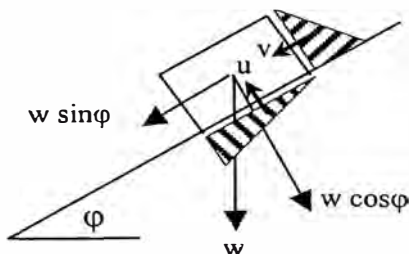


Figura N° 3.11.

La presión de agua en la grieta de tensión se incrementa linealmente con la profundidad; y una fuerza total "v", debido a esta presión de agua, actúa en la parte

posterior del bloque llevándolo hacia abajo del plano inclinado. Si asumimos que la presión del agua se transmite a través de la intersección de la grieta de tensión y la base del bloque, la distribución de la presión de agua ilustrado en el gráfico anterior ocurrirá a lo largo de la base del bloque. Esta distribución de presión de agua resulta en una fuerza de levantamiento “u” que reduce la fuerza normal y que actúa a través de esta superficie.

$$w \operatorname{sen} \varphi + v = CA + (w \cos \varphi - u) \tan \phi \quad (\text{eq. 3.4})$$

Analizando la ecuación anterior la fuerza que tiende a deslizar el bloque aumenta y las fuerzas resistentes disminuyen. Concluyendo “u” y “v” son perjudiciales para la estabilidad de taludes.

Aunque la presión de agua resultante es muy pequeña, éstas actúan sobre grandes áreas y por lo tanto pueden crecer grandemente.

Refuerzo para prevenir el deslizamiento:

El medio más efectivo para estabilizar bloques de roca es instalar pernos de roca o cables tensionados.

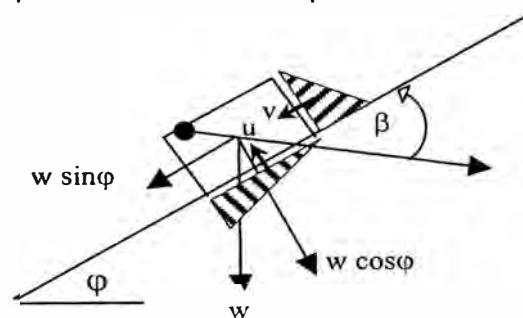


Figura N° 3.12.

Consideremos un perno de roca tensionado a una carga “T” y que es instalado a un ángulo β al plano inclinado. Al resolver los componentes del perno tensionado “T” actuando paralelo al plano obtenemos $T \cos \beta$, mientras que el componente perpendicular a la superficie de deslizamiento es $T \sin \beta$.

La condición de límite de equilibrio para este caso se define de la siguiente manera:

$$w \operatorname{sen} \varphi + v - T \cos \beta = CA + (w \cos \varphi - u + T \cos \beta) \tan \phi \quad (\text{eq. 3.5})$$

La tensión del perno reduce la fuerza perturbante e incrementa la fuerza normal, por lo tanto, la fuerza friccional entre la base del bloque y el plano se eleva.

La mínima tensión del peno requerido para estabilizar el bloque se obtiene reagrupando la ecuación anterior y dando una expresión para la tensión "T" del perno y luego minimizando esta expresión con respecto a β .

$$\frac{\partial T}{\partial \beta} = 0 \Rightarrow \beta = \phi \quad (\text{eq. 3.6})$$

Factor de seguridad como base general para la evaluación de la estabilidad:

Para comparar la estabilidad de taludes bajo condiciones que no sean las de equilibrio límite, se requiere de algún índice y el más común es el llamado Factor de Seguridad. Se define como la relación entre la fuerza total disponible para resistir el deslizamiento a la fuerza total que tiende a inducir el deslizamiento.

$$F = \frac{CA + (w \cos \varphi - u + T \sin \beta)}{w \sin \varphi + v - T \cos \beta} \tan \phi \quad (\text{eq. 3.7})$$

Cuando el talud esta en un punto de falla o a punto de fallar $F=1$; cuando el talud es estable las fuerzas resistentes son más grandes que las perturbantes y F deberá ser mayor que 1.

En un hipotético caso en la que un talud esta a punto de fallar y se decide estabilizarlo, entonces según la ecuación anterior F puede incrementarse mediante la reducción de "v" y "u" por medio de drenaje o incrementando "T" al instalar pernos de roca o cables tensionado.

Cuadro 3.5 A. PARAMETROS DE CLASIFICACION Y SUS INDICES

Parámetros			Rango de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Carga puntual	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Se requiere pruebas de compr. uniaxial.		
		Resist. Comp. Uniax.	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Indice	15	12	7	4	2	1	0	
2	Calidad de testigo perfor. Diamantina		90 – 100 %	75 – 90 %	50 – 75 %	25 – 50 %	< 25 %		
	Indice		20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento de discontinuidades		> 2 m	0.6 – 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Indice		20	15	10	8	5		
4	Condición de discontinuidades. (Ver Tabla E)		<ul style="list-style-type: none"> • Superficies muy rugosas • No continuas • Sin separación • Paredes de roca inalteradas 	<ul style="list-style-type: none"> • Superficies ligeramente rugosas • Separación < 1 mm • Paredes de roca ligeramente alteradas 	<ul style="list-style-type: none"> • Superficies ligeramente rugosas • Separación < 1 mm • Paredes de roca altamente alteradas 	<ul style="list-style-type: none"> • Superficies de espejo de falla o gouge < 5 mm de espesor o separación 1 – 5 mm. Continua 	<ul style="list-style-type: none"> • Suave gouge > 5 mm de espesor o separación > 5 mm. Continua. 		

	Indice	30	25	20	10	0
5	Flujo para 10 m de túnel (l/m)	Ninguno	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125
	Presión de agua en la discontinuidades/esfuerzo principal mayor σ	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	>0.5
	Condiciones generales	Completamente seco	Semi seco	húmedo	goteo	flujo
	Indice	15	10	7	4	0

Cuadro 3.6 B. AJUSTE DE INDICES POR ORIENTACION DE DISCONTINUIDADES

Orientación strike y dip		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Indice	Túneles y minas	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Cimientos	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Indice	0	- 5	- 25	- 50	- 60

Cuadro 3.7 C. TIPOS DE MASA ROCOSA DETERMINADAS A PARTIR DEL INDICE TOTAL

Indice	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21
Número de clase	I	II	III	IV	V
Descripción	Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca pobre	Roca muy pobre

Cuadro 3.8 D. SIGNIFICADO DE LOS TIPOS DE MASA ROCOSA

Número de clase	I	II	III	IV	V
Promedio de tiempo sin sostenimiento	20 años para 15 m de abertura	1 año para 10 m de abertura	1 semana para 5 m de abertura	10 horas para 2.5 m de abertura	30 minutos para 1 m de abertura
Cohesión de la masa rocosa (Kpa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Angulo de fricción de la masa rocosa (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

Cuadro 3.9 E. REGLAS PARA LA CLASIFICACION DE DISCONTINUIDADES (Condición)					
Persistencia (longitud)	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m
Indice	6	4	2	1	0
Separación (apertura)	Ninguno	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm
Indice	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugoso	Rugoso	Ligeramente rugoso	Liso	Espejo de falla
Indice	6	5	3	1	0
Relleno (gouge)	Ninguno	Relleno duro <5 mm	Relleno duro >5 mm	Relleno suave <5 mm	Relleno suave >5 mm
Indice	6	4	2	2	0
Alteración	Inalterado	Ligeramente alterado	Moderad. Alterado	Altamente alterado	Descompuesto
Indice	6	5	3	1	0

Cuadro 3.10 F. EFECTO DEL RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES EN LA EJECUCION DE MUROS						
Rumbo perpendicular al eje del muro				Rumbo paralelo al eje del muro		Orientación independiente del rumbo
Avance con el buzamiento		Avance contra el buzamiento				
Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	Dip 45°-90°	Dip 20°-45°	Dip 0°-20°
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Regular

CALCULO DE PRESION ADMISIBLE

La inclusión en códigos, manuales y textos de tablas que relacionan la Presión Admisible con los diferentes tipos de suelos que predominantemente se presentan en la naturaleza, dice mucho de la demanda que tiene este tipo de información principalmente entre profesionales no especialistas en Geotecnia.

Es importante también tomar en consideración los siguientes aspectos inherentes a la determinación de la Presión Admisible:

-En los suelos puramente granulares tiene especial incidencia el tipo, forma y profundidad de la cimentación, así como su densidad relativa.

-En los suelos puramente cohesivos el parámetro más importante es la cohesión, siendo también necesario el conocimiento del origen e historia de las deformaciones.

-La Presión Admisible puede estar gobernada por criterios de resistencia al corte o por criterios de deformación tolerable por las estructuras.

