

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**MUROS DE CONTENCIÓN CON SUELO REFORZADO
CONDICIONES GEOTECNICAS PARA EL PROYECTO**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

DANIEL SANTOS ROQUE HUERTAS

LIMA-PERÚ

2007

ÍNDICE

Resumen	4
Relación de Tablas	5
Relación de Figuras	8
Introducción	12
Capítulo 1.0 Evaluación de la Mecánica de suelos	14
1.1 Generalidades	14
1.2 Cimentaciones superficiales: Capacidad de carga última y Análisis de asentamiento	14
<i>1.2.1 Modos típicos de falla portante del suelo en cimentaciones superficiales</i>	<i>16</i>
<i>1.2.2 Teorías de capacidad de carga</i>	<i>17</i>
<i>1.2.3 Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones en depósitos naturales de suelo</i>	<i>24</i>
<i>1.2.4 Análisis del asentamiento de cimentaciones en depósitos naturales de suelo</i>	<i>32</i>
1.3 Suelos especiales para cimentación	44
<i>1.3.1 Suelos colapsables</i>	<i>44</i>
<i>1.3.2 Suelos expansivos</i>	<i>46</i>
<i>1.3.3 Suelos orgánicos</i>	<i>48</i>
<i>1.3.4 Rellenos sanitarios</i>	<i>49</i>
1.4 Cimentación sobre suelos heterogéneos	49
<i>1.4.1 Estratos blandos o sueltos sobre estratos firmes</i>	<i>50</i>
<i>1.4.2 Estrato compacto firme sobre depósito blando</i>	<i>50</i>
<i>1.4.3 Estratos duros y blandos alternados</i>	<i>51</i>
<i>1.4.4 Depósitos irregulares</i>	<i>51</i>
Capítulo 2.0 Evaluación de la Mecánica de rocas	53
2.1 Generalidades	53
2.2 Resistencia al cortante de rocas	53
<i>2.2.1 Criterio de rotura de Hoek & Brown (Resistencia de la roca intacta)</i>	<i>54</i>

2.2.2	<i>Criterio de rotura de Hoek & Brown generalizado (Resistencia de la roca diaclasada)</i>	56
2.2.3	<i>Criterio de Mohr – Coulomb</i>	60
2.2.4	<i>Resistencia de las discontinuidades</i>	62
2.3	Clasificación geomecánica del macizo rocoso	69
2.3.1	<i>Índice de designación de la calidad de la roca (RQD)</i>	69
2.3.2	<i>Valoración de la masa rocosa (RMR)</i>	70
2.4	Capacidad portante en roca	73
2.5	Asentamiento en roca	78
2.6	Proyección estereográfica del macizo rocoso	81
2.6.1	<i>Rumbo y buzamiento</i>	81
2.6.2	<i>Red estereográfica meridional (Red de Wulff)</i>	82
2.6.3	<i>Medida del rumbo y buzamiento</i>	85
2.6.4	<i>Dirección de buzamiento y buzamiento</i>	86
2.7	Análisis de estabilidad de taludes del macizo rocoso	88
2.7.1	<i>Análisis de estabilidad cinemática</i>	88
2.7.2	<i>Clasificación SMR (Slope Mass Rating) para taludes</i>	91
Capítulo 3.0	Estudio Geotécnico con fines de cimentación de muro de contención con suelo reforzado – Sistema TERRAMESH	96
3.1	Generalidades	96
3.1.1	<i>Objetivos</i>	96
3.1.2	<i>Normatividad</i>	97
3.1.3	<i>Ubicación de la zona en estudio</i>	97
3.1.4	<i>Geología de la zona en estudio</i>	97
3.1.5	<i>Sismicidad de la zona en estudio</i>	100
3.1.6	<i>Características estructurales del proyecto</i>	101
3.2	Investigación Geotécnica	102
3.2.1	<i>Trabajo de campo</i>	102
3.2.2	<i>Trabajo de laboratorio</i>	103
3.2.3	<i>Análisis e interpretación en gabinete</i>	105
3.3	Análisis de la cimentación	112
3.3.1	<i>Tipo de cimentación</i>	112
3.3.2	<i>Profundidad de cimentación</i>	112
3.3.3	<i>Determinación de los parámetros de carga</i>	112