Según la Sección 4.2d - FHWA DEMO 82, el esfuerzo vertical transmitido en la base del muro es ejercida sobre un ancho menor al del muro, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$L' = B - 2e \quad (\text{eq. 3.8})$$

Entonces: $L' = 2.40$

Luego el esfuerzo vertical que le ejerce el muro en su base es:

$$\sigma_{base} = \frac{V1 + V2}{L'} \quad (\text{eq. 3.9})$$

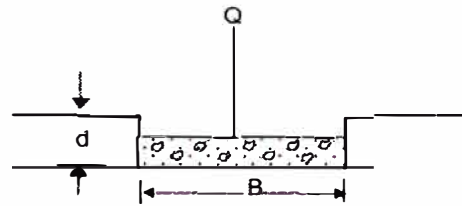
Entonces: $\sigma_{base} = 11.38 \text{ T/m}^2$

CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO DE FUNDACIÓN

Capacidad portante ultima-cimentación superficial ($d / B = 1$)

Carga continua ($l/b > 5$) – corte general

$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q \quad (\text{eq. 3.10})$$

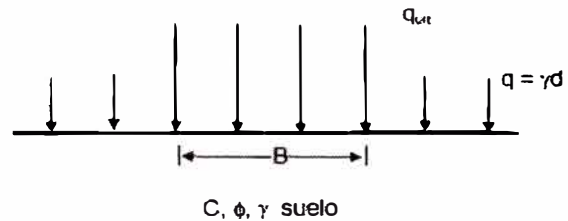


$$N_c = \cotg \phi (N_q - 1) \quad (\text{eq. 3.11})$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{eq. 3.12})$$

$$N_\gamma = 2 \tan \phi (N_q + 1) \quad (\text{eq. 3.13})$$

(Caquot y Kerisel, 1953)



$$N_\gamma = 32.71$$

La cohesión del suelo de fundación es $C = 31.00 \text{ T/m}^2$ (ver Anexo A),

Entonces la capacidad de carga última es: $q_u = 2.048.53 \text{ T/m}^2$

$$q_u = 204.85 \text{ kg/cm}^2$$

Según la FHWA DEMO 82 el FS = 2.5

Castigando por el factor de seguridad $\rightarrow q = 81.94 \text{ kg/cm}^2$

Factor de seguridad será:

$$F.S = \frac{q_u}{\sigma_{base}} \quad (\text{eq. 3.14})$$

Cálculo de Asentamientos

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados **Asentamientos Totales y los Asentamientos Diferenciales**, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasara los límites permisibles que este soportando nuestro muro. Se considerará un asentamiento de una pulgada, como el asentamiento máximo tolerable para poder llevarle un control.

Cuadro 3.11 METODOS DE CALCULO DE ASENTAMIENTOS

TIPO DE ASENTAMIENTO	METODO	PARÁMETRO BASE	APLICACIÓN
INMEDIATO	ELÁSTICO	PROPIEDADES ELÁSTICAS DEL SUELO	ARENAS, GRAVAS, SUELOS NO SATURADOS, ARCILLAS DURAS Y ROCAS
INMEDIATO	MEYERHOF	N (SPT)	ARENAS, GRAVAS Y SIMILARES
INMEDIATO	PRUEBA DE CARGA	PRUEBA DE CARGA	ARENAS, GRAVAS, SUELOS NO SATURADOS, ARCILLAS DURAS Y ROCAS
CONSOLIDACIÓN PRIMARIA	TEORIA DE LA CONSOLIDACIÓN	ENSAYO CONSOLIDACIÓN	ARCILLAS BLANDAS A MEDIAS SATURADAS
CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Y SECUNDARIA	IDEM.	IDEM.	ARCILLAS BLANDAS A MUY BLANDAS, TURBAS Y SUELOS ORGANICOS Y SIMILARES

Teniendo un muro de suelo reforzado con una base 3.0 metros, se obtiene una distorsión promedio de $(\delta/L) = 1/150$, por lo que el asentamiento diferencial máximo será: $\delta = (1/150) * 300 = 2 \text{ cm}$.

En base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964), considerando el tipo de cimentación superficial recomendado. Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos.

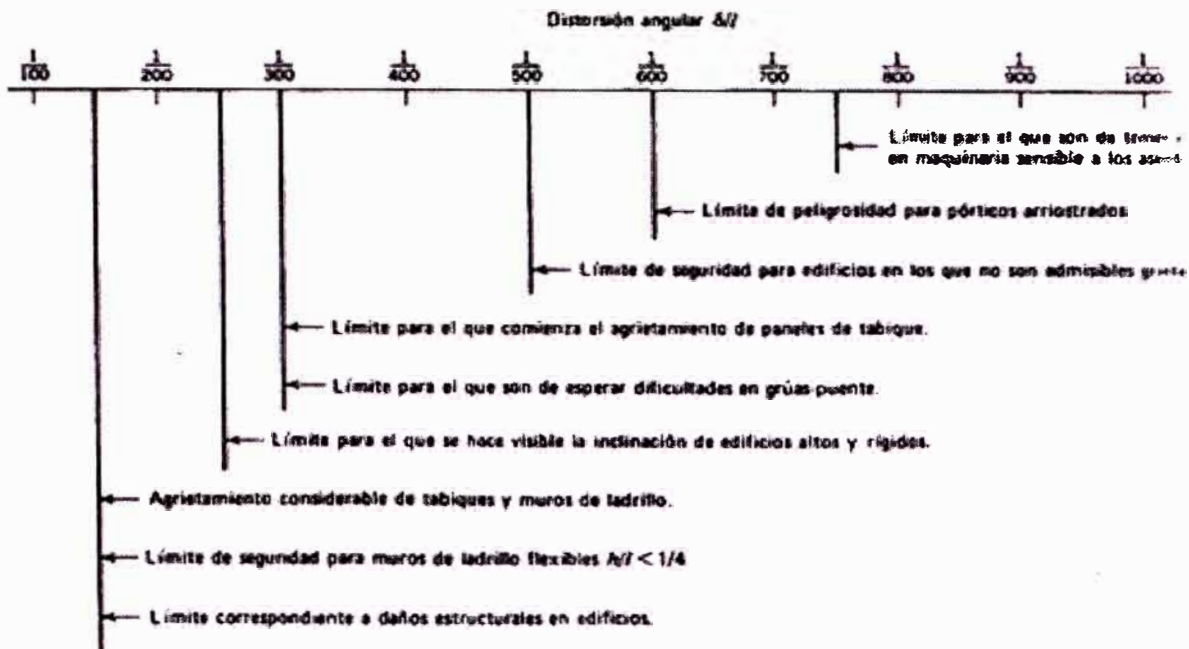


Fig. 3.13 Asentamiento Diferencial Máximo (Bjerrum, 1963)

ASENTAMIENTO INMEDIATO

El asentamiento elástico inicial será:

$$S = \Delta q_s B(1-u^2) I_f / E_s \quad (\text{eq. 3.15})$$

Donde:

S = asentamiento (cm)

Δq_s = esfuerzo neto transmisible (kg/cm^2)

B = ancho de cimentación (cm)

E_s = módulo de Elasticidad (kg/cm^2)

u = relación de Poisson

I_f = factor de influencia que depende de la forma y la rigidez de la cimentación.

a) Calculando el esfuerzo neto transmisible:

$$\Delta q_s = \text{Peso del muro} + \text{Peso muerto} + \text{Sobre carga}$$

$$\text{Peso del muro} = 11.38 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso del muerto} = 2.14 \text{ ton/m}^3 * 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Peso del muerto} = 0.54 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Sobre carga} = 0$$

$$\rightarrow \Delta q_s = 11.38 + 0.54 = 11.92 \text{ ton/m}^2$$

b) Ancho de cimentación

$$B = 3,000.00 \text{ cm}$$

c) Módulo de Elasticidad

$$E_s = 1.80 \cdot RMR - 88.40 \text{ (Engineering RockMass Clasification)}$$

$$E_s = 1.80 \cdot 60 - 88.40$$

$$E_s = 10,000 \text{ kg/cm}^2$$

CUADROS AUXILIARES

TIPO DE SUELO	E_s (ton/m ²)
ARCILLA MUY BLANDA	30 - 300
BLANDA	200 - 400
MEDIA	450 - 800
DURA	700 - 2000
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4250
SUELOS GRACIARES	1000 - 18000
LOESS	1500 - 8000
ARENA LIMOSA	500 - 2000
ARENA : SUELTA	1000 - 2500
DENSA	5000 - 10000
GRAVA ARENOSA : DENSA	8000 - 20000
SUELTA	5000 - 14 000
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 140000
LIMOS	200 - 2000

TIPO DE SUELO	μ (-)
ARCILLA: SATURADA	0.4 - 0.5
NO SATURADA	0.1 - 0.3
ARENOSA	0.2 - 0.3
LIMO	0.3 - 0.35
ARENA : DENSA	0.2 - 0.4
DE GRANO GRUESO	0.15
DE GRANO FINO	0.25
ROCA	0.1 - 0.4
LOESS	0.1 - 0.3
HIELO	0.36
CONCRETO	0.15

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE E_c (cm/m)			
	CIM. FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACIÓN	CENTRO	ESQ.	MEDIO	---
RECTANGULAR L/B = 2	153	77	130	120
L/B = 5	210	105	183	170
L/B = 10	254	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82
CIRCULAR	100	64	85	88

Cuadro 3.12

d) relación de Poisson

$$\mu = 0.25 \text{ (rango promedio)}$$

e) factor de influencia que depende de la forma y la rigidez de la cimentación.

$$I_f = 2.10 \text{ cm/m (flexible, centro)}$$

f) asentamiento elástico inicial

$$S = 11.92 \cdot 4,000.00 \cdot (1 - 0.25^2) \cdot 2.10 / 10,000 = 7.04 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \text{Cimentación Flexible : } S = 7.04 \text{ mm} < 20 \text{ mm.}$$

Entonces no se presentarán problemas por asentamiento.

3.8 ESTEREOGRAFÍA DEL MACIZO ROCOSO

Se desarrollará el método de la proyección estereográfica para la identificación y análisis de las familias de discontinuidades del macizo rocoso, basado en la representación polar de la intersección de la normal al plano representativo de las discontinuidades con la esfera de referencia.

Por medio de la proyección estereográfica se podrían haber resuelto más rápidamente algunos de los problemas más simples de la geología estructural. Esta misma proyección se usa especialmente en mineralogía, y su empleo en la geología estructural ha sido destacado por Boucher. Aunque por este método es factible determinar direcciones y ángulos, no es posible obtener distancias.

Pasos para la obtención de parámetros requeridos para la verificación de la estereografía del macizo rocoso.

- Inspección visual del estrato rocoso.

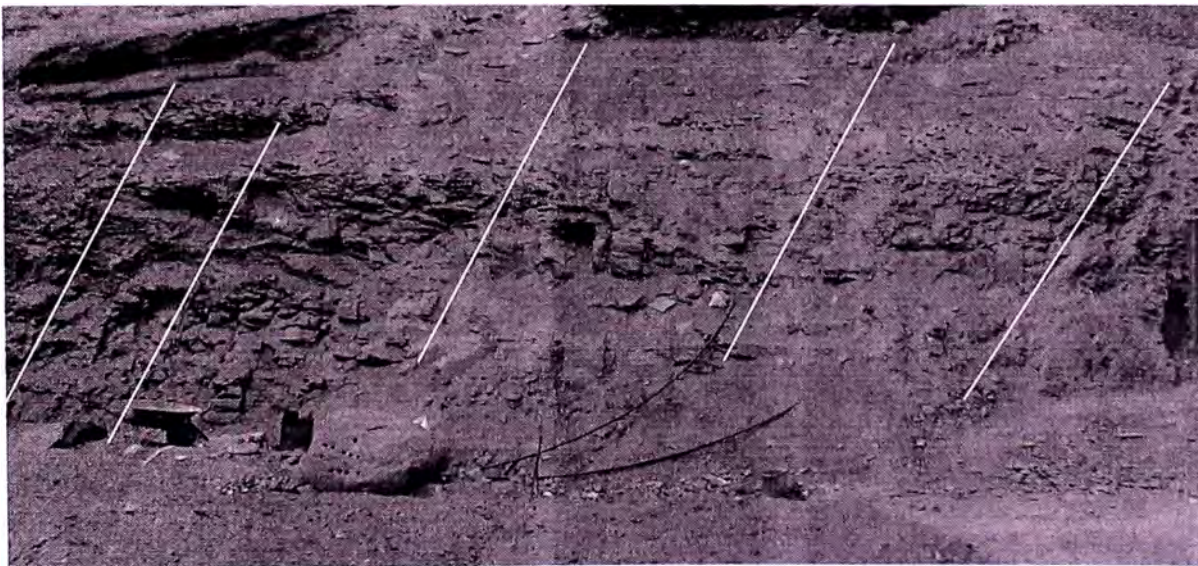


Fig 3.14 Ejemplo de familia de fallas del suelo rocoso de fundación.

- Ubicar familia de fallas. Ver fig 3.14
- Por cada familia de estas, tomar el rumbo que tenga un eje horizontal de una de estas caras. Ver figura 3.15
- Por cada familia de estas, tomar el ángulo de buzamiento con relación a un plano horizontal para un eje perpendicular al eje del paso anterior de una de estas caras. Ver figura 3.15
- Con el rumbo y buzamiento llevarlo a una esfera tridimensional para luego plasmarlo en un plano y así llevarnos la ubicación de las mismas.

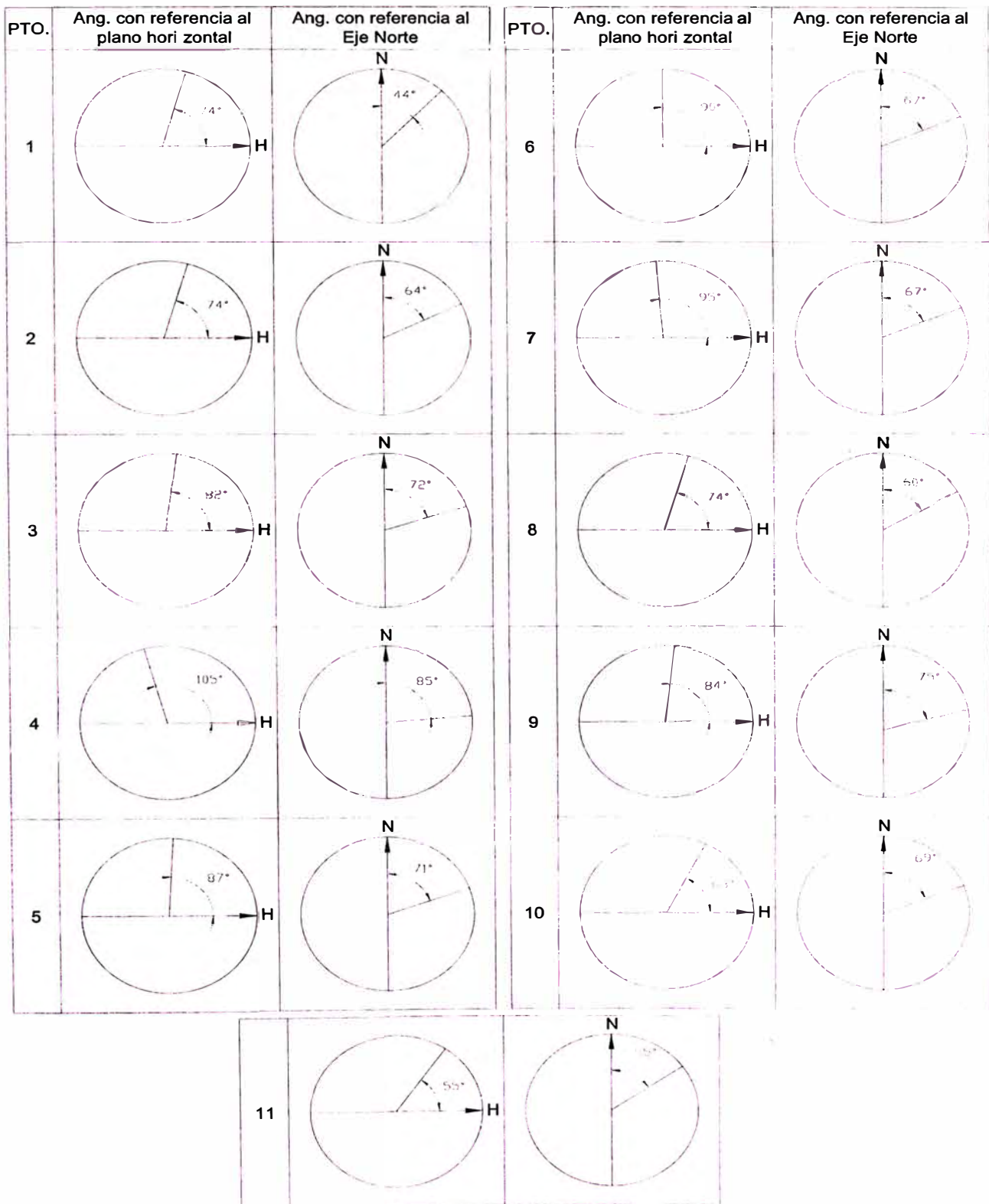


Fig. 3.15

- Para ubicar la proyección estereográfica, se tendrá que dibujar lo siguiente:
 - Plano horizontal CDE.
 - Plano de falla ABE, este tiene un ángulo de buzamiento de 95°
 - El eje perpendicular a este plano tiene un rumbo de 23° Este.
 - Se traza un línea perpendicular al plano de falla ABE, ubicándose el punto F.
 - Se traza la línea FA, la cual al intersecar al eje CG (línea horizontal), se ubica un punto el cual representa la proyección estereográfica de esta falla.