3.3.4	<i>Calculo de la capacidad admisible</i>	112
3.3.5	<i>Asentamiento inmediato</i>	114
3.3.6	<i>Calculo del asentamiento diferencial máximo</i>	115
3.4	Representación estereográfica del macizo rocoso	116
3.4.1	<i>Análisis de la Familia de discontinuidades</i>	116
3.4.2	<i>Orientación de las discontinuidades</i>	118
3.5	Análisis de estabilidad cinemática del talud	118
3.5.1	<i>Determinación del tipo de falla</i>	119
3.5.2	<i>Deslizamiento planar por esfuerzo cortante</i>	120
3.6	Análisis de estabilidad mediante la clasificación SMR del talud	123

Conclusiones

Recomendaciones

Bibliografía

Anexo I: Registros de excavaciones

Anexo II: Ensayos de laboratorio

Anexo III: Resultados de la evaluación del macizo rocoso

Anexo IV: Figuras

Anexo V: Panel fotográfico

Anexo VI: Planos

RESUMEN

El presente informe desarrolla una metodología, para efectuar el Estudio Geotécnico con fines de cimentación para un muro de contención con suelo reforzado, mediante el sistema TERRAMESH.

Los muros de contención con suelo reforzado, son estructuras flexibles y representan una alternativa al sistema tradicional de muros de concreto armado o muros de gravedad, siendo estos últimos del tipo rígido. En tal sentido estos muros, están sometidos a las mismas condiciones de cargas, empujes, problemas de drenaje, etc., que los muros rígidos. Estos producen esfuerzos de inestabilidad al muro, las cuales generan excentricidades y transmiten esfuerzos máximos y mínimos a la base del muro.

Debido a esto es necesario hacer un Estudio Geotécnico en la zona donde se proyecta el muro. Generalmente los muros de contención son proyectadas en zonas donde se halla determinado problemas de inestabilidad de taludes, ampliaciones horizontales y/o verticales y en algunos casos por cuestiones estéticas. Por lo que estos muros se proyectan en diferentes lugares con condiciones geotécnicas particulares para cada zona.

Sobre la base de la evaluación y análisis de la mecánica de suelos y/o mecánica de rocas, se determina las condiciones de cimentación adecuadas, con la finalidad de evitar la falla por capacidad de carga y/o la falla por asentamiento intolerable del terreno de cimentación. De de esta manera el muro de contención con suelo reforzado (Sistema TERRAMESH), podrá trabajar adecuadamente bajo las sollicitaciones de carga y garantice la resistencia a la tracción a lo largo de todo el refuerzo durante su vida útil.

RELACION DE TABLAS

- Tabla 1.1 : Denominación de los suelos granulares, según su compacidad relativa**
- Tabla 1.2 : Suelos gravosos con presencia de finos (cohesivos)**
- Tabla 1.3 : Suelos gravosos sin presencia de finos (No cohesivos)**
- Tabla 1.4 : Información de campo**
- Tabla 1.5 : Relación entre Potencial de colapso y su severidad**
- Tabla 1.6 : Relación del potencial de expansión y el índice de plasticidad (Seed, Woodward y Lundgren, 1962)**
- Tabla 1.7 : Relación del grado de expansión y el límite de contracción (Altemeyer, 1965)**
- Tabla 1.8 : Relación del potencial de expansión y el índice de contracción (Ranganathan, 1965)**
- Tabla 2.1 : Resumen de características de la masa rocosa, métodos de ensayo y consideraciones teóricas**
- Tabla 2.2 : Estimación de campo de la resistencia compresiva uniaxial σ_c**
- Tabla 2.3 : Valores de la constante m_i para rocas intactas**
- Tabla 2.4 : Estimación de parámetros de resistencia y elásticos para el criterio de falla generalizado de Hoek & Brown**
- Tabla 2.5 : Valores estimados para el factor de alteración D**
- Tabla 2.6 : Resistencia al corte de discontinuidades con relleno y materiales de relleno**
- Tabla 2.7 : Valores típicos de parámetros de resistencia (Hoek & Bray, 1981)**
- Tabla 2.8 : Resistencia típicas de rocas en (T_n/mm^2)**
- Tabla 2.9 : Competencia de la roca de acuerdo al ensayo de compresión uniaxial**
- Tabla 2.10 : Ángulos de fricción típicos (Wyllie, 1996)**
- Tabla 2.11 : Sistema de valoración de la masa rocosa-RMR (Bieniawski, 1989)**
- Tabla 2.12 : Factores de corrección (Sowers, 1979)**