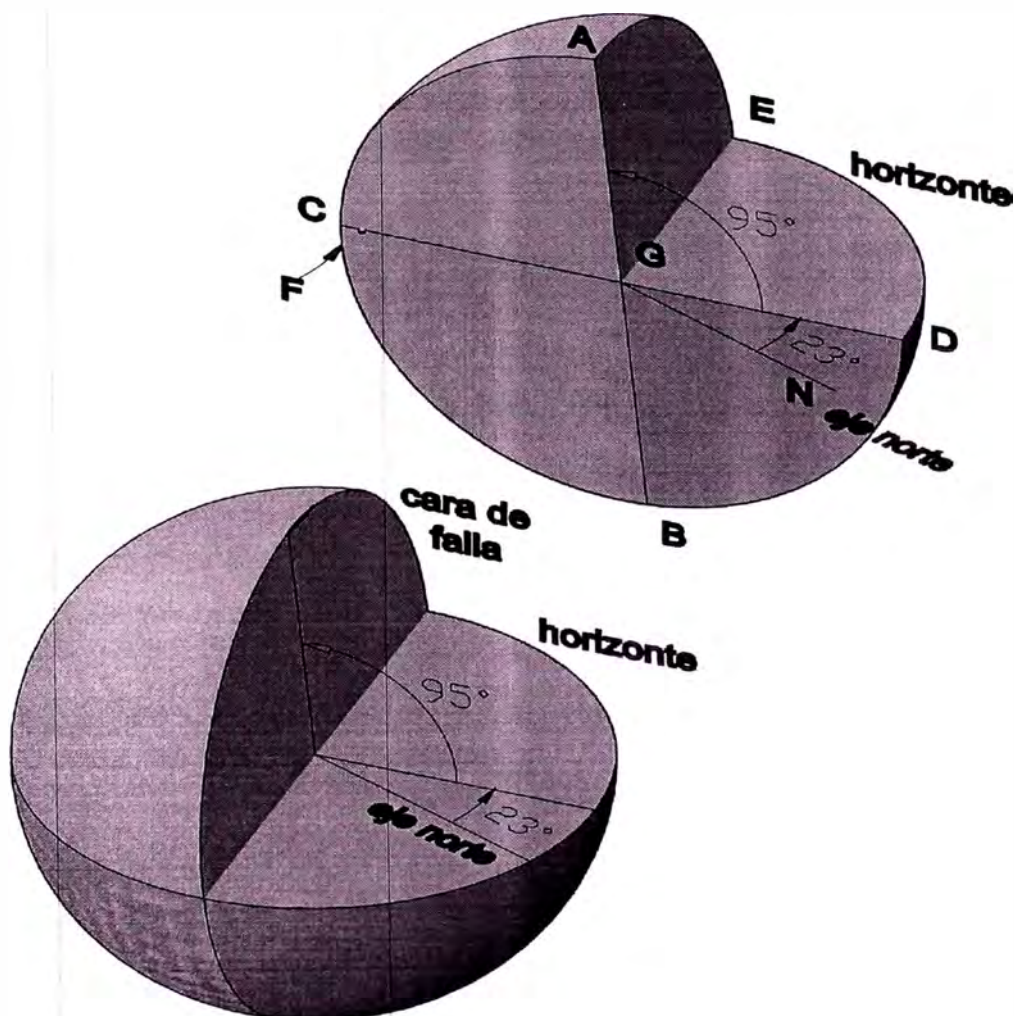


Fig. 3.16 Un ejemplo practico de cómo se obtuvo los puntos por familia.

- Este punto para que no afecte la estabilidad del muro, se deberá verificar el que este fuera de un rango de $+20^\circ$ a -20° de una línea perpendicular al eje longitudinal del muro.



Fig. 3.17 grafico que visualiza el resultado de la ubicación de familias de fallas.

Se podrá observar que la familia de puntos que representan las posibles riesgos de fallas del estrato rocoso, indican que están fuera de la zona de falla ($\pm 20^\circ$).

Concluyéndose que las fallas del estrato rocoso no presentan riesgos al diseño del muro.

3.9 RESUMEN DE CALCULOS

1. El subsuelo está conformado de la siguiente manera:

0.00-0.25 m. Se encuentra una capa de relleno con material orgánico en estado suelto y de poca humedad.

0.25 hacia a mas continúa un estrato de suelo rocoso fracturado, de color marrón oscuro, de consistencia media, No se nota la presencia del Nivel de Aguas Freáticas (**NAF**).

2. Se ha verificado que los ángulos de buzamiento de las fallas del estrato rocoso no inestabilizan la cimentación del muro.

3. El subsuelo de actividad de cimentación no esta sujeta a socavaciones ni deslizamientos. Así mismo la geodinámica externa en el área de estudio no presenta en la actualidad riesgo alguno como posibles aluviones, huaycos, deslizamientos de masas de tierra, inundaciones, etc.
4. La Capacidad Portante Admisible del terreno a las profundidades de cimentación mínima indicadas es como a continuación se indica:
 σ : **127.60 kg/cm²**.
5. El Asentamiento Total de las Cimentaciones en el suelo del Proyecto, es despreciable.
6. El suelo de Fundación presenta los siguientes parámetros:
phi = 36°
C = 310 KPa
O lo que es su equivalente para Rocas: RMR: 62
 $\rho = 2.46 \text{ T/ m}^3$
Contenido de Humedad: 1.57%

CAPITULO 4.- CONTROL DE OBRA A NIVEL GEOTÉCNICO

Una vez indicado como se debe realizar un estudio geotécnico y los parámetros a tener en cuenta a la hora de realizarlo vamos a exponer el control en obra de un estudio geotécnico previo, así como la necesidad o no de complementar y ampliar el mismo.

Habrá de comprobarse la exactitud del estudio geotécnico existente para dicha obra una vez abiertas las excavaciones y vaciado el solar, si este fuese el caso.

Asimismo habrá de verificarse que las recomendaciones indicadas en el estudio son cumplidas a la hora de realizarse las obras, en cuanto a la nivel de cimentación, carga admisible, posición del nivel freático, medidas de entibación etc.

Para ello se dispone del estudio geotécnico realizado previamente al comienzo de la obra, del cual habrá de conocerse detalladamente todos y cada uno de los puntos indicados en el mismo, asimismo deberá disponerse de cuanta información geológica y geotécnica hubiese disponible de las inmediaciones de la zona estudiada.

El reconocimiento de campo y la información bibliográfica disponible, permite completar la información geológica necesaria por lo que respecta a geomorfología, litología, estratigrafía y tectónica.

Esta información unida a la obtenida a través del informe geotécnico nos debe dar una idea a priori del tipo de material que es esperable nos vayamos a encontrar en la obra, así como las propiedades y problemáticas del mismo.

Es esta información la que vamos a contrastar a la hora de realizar la inspección.

4.1. VISITA A OBRA: DATOS Y PUNTOS A INSPECCIONAR

Una vez consultada la información disponible y conocidos a priori los condicionantes geológicos y geotécnicos existentes en esta obra en particular se ha de realizar una visita de inspección a fin de comprobar in situ la exactitud del informe geotécnico existente.

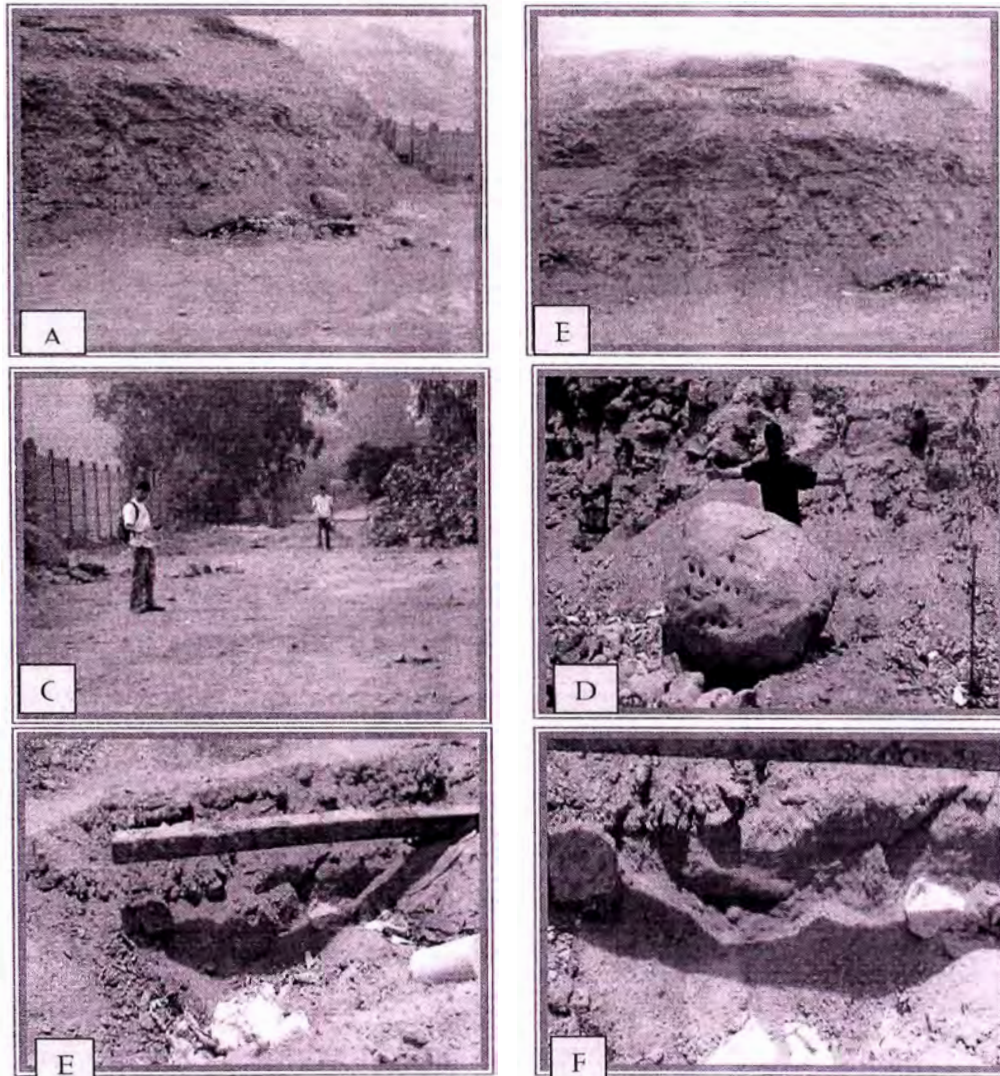


Fig. 4.1 Fotos tomadas en visita a obra. Previa a la ejecución.

Las tomas fotográficas A, B, ponen a descubierto que efectivamente la litología del lugar indica la presencia de un estrato rocoso como suelo de fundación.

Las tomas fotográficas C y D, el nivel del terreno y los obstáculos que presenta la ejecución del muro en la zona planteada.

Las tomas fotográficas E y F, Indican preliminarmente que efectivamente tenemos un estrato medianamente suelto conformado con canos rodados, arenas y suelo limoso.

Se ha de comparar los materiales que aparecen en las excavaciones con aquellos descritos en el informe geotécnico, en cuanto a color, granulometría (arenas o arcillas) y compacidad.

- Color:

El color muchas veces es un indicador muy claro del material que estamos estudiando:

- Granulometría:

La granulometría exacta de un material es imposible de obtener con el simple tacto, sin embargo, si se puede distinguir el mayor o menor contenido arenoso de un material.

Los tamaños en arenas y gravas se reconocen fácilmente por inspección visual. Los tamaños mas pequeños que el límite menor de la arena no pueden verse a simple vista y corresponden a limos y arcillas.

Las diferencias entre los distintos tipos de materiales que sean fácilmente reconocibles en el campo se exponen en la siguiente tabla.

Este es un parámetro importante en el caso de limos o arcillas. Para distinguir rápidamente y de una manera aproximada la plasticidad de un suelo se frota una muestra seca o ligeramente húmeda con la uña del dedo o con la hoja de una navaja. Una superficie brillante indica una arcilla muy plástica, una superficie mate indica o un limo o una arcilla de baja plasticidad.

- Compacidad:

La compacidad in situ de un suelo es un parámetro muy importante para determinar si la capacidad portante del terreno es alta.

La manera mas gráfica de determinar la compacidad del terreno es ver a la maquinaria a la hora de realizar la excavación, observando la dificultad de la misma a la hora de extraer el material.

Asimismo preguntando a los maquinistas que hayan realizado el vaciado del solar se tiene una idea de la compacidad del terreno, aunque las respuestas hayan de tomarse con ciertas reservas.

Un aparato que ha probado ser muy útil para clasificar rápidamente los suelos cohesivos es el penetrómetro de bolsillo, el cual evalúa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Los resultados se obtienen en kg/cm² de compresión no confinada.

Las distintas propiedades descritas nos dan una información aproximada y rápida de las propiedades de los materiales encontrados, sin embargo se ha de tener en cuenta que nunca pueden llegar a sustituir a los ensayos realizados en el laboratorio.

En caso de existir serias dudas de que los materiales encontrados no corresponden con los descritos en el informe se deberán llevar muestras a un laboratorio acreditado a fin de comparar sus resultados con los descritos en el informe. La forma de obtención de las muestras, así como los diferentes ensayos se describirán mas adelante.

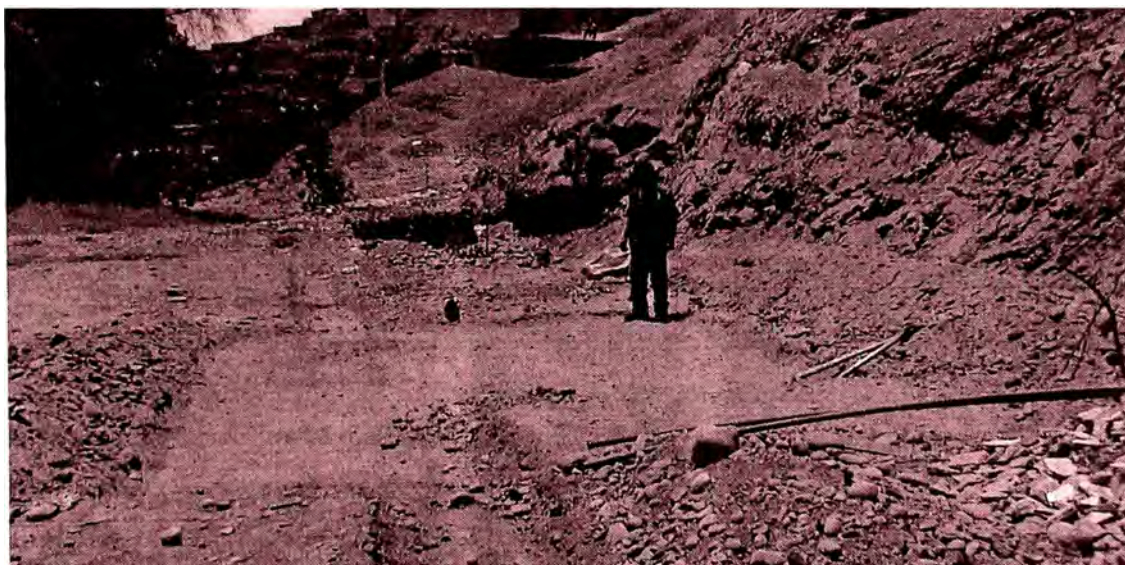


Fig. 4.2 Aspecto superficial, luego de realizado el retiro de capa superficial.

4.1.1. Control de material de apoyo de cimentación

Una vez efectuada la identificación de los diferentes niveles geotécnicos se ha de comprobar que el terreno que servirá de apoyo a la cimentación proyectada corresponde con aquel descrito en el informe geotécnico y para el cual se dan sus propiedades de capacidad portante y asientos previstos.

El que la cimentación apoye precisamente en el nivel para el que se han dado las recomendaciones es capital para la estabilidad del muro. Para ello ha de tenerse en cuenta que la geotecnia no puede llegar a ser nunca una ciencia exacta, ya que el terreno presenta múltiples heterogeneidades, siendo los contactos entre unos niveles geotécnicos y otros alabeados, no una línea recta.

Un caso muy común es la presencia de rellenos antrópicos en un solar, del cual, a partir de las prospecciones realizadas a la hora de realizar el informe geotécnico se detecta un espesor determinado y a la hora de realizar las excavaciones por debajo de la profundidad indicada en el informe en parte del solar siguen apareciendo rellenos antrópicos. Esto es así debido a que los reconocimientos de campo son puntuales, sacando la información en concreto de ese punto y extrapolando el resultado a los terrenos circundantes.

El caso de los rellenos antrópicos es muy grave ya que no poseen ninguna capacidad portante, por lo que una cimentación se apoye en ellos implica un riesgo grave para la estabilidad del muro. Asimismo la distribución de los rellenos es muy difícil de determinar debido a que son fruto de la actuación humana y, por ello, muchas veces impredecibles: en un punto pueden no existir y a un metro de él puede haber varios metros de espesor (por extracción de áridos, antiguas excavaciones, etc. que han sido posteriormente rellenadas). La distribución de estos rellenos muchas veces solo puede observarse una vez abiertas las obras.

Por ello es imprescindible una visita a obra una vez abiertas las zanjas del muro para certificar que el terreno sobre el cual van a apoyar es el previsto o no. En caso de no serlo se deberá indicar a la persona competente, así como la necesidad o no de profundizar más en la excavación hasta llegar hasta este nivel.

4.1.2. Control de cimentaciones

Una vez se ha determinado que el terreno sobre el que apoya la cimentación es el adecuado, se deben comprobar las dimensiones de las cimentaciones, a fin de que estas coincidan con las especificadas en el proyecto.

Unas cimentaciones más pequeñas para las mismas cargas brutas indica que la cimentación transmite al terreno mayor carga por unidad de superficie de la prevista e indicada como admisible en el informe geotécnico, lo que puede provocar asientos inadmisibles en el muro.

Las cimentaciones, por tanto, habrán de medirse y anotar sus dimensiones para compararlas con las del proyecto.

4.1.3. Control de excavaciones

En los informes geotécnicos se indica siempre el tipo de excavación mas adecuado para las características del terreno existente, así como, en caso de ser necesario, los medios especiales de excavación a que se ha de recurrir (pantalla de pilotes, muro pantalla, batches, etc.)

Se deberá comprobar que las condiciones de excavación son las indicadas en el informe geotécnico y en el proyecto, puesto que en caso contrario se pueden provocar desperfectos serios e incluso derrumbes a casas o viales cercanos.

Para nuestro caso, se obviará este control por la excavación que no sobrepasa los 25 cm. de profundidad.

4.1.4. Nivel freático

Otra condición fundamental a controlar en las excavaciones es la posición del nivel freático y su afección a la obra.

Se denomina nivel freático al lugar geométrico de los puntos en los que la presión del agua es la atmosférica. Con frecuencia se miden las presiones a partir de la atmosférica, en cuyo caso esta se toma igual a 0.

Por debajo del nivel freático el grado de saturación oscila entre el 95 y el 99%, las presiones son positivas, hay movimiento de agua tanto en la vertical como en la horizontal, a esta zona se denomina zona de saturación. Por encima del nivel freático el grado de saturación es mucho menor, las presiones se toman negativas, no hay apenas movimiento, a esta zona se la denomina zona capilar.

En el informe geotécnico se habrán indicado una serie de consideraciones acerca del nivel freático, las cuales habrán de comprobarse a la hora de efectuar el proyecto.

Se ha de tener en cuenta que la posición del nivel freático varía notablemente según la época, asciende en invierno y primavera y desciende en verano, es por ello que se ha de tener en cuenta la época en que se realizó el estudio geotécnico y en que se realiza la excavación.

Se ha de certificar que las medidas previstas para el achique de agua (bombas) se cumplen a la hora de ejecutar las excavaciones, así como las medidas de estanqueidad previstas.

En caso que a la hora de realizar la excavación apareciese un nivel freático que no se hubiese detectado en el estudio se deberá anotar esta particularidad, así como indicar la necesidad o no de prever bombas permanentes.

4.1.5. Condiciones ambientales

Los condicionantes ambientales influyen muchas veces decisivamente sobre la capacidad portante de los materiales. Un material que seco posee una compacidad alta al ser mojado puede perder toda su tenacidad, o viceversa, al secarse puede agrietarse y desmoronarse.

Esto es muy importante para los materiales arcillosos con alta plasticidad, en los que se debe procurar en lo posible no alterar el estado natural de los materiales que constituyen el apoyo de la cimentación.