- Tabla 2.13 : Valores de β_2**
- Tabla 2.14 : Valores típicos de parámetros elásticos de algunas rocas**
- Tabla 2.15 : Rigidez normal de las discontinuidades K_n**
- Tabla 2.16 : Factores de ajuste para las juntas (Romana, 1985)**
- Tabla 2.17 : Factores de ajuste según el método de excavación (Romana, 1985)**
- Tabla 2.18 : Factores de ajuste según el método de excavación (Romana, 1985)**
- Tabla 2.19 : Valores límites del SMR**
-
- Tabla 3.1 : Aceleraciones máximas para diferentes periodos de retomo de ciudades cercanas a la zona de estudio**
- Tabla 3.2 : Identificación y Profundidad de Calicatas**
- Tabla 3.3 : Identificación y Profundidad de muestras**
- Tabla 3.4 : Resultados de ensayos de gravedad específica γ y de la resistencia de la roca (Esclerómetro)**
- Tabla 3.5 : Resultados de ensayos estándar del relleno estructural**
- Tabla 3.6 : Resultados de ensayos especiales del relleno estructural**
- Tabla 3.7 : Resultados de ensayos estándar del relleno de gaviones**
- Tabla 3.8 : Características mecánicas del macizo rocoso**
- Tabla 3.9 : Peso unitario del macizo rocoso**
- Tabla 3.10 : Relación de vacíos y porosidad del relleno de los gaviones**
- Tabla 3.11 : Valores máximos y mínimos de e , n y γ_d**
- Tabla 3.12 : Peso unitario del relleno de los gaviones**
- Tabla 3.13 : Cohesión y ángulo de fricción interna del relleno estructural**
- Tabla 3.14 : Peso unitario del relleno estructural**
- Tabla 3.15 : Parámetros de resistencia**
- Tabla 3.16 : Cálculo capacidad de carga admisible**

Tabla 3.17 : Parámetros elásticos

Tabla 3.18 : Calculo del asentamiento inmediato

Tabla 3.19 : Asentamiento admisible

Tabla 3.20 : Capacidad de carga admisible

Tabla 3.21 : Información de campo

Tabla 3.22 : Sistema de las discontinuidades del macizo rocoso

Tabla 3.23 : Parámetros para el análisis de estabilidad

Tabla 3.24 : Determinación del tipo de falla

Tabla 3.25 : Factor de seguridad estática

Tabla 3.26 : Factor de seguridad dinámica

RELACION DE FIGURAS

- Figura 1.1 : Formas de falla por capacidad de carga (Ref. Peter Berry, 1993)**
- Figura 1.2 : Profundidad de desplante para suelos homogéneos (Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1996)**
- Figura 1.3 : Profundidad de desplante para suelos heterogéneos (Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1996)**
- Figura 1.4 : Valores N_c de Skempton para suelos puramente cohesivos (Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1996)**
- Figura 1.5 : Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por N.F. (Ref. Braja M. Das, 2001)**
- Figura 1.6 : Formas típicas de falla en arena (Ref. Braja M. Das, 2001)**
- Figura 1.7 : Relación entre los factores de capacidad de carga, compacidad, ángulo de fricción interna y número de golpes N (Ref. Delgado Vargas, M, 1996)**
- Figura 1.8 : Relación $Q_{adm} - N$ para zapatas en arenas (Ref. Delgado Vargas, M, 1996)**
- Figura 1.9 : Determinación de resistencia a la compresión no confinada y consistencia de las arcillas, por medio del N del ensayo de penetración estándar (Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1989)**
- Figura 1.10 : Factores u_0 y u_1 , para la ecuación del asentamiento inicial (Ref. Delgado Vargas, 1996)**
- Figura 1.11 : Curva típica de la relación entre el tiempo y la relación de vacíos (Ref. Braja M. Das, 2001)**
- Figura 1.12 : Valores índice de compresibilidad para suelos granulares (Ref. Delgado Vargas, 1996)**
- Figura 1.13 : Diagramas modificados de los factores de influencia por deformación (Ref. Delgado Vargas, 1996)**
- Figura 1.14 : Esquema de un relleno sanitario en proceso de construcción (Braja M. Das, 2001)**
- Figura 1.15 : Cimentación colocada en un estrato rígido que sobreyace a un estrato débil (Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1996)**