Algunas veces al realizarse una excavación esta se deja abierta por un largo periodo de tiempo hasta la realización del muro. Con ello el material que antes estaba protegido por los materiales que lo recubrían, pasa a estar sometido a las condiciones atmosféricas que pueden alterar sus propiedades mecánicas.

En concreto un caso frecuente es la apertura de la excavación y que la maquinaria de obra circula sobre el material que va a constituir el apoyo de la cimentación, si el tiempo está templado puede no influir sobre el material, pero si ocurrieran lluvias mientras esta está abierta se puede convertir el fondo de la excavación en lodazal con consecuencias del sobre tráfico. Esto lleva consigo que al estar el material movido pierda todas sus propiedades portantes.

En caso que en obra ocurriera lo anteriormente dicho se debe constatar que las cimentaciones no vayan apoyadas en ningún caso sobre el material alterado, se debe proyectar el nivel de cimentación hasta llegar al material sano.

En general se deberán cuidar las condiciones de ejecución de las excavaciones de las cimentaciones, encaminadas a preservar las condiciones de humedad existentes, evitando la desecación excesiva o la entrada de agua en las mismas.

En las inspecciones a obra habrán de anotarse, por tanto, las condiciones atmosféricas existentes así como el estado del material de apoyo (seco, húmedo, inundado, etc.).

4.2. ENSAYOS COMPLEMENTARIOS

En caso que una vez abierta la cimentación y comprobados los materiales presentes en el terreno se verificase que el informe geotécnico existente no es correcto o presentase errores en cuanto a cotas de aparición de niveles geotécnicos, compacidad de los materiales, etc. puede ser necesario la realización de un informe geotécnico complementario para completar y corregir (caso de ser necesario) las conclusiones del estudio geotécnico original.

Este informe complementario deberá ser lo menos oneroso posible pero de tal manera que subsane las lagunas del informe original.

La necesidad de realizar un nuevo informe geotécnico suele venir motivada por tres causas principales:

- No aparición de los materiales a la cota de cimentación prevista.
- Menor capacidad portante de los materiales que la prevista en el informe.
- Intento del constructor de cimentar en otro nivel al previsto (generalmente a una cota mas próxima a la superficie).

Vamos a tratar cada una de las causas anteriores indicando los reconocimientos mas adecuados en cada caso particular:

a) No aparición de los materiales a la cota de cimentación prevista.

Está hecho que es frecuente en el caso de existencia de rellenos antrópicos donde la distribución de materiales suele ser muy irregular variando notablemente la profundidad de aparición del estrato inferior.

En el caso de relleno antrópico muchas veces es solamente en obra cuando se detecta en su totalidad el espesor y distribución de los rellenos, por ello a veces a la cota prevista en el estudio geotécnico siguen apareciendo rellenos. En este caso es imprescindible descender más la cimentación.

Lo que se quiere detectar es la cota de aparición de un estrato, no la capacidad portante del mismo, la cual ya se conoce por el informe existente, por lo que el reconocimiento recomendado son las calicatas al ser un método rápido y barato que nos aporta la información necesaria en este caso.

Por tanto en este caso se deberían hacer varias calicatas en diferentes puntos de la obra hasta llegar al estrato previsto de cimentación y del cual se conocen sus capacidades resistentes a fin determinar sus cotas de aparición.

b) Menor capacidad portante de los materiales que la prevista en el informe.

En ocasiones a la hora de abrir la excavación se ve que el material existente puede tener unas menores capacidades portantes de las previstas, al estar fracturado, alterado, etc.

Este es un caso complicado en el que se necesita obtener la capacidad portante del terreno a fin de comprobar que es la indicada en el informe.

Para ello los reconocimientos mas adecuados son los sondeos o los penetrómetros. Los sondeos, como ya se ha dicho son los reconocimientos mejores, pero si se necesita una información rápida y barata se pueden hacer penetrómetros siempre que no haya rellenos antrópicos.

A partir de los penetrómetros y por medio de relaciones indicadas anteriormente se puede obtener la capacidad portante del terreno, la cual puede compararse con la indicada en el proyecto.

c) Intento del constructor de cimentar en otro nivel al previsto (generalmente a una cota mas próxima a la superficie).

Este es un caso frecuente por parte de los constructores a fin de intentar ahorrar en excavación y material.

En este caso se deben realizar sondeos a fin de determinar con total exactitud la capacidad portante del terreno, puesto que se va a ir en contra de un informe geotécnico previo.

A la hora de corregir dicho informe se debe tener un número suficiente de ensayos representativos, mayor que los existentes en dicho informe, que nos permita tener una seguridad de los postulados que se vayan a emitir. En ningún caso se puede admitir que con la realización de un único ensayo, cuyos resultados sean favorables, se modifique los resultados de un anterior informe, asimismo la empresa que realiza este estudio debe ser una empresa de experiencia y calidad contrastada.

Los sondeos se han de realizar en los puntos conflictivos con ensayos de toma de muestras SPT cada 3 metros e igualmente testigos parafinados

cada 3 metros. Estas muestras han de llevarse a un laboratorio acreditado para su posterior ensayo. Con los datos de campo y laboratorio se emitirá un nuevo informe geotécnico por una casa especializada.

Redacción de un nuevo informe geotécnico

Con los datos obtenidos en la campaña complementaria se debe redactar un nuevo informe geotécnico, el cual ha de aclarar y solucionar las dificultades que originaron la necesidad de realización del mismo.

CONCLUSIONES

- Las condiciones geotécnicas del suelo son favorables y garantizan que el muro de contención de suelo reforzado pueda cumplir con sus funciones para el cual será desarrollado, verificándose que los ángulos de buzamiento de las fallas del estrato rocoso no inestabilizan la cimentación del muro.
- La inspección visual del terreno, se evidencia que la cimentación no está sujeta a socavaciones ni deslizamientos.
- Así mismo la geodinámica externa en el área de estudio no presenta en la actualidad riesgo alguno como posibles aluviones, huaycos, deslizamientos de masas de tierra, inundaciones, etc.
- La Capacidad Portante Admisible del terreno es de 81.94 kg/cm².

RECOMENDACIONES

1. Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas se recomienda eliminar la capa de 25 cm. superficial y sobre él realizar la construcción del muro, al no presentarse presencia de lluvias en la zona, se podría utilizar una capa del mismo suelo a usar como confinamiento del muro, para nivelar el fondo del muro, recomendándose usar por lo menos una capa de 20 cm. de espesor, el cual deberá ser protegido con algún revestimiento externo que quede a la intemperie.
2. En la zona del proyecto no se observa la presencia del Nivel de Aguas Freáticas. Para este caso se recomienda diseñar un sistema de **Drenaje Superficial (sangría)** para poder evacuar la posible acumulación del agua producto de los riegos de jardines aledaños y evitar que el agua fluya hacia las cimentaciones del muro y pueda causar daños posteriores.
3. En el Perfil Estratigráfico del suelo, se nota la presencia de material de relleno en estado suelto conformado por 20cm de material agrícola y basura, se recomienda eliminar dicho material y reemplazarlo por un material más estable que puede ser Afirmado Compactado.

Bibliografía

- Bowles, J.E. Foundation Analysis and Design, 5th edition, McGraw-Hill, New York, NY, 1996.
- Bucher, W. H. “ The stereographic Projection, a Handy Tool for the Practical Geologist”, Journal of Geology, Vol. 52, pp. 191-212, 1944.
- Das, Braja. Principles of foundation engineering, 5th edition, Thomson USA2003.
- Delgado Vargas, Manuel. Ingeniería de cimentaciones: fundamentos e introducción al análisis geotécnico, 2a edition, Alfaomega México1999.
- Bucher, W. H. “ The stereographic Projection, a Handy Tool for the Practical Geologist”, Journal of Geology, Vol. 52, pp. 191-212, 1944.
- García Valcarce - José A. Sacristán Fernández (2003) “MANUAL DE EDIFICACIONES . MECÁNICA DE LOS TERRENOS Y CIMIENTOS”. Editorial CIE Inversiones Editoriales Dossat 2000.
- JUÁREZ Badillo – RICO Rodríguez. “Mecánica de suelos”. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Limusa. Noriega Editores.
- Koerner R.M., Design with Geosynthetics, 5ED. U.S.A., 2005.

ANEXO A

ENSAYOS DE LABORATORIO

**Determinación de la valoración del macizo rocoso
basado en la clasificación Geomecánica
de Bieniawski, 1979**

PARAMETROS:

Lugar: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Sistema de unidades usadas (M para métricos o E para ingles)	M
Peso Unitario de la masa rocosa (NUTM)	25.8
# de familias de discontinuidades presentes en la masa rocosa	2
Que técnica fue usado en la determinación de de la roca intacta en el laboratorio 'P' Índice de resistencia a carga puntual 'U' Prueba de resistencia compresiva uniaxial	U
Resistencia Compresiva Uniaxial del material rocoso (en MPa)	40.5
Calidad del testigo de perforación RMI	60
Espaciamiento de discontinuidades (metros)	0.5
Persistencia de las discontinuidades (metros)	5
Separación entre discontinuidades (mm)	0.1
Condición de la unión entre superficies `VR' Muy rugoso `R' Rugoso `SK' Ligeramente rugoso `S' Liso `SK' Espejo de falla	R
Espesor del relleno en la junta (en cm)	0.1
Condición de intemperismo del macizo rocoso `UW' No intemperizado `SW' Ligeramente intemperizado `MW' Moderadamente intemperizado `HW' Altamente intemperizado `CW' Completamente intemperizado	SW
Condiciones Generales del agua subterránea `CD' Completamente seca `DM' Húmedo `WT' Mojado `DP' Goteo `EW' Flujo	CD
Efecto de la dirección y buzamiento del set crítico de discontinuidades	

'VF' Muy favorable
 'FV' Favorable
 'FR' Regular
 'UF' Desfavorable
 'VU' Muy desfavorable

..... FV

Tipo de trabajo

'T' Para Túneles y minas
 'F' Para Cimentaciones
 'S' Para Taludes

..... F

Resistencia a la interperización del macizo rocoso

'HR' Alta resistencia
 'MR' Mediana resistencia
 'LR' Baja resistencia

..... MR

Es conocido el valor del esfuerzo horizontal?