Figura 1.16 : Condiciones favorables a los asentamientos diferenciales (Ref. Delgado Vargas, 1996)

Figura 2.1 : Relaciones entre esfuerzos principales mayores y menores para el criterio de Hoek y Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb (Ref. Curso: Mecánica de rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.2 : Esfuerzo cortante y desplazamiento para un espécimen (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.3 : Perfiles de rugosidad y rango correspondiente de valores JRC. (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.4 : Relaciones entre J_r del sistema Q y JRC para muestras de 200mm y 100mm. (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.5 : Cohesión instantánea y ángulo de fricción instantánea (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.6 : Procedimiento de medición y cálculo del RQD (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.7 : Formas de rotura de cimentación sobre roca (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.8 : Valores de los coeficientes de capacidad de carga para rotura según cuñas de Ranking (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.9 : Valores del Factor N_{α}

Figura 2.10 : Valores del Factor de corrección J (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.11 : Falla de una cimentación, por excavación de la roca con estratos inclinados desfavorablemente.

Figura 2.12 : Problemas de apoyo de Cimentaciones en roca (Sowers, 1979)

Figura 2.13 : Mejora de las condiciones de apoyo sobre una roca con alteración diferencial

Figura 2.14 : Obtención del modulo del macizo rocoso a partir del RQD y de E_r y K_n (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.15 : Representación de una discontinuidad en el espacio (Ref. Martín Escorza, 1975)

Figura 2.16 : Plano inclinado que representa una superficie de falla (Ref. Martín Escorza, 1975)

Figura 2.17 : Proyección esférica del plano (Ref. Martín Escorza, 1975)

Figura 2.18 : Proyección estereográfica del plano estructural de la Fig. 2.17 (Ref. Martín Escorza, 1975)

Figura 2.19 : Estereograma completo del plano de la Fig. 2.16 (Ref. Martín Escorza, 1975)

Figura 2.20 : Estereograma de una familia de círculos máximos meridionales (Ref. Martín Escorza, 1975)

Figura 2.21 : Red estereográfica de Wulff (1,902) (Ref. Martín Escorza, 1975)

Figura 2.22 : Plano estructural, horizonte y polo (Ref. Martín Escorza, 1975)
(A) Esfera cortada por un plano estructural y por el horizonte
(B) Semiesfera con el polo (P) y un plano inclinado (K)

Figura 2.23 : Representación del plano estructural K. (Rumbo NøE y buz. α SE) (Ref. Martín Escorza, 1975)

Figura 2.24 : Representación numérica de equivalencia entre dos notaciones (Ref. Martín Escorza, 1975)

Figura 2.25 : Representación de un círculo máximo y un polo (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Figura 2.26 : Estabilidad de cuñas de roca (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

A. talud cinemáticamente estable

B. talud cinemáticamente inestable

Figura 2.27 : Tipos de fallas de taludes y sus estereogramas representativos (Ref. Ruiz Vasquez, 2002)

Figura 3.1 : Determinación del peso unitario de la piedra (Ref. Maccaferri del Perú, 2007)

Figura 3.2 : Distorsión angular de estructuras (Ref. Lambe, 1990)

Figura 3.3 : Esquema clave para el análisis de estabilidad

Figura 3.4 : Análisis de la falla planar (Condición estática)

Figura 3.5 : Análisis de la falla planar (Condición dinámica)

INTRODUCCIÓN

El objetivo principal es determinar las condiciones geotécnicas adecuadas, para que un proyecto donde se prevé la construcción de un muro de ciertas características, trabaje adecuadamente bajo diferentes terrenos de fundación, con las condiciones que cada una de ellos presente.