- (Y / N)..... N

DETERMINACION DEL RMR

Valor de RMR Básico	62
Valor de RMR ajustado	60
Valor de RMR para condiciones secas	62
Cohesión (kPa):	310
Angulo de fricción interna:	36 °



**LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA**



LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO : MURO DE CONTENCIÓN
 SOLICITADO : GRUPO N°7
 UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 HECHO POR : Y.F.A/K.C.L/M.A.L. FECHA: Marzo 2007

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D - 2216

MUESTRAS

CALICATA		C - 1R	C - 2R	C - 3R		
MUESTRA N°		M - 1	M - 1	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)						
FRASCO No		345	369	26		
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	84.70	91.90	82.80		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	83.70	90.70	81.50		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	1.00	1.20	1.30		
4. Peso de recipiente	grs	11.99	11.71	12.23		
5. Peso de suelo seco	(2) -(4) grs	71.71	78.99	69.27		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	1.39	1.52	1.88		

MUESTRAS

CALICATA						
MUESTRA N°						
PROFUNDIDAD (m)						
FRASCO No						
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs					
2. Peso recipiente + suelo seco	grs					
3. Peso de agua	(1) - (2) grs					
4. Peso de recipiente	grs					
5. Peso de suelo seco	(2) -(4) grs					
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %					

MUESTRAS

CALICATA						
MUESTRA N°						
PROFUNDIDAD (m)						
FRASCO No						
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs					
2. Peso recipiente + suelo seco	grs					
3. Peso de agua	(1) - (2) grs					
4. Peso de recipiente	grs					
5. Peso de suelo seco	(2) -(4) grs					
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %					

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
 Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel:99912987 95242588
 e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



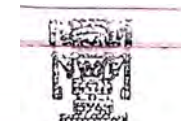
LABORATORIO GEOTECNICO
MECANICA DE SUELOS

PROYECTO : MURO DE CONTENCIÓN
SOLICITADO : GRUPO N°7
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
HECHO POR : Y.F.A/K.C.L/M.A.L FECHA: Marzo 2007

GRAVEDAD ESPECIFICA

CALICATA	C - 1	C - 2	C - 3						
MUESTRA N°	EJE 1R	EJE 2R	EJE 3R						
PROFUNDIDAD (m)									
W TARA (B) + Hg	632.40	635.00	634.80						
W TARA (B)	23.20	23.20	23.20						
W Hg	609.20	611.80	611.60						
W Hg (RESTANTE)	207.00	240.80	223.20						
γ Hg	13.60	13.60	13.60						
W ROCA	39.20	44.40	39.20						
VOLUMEN	15.22	17.71	16.41						
DENSIDAD	2.58	2.51	2.39						

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel.99912987 95242588
e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

PROYECTO MURO DE CONTENCION
 SOLICITADO GRUPO N° 7
 UBICACION UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CALICATA C - 1 MUESTRA EJE - 1 PROF (m) _____
 ING RESP ING J MARTINEZ TECNICO Y F A/K C/LM A/L FECHA Marzo 2007

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	1.390
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	8202.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	7516.520
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	685.480

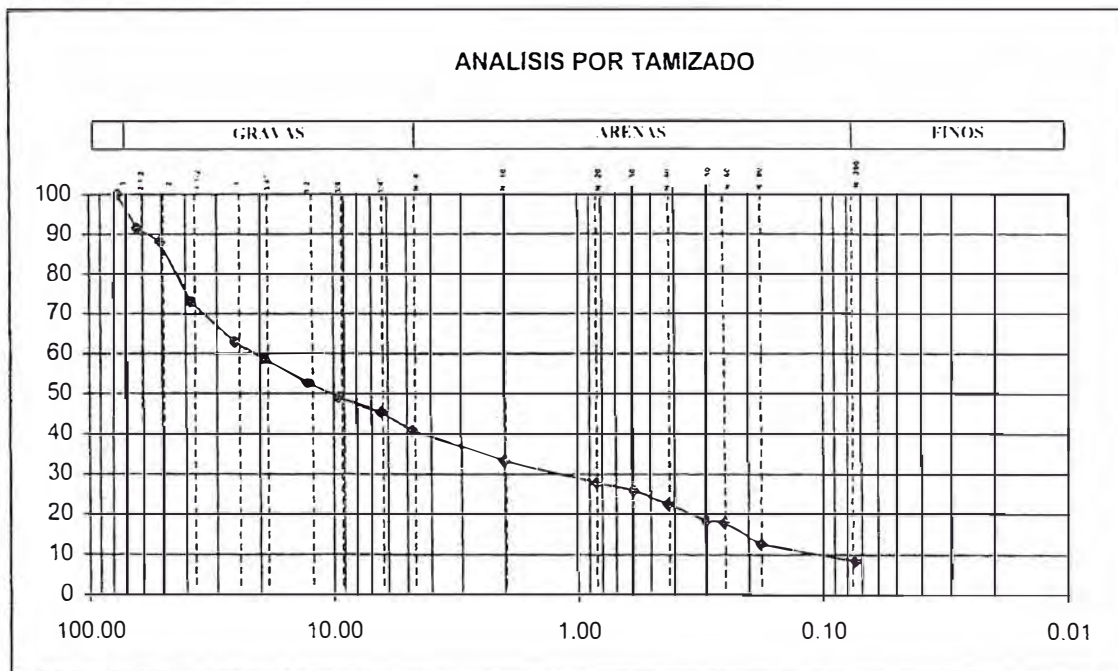
Finos	1345.000
Finos Total	180.000

D60	21.224
D30	1.309
D10	0.089
Cu	239.702
Cc	0.911

Gravas	59.17
Arenas	32.47
Finos	8.36

Gruesa	41.48
Fina	17.69
Gruesa	7.64
Media	10.68
Fina	14.15

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		100.00
2 1/2"	63.500	696.00	91.51
2"	50.800	286.00	88.03
1 1/2"	38.100	1230.00	73.03
1"	25.400	836.00	62.84
3/4"	19.050	354.00	58.52
1/2"	12.700	490.00	52.55
3/8"	9.525	286.00	49.06
1/4"	6.350	314.00	45.23
N° 4	4.760	361.00	40.83
N° 10	2.000	626.82	33.19
N° 20	0.840	438.95	27.84
N° 30	0.590	165.54	25.82
N° 40	0.426	271.56	22.51
N° 50	0.297	345.96	16.29
N° 60	0.250	52.08	17.66
N° 80	0.177	420.36	12.53
N° 200	0.074	342.24	8.36
FONDO		0.00	
Limos < 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm			



Av. Tupac Amaru Puerta N. 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
 Telf.: (01) 481-1070 anexo 302 Cel 99912987 95242588
 e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_udi@uni.edu.pe



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

PROYECTO: MURO DE CONTENCION
 SOLICITADO: GRUPO N°7
 UBICACION: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CALICATA: C - 2 MUESTRA EJE - 2 PROF (m)
 ING RESP: ING J MARTINEZ TECNICO Y.F.A/K.C/L/M/A/L FECHA: Marzo 2007

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	1.520
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	9650.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	9212.133
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	437.867