En el Capítulo I, se describe el marco teórico, para la evaluación de estructuras cimentadas en suelo. Donde se presenta las metodologías para determinar los valores de resistencia y compresibilidad del suelo de cimentación. Sobre la base de parámetros, tales como: Cohesión, ángulo de fricción interna, peso unitario, etc. Además, de parámetros de compresibilidad "Cc" para el caso de suelos arcillosos y de elasticidad "E" para el caso de suelos granulares; ya sea determinados en laboratorio o mediante ensayos in situ.

El Capítulo II, se describe la teoría, para la evaluación de estructuras cimentadas en basamentos rocosos, es necesario realizar un análisis de discontinuidades, mediante una clasificación geomecánica del macizo rocoso in situ; con la finalidad de obtener el RQD que nos indica la calidad de la roca, así como realizar la valoración RMR del macizo rocoso, del cual obtenemos los parámetros de esfuerzo cortante: Cohesión, ángulo de fricción interna y peso unitario. Adicionalmente debe realizarse una representación estereográfica del macizo rocoso, para determinar la dirección del buzamiento y el buzamiento de las familias de discontinuidades, con respecto a la dirección del buzamiento y buzamiento del talud del macizo rocoso. Esto con la finalidad de verificar su estabilidad y predecir el tipo de falla o rotura que se generaría.

Una vez obtenidos estos parámetros, se procede a calcular la capacidad de carga admisible y el asentamiento admisible del terreno de cimentación. Este análisis se realiza de acuerdo al tipo de terreno y condiciones de cimentación; las cuales presentan una metodología particular según sea el caso.

En el Capítulo III, se presenta el caso práctico en la que se ha realizado un Estudio Geotécnico con fines de cimentación para un muro de contención con suelo reforzado, mediante el sistema TERRAMESH, tomando en cuenta las condiciones geotécnicas presentes en la zona en estudio. En este capítulo, se presentan las conclusiones y recomendaciones referidas al estudio geotécnico, donde se resumen los trabajos realizados y resultados obtenidos, para el

análisis, diseño y construcción del muro de contención mediante el sistema TERRAMESH.

Las conclusiones y Recomendaciones, referidas al Informe de Suficiencia final, contendrán en resumen las consideraciones que se tuvieron en cuenta para el desarrollo del presente informe y sugerencias para posteriores investigaciones referidas a la aplicación de los geosintéticos a las obras civiles.

Finalmente, se presentan las referencias bibliográficas utilizadas en el presente informe.

Los Anexos contienen los planos respectivos, registros de cada una de las calicatas, certificados de los ensayos de laboratorio, resultados de la evaluación del macizo rocoso, figuras y panel fotográfico indicando el procedimiento de trabajo.

CAPITULO I

EVALUACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS

1.1 Generalidades

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura proyectada, depende de varios factores, como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo, el costo de la subestructura comparado con el costo de la superestructura, entre otros. Por lo que se requiere el conocimiento del comportamiento probable de cada tipo de cimentación bajo las condiciones del subsuelo que prevalecen en el lugar, siendo necesario estudiar el probable funcionamiento de la cimentación con respecto a dos tipos de problemas esenciales.

Por una parte, una cimentación puede fallar si el suelo o roca de apoyo es incapaz de soportar la carga actuante. Por otra parte, puede que este no falle, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo, que la estructura puede agrietarse y dañarse.

En los ítems siguientes, se presentan los casos de cimentaciones sobre distintas clases de depósitos naturales, y se describen métodos para determinar la capacidad de carga que puede resistir el suelo de fundación, sin que se produzcan asentamientos excesivos o diferenciales.