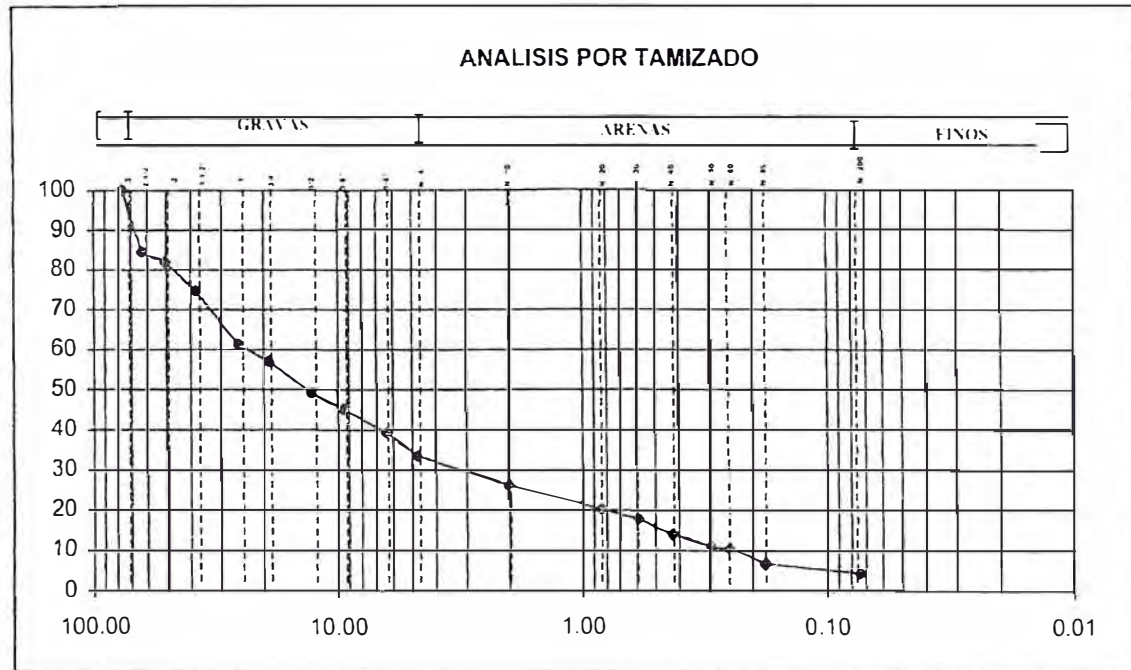
FINOS	3216 (X00)
FINOS TOMADOS	180.000

D60	23.322
D30	3.467
D10	0.163
Cu	143.006
Cc	3.160

Gravas	66.49
Arenas	28.98
Finos	4.54

Gruesa	43.03
Fina	23.46
Gruesa	7.50
Media	12.00
Fina	9.48

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		100.00
2 1/2"	63.500	1495.00	84.50
2"	50.800	244.00	81.97
1 1/2"	38.100	770.00	74.51
1"	25.400	1258.00	61.47
3/4"	19.050	434.00	55.97
1/2"	12.700	758.00	49.12
3/8"	9.525	378.00	45.20
1/4"	6.350	574.00	39.25
N° 4	4.760	554.00	33.51
N° 10	2.000	723.60	26.01
N° 20	0.840	555.65	20.26
N° 30	0.590	250.13	17.66
N° 40	0.426	351.97	14.02
N° 50	0.297	295.59	10.94
N° 60	0.250	51.81	10.41
N° 80	0.177	362.59	6.65
N° 200	0.074	203.58	4.54
FONDO		0.00	
Limos < 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm			





ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

PROYECTO: MURO DE CONTENCION
 SOLICITADO: GRUPO N°7
 UBICACIÓN: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CALICATA: C-3 MUESTRA: EJE-3 PROF (m):
 ING RESP: ING J MARTINEZ TECNICO Y.F. A.K.C. LIMA L. FECHA: Marzo 2007

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	1.880
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	4368.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	7352.950
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	1015.050

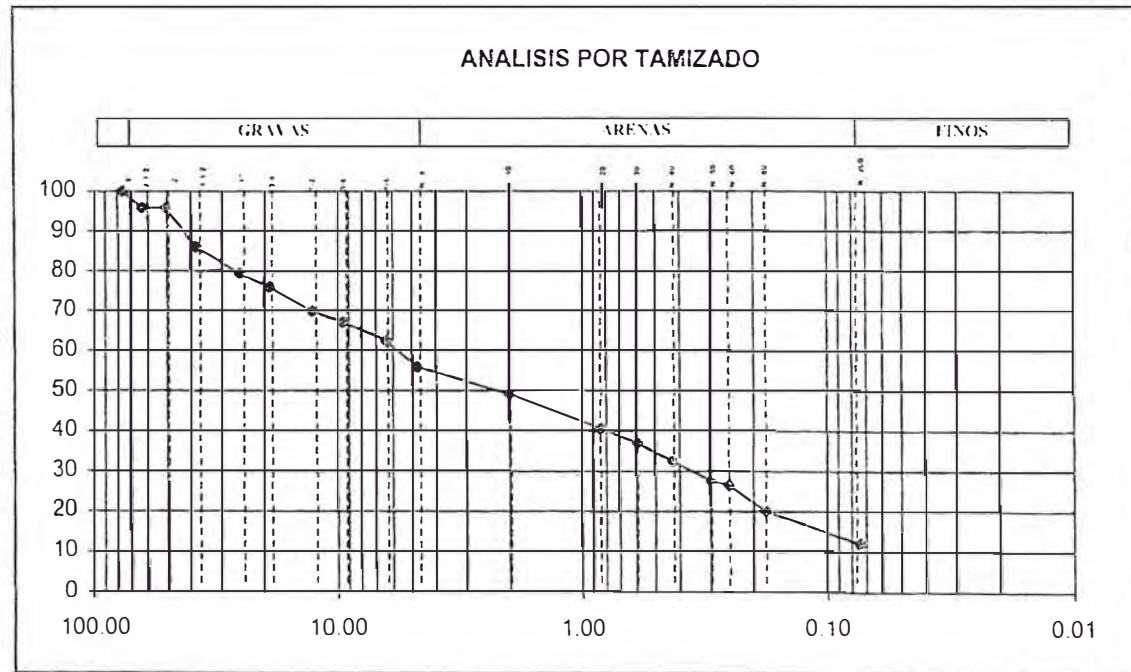
Finos	4650.000
Finos Lavados	2000.000

D60	5.774
D30	0.362
D10	0.061
Cu	94.649
Cc	0.372

Gravas	44.36
Arenas	43.51
Finos	12.13

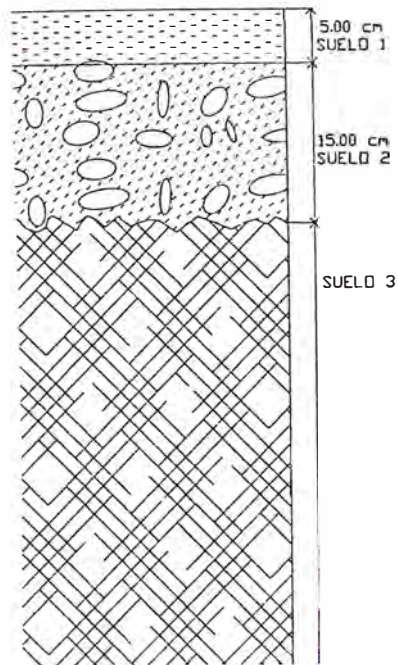
Gruesa	24.24
Fina	20.12
Gruesa	6.56
Media	16.64
Fina	20.31

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		100.00
2 1/2"	63.500	366.00	95.63
2"	50.800	0.00	95.63
1 1/2"	38.100	816.00	85.87
1"	25.400	548.00	79.33
3/4"	19.050	298.00	75.76
1/2"	12.700	500.00	69.79
3/8"	9.525	222.00	67.14
1/4"	6.350	390.00	62.48
N° 4	4.750	572.00	55.64
N° 10	2.000	548.70	49.08
N° 20	0.840	709.13	40.61
N° 30	0.590	309.23	36.91
N° 40	0.426	374.33	32.44
N° 50	0.297	411.53	27.52
N° 60	0.250	81.38	26.55
N° 80	0.177	558.00	19.88
N° 200	0.074	648.68	12.13
FONDO		0.00	
Limos < 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm			

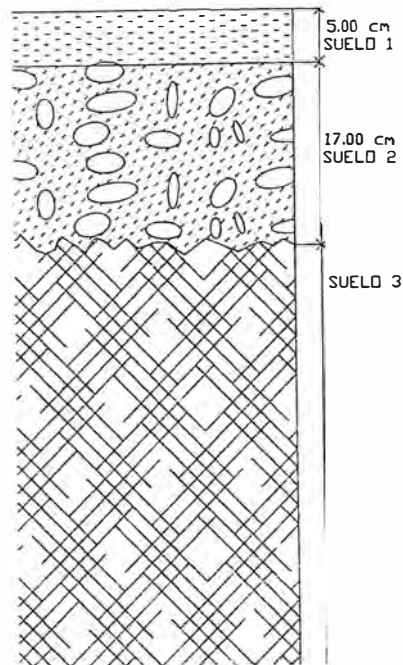


ANEXO B

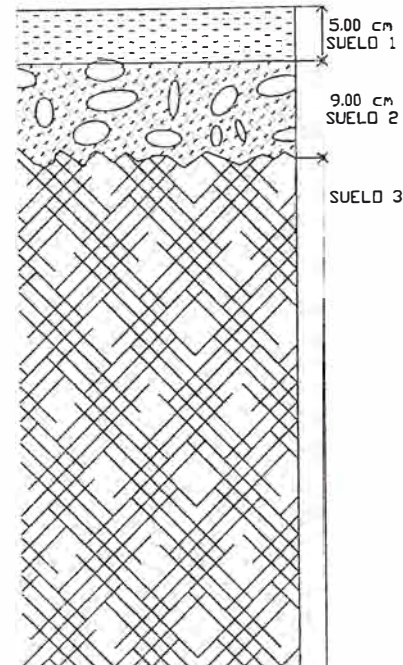
PLANOS



CALICATA 1
C 1



CALICATA 2
C 2



CALICATA 3
C 3

- SUELO 1: TIERRA DE CULTIVO, PRECENCIA DE RAIZES
- SUELO 2: MATERIAL SUELTO CONFORMADO POR CONGLOMERADO < 4", PRECENCIA DE LIMOS, Y ARENAS.
- SUELO 3: CAPA DE ROCA METEORIZADA FRACTURADA. BAJA RESISTENCIA A LA PRESION DE LOS DEDOS.

DESCRIPCION	RESPONSABLE	FIRMA	CA	USG	ANO	CLIENTE: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	PROYECTO: MURO REFORZADO APLICACION GEOTEXTIL GRUPO 7
APR/CONS						FECHA PRESENTACION: 03/03/2007	TITULO: CALICATAS DEL EJE
APROV.						FECHA APROBACION	FIRMA
DRAW CHK						APRESENTADO POR	ESCALA: S/E
DRAW							PLANO: DIS-G07-003
DES CHK	M.T.C.		01	01			
DES	M.T.C.		10	02	2007		