1.2 Cimentaciones superficiales: Capacidad de carga última y Análisis de asentamiento

Para el análisis y diseño de las cimentaciones se deberá tener bien claro los siguientes conceptos básicos:

Capacidad de carga o portante: Se refiere al riesgo de formación de superficies de falla por corte o zonas plásticas en el suelo de cimentación, que generan grandes desplazamientos o el colapso de la cimentación, cuando la presión promedio fundación-suelo, alcanza un valor crítico denominado capacidad de carga última (q_u).

Capacidad de carga neta última (q_{un}): Se define como la máxima presión promedio que es capaz de resistir el suelo a nivel de cimentación, en exceso de la presión de sobrecarga (q) producida por el suelo ubicado alrededor de la cimentación con peso unitario (γ) y por encima del nivel de desplante (D_f), donde

$q = \gamma D_f$. Si (q_u) es la capacidad de carga última, la capacidad de carga neta se puede expresar como:

$$q_{un} = q_u - q \quad (1.1)$$

Factor de seguridad (FS): Hasta ahora se han mencionado capacidades de carga que generan la falla, es decir si tales esfuerzos se transmitirían al suelo de cimentación la estructura colapsaría. En realidad estos valores no son en la práctica los que se asignan a las cimentaciones reales, por lo que nace el concepto de capacidad de carga admisible (q_{adm}), que es con la que se diseña una cimentación. Esta capacidad de carga admisible siempre será menor que el de la falla y deberá estar lo suficientemente lejos de ésta como para dar los márgenes de seguridad necesarios para cubrir todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos, a la magnitud de las cargas actuantes, a la teoría de capacidad de carga utilizada y otros problemas que puedan generarse. Generalmente se utiliza factores de seguridad de 2.5 a 3; en lugares en que existen condiciones de suelo muy uniformes. Cuando los asentamientos totales y/o diferenciales no es un factor crítico en el diseño, puede aportarse un valor de 2. Factores de seguridad menores a 1.5 o a 2 pueden utilizarse en el diseño de trabajos temporales. Quedando a criterio del especialista geotécnico el uso de dichos factores de seguridad.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad (1.2)$$

Asentamiento total o final (S_t): es la suma entre el asentamiento inicial o inmediato (S_i) que ocurre durante la aplicación de la carga, como resultado de la deformación elástica del suelo, sin cambio alguno en el contenido de agua; y el asentamiento por consolidación (S_c) que ocurre como resultado de la reducción del volumen del suelo, causada por la pérdida de agua de los poros del suelo, y se dividen en dos tipos: El asentamiento por consolidación primario (S_{cp}) y el asentamiento por consolidación secundario (S_{cs}).

$$S_t = S_i + S_{cp} + S_{cs} \quad (1.3)$$

Asentamiento diferencial (δ): Es el movimiento relativo entre las diversas partes de la cimentación de una estructura, pudiendo llegar a ocurrir agrietamientos serios y más aun el colapso de la estructura si los movimientos diferenciales son excesivos.

$$\delta = \text{Distorsión angular} \times L \quad (1.4)$$

1.2.1 Modos típicos de falla portante del suelo en cimentaciones superficiales

Observaciones detalladas del comportamiento de modelos y cimentaciones reales (Vesic, 1973) han permitido identificar tres modos de falla del suelo en los cimientos superficiales bajo cargas estáticas Fig. 1.1, siendo estas:

a) Falla cortante general: Se da en suelos granulares densos o cohesivo firme, y cuando la presión actuante al suelo de cimentación alcanza el valor pico q_{u1} , sobreviniendo una falla súbita del suelo de cimentación y la superficie de falla en el mecanismo de desplazamiento del suelo, se extiende hasta la superficie. Es también evidente un abombamiento considerable de la superficie del depósito alrededor de la cimentación.

b) Falla cortante local: Si la cimentación descansa ahora sobre un suelo granular con densidad media o cohesivo de consistencia media, de igual forma se presenta un asentamiento con el aumento de la carga, pero en este caso, la superficie de falla en el suelo se va extendiendo gradualmente desde el eje vertical de la cimentación hacia fuera. Puede decirse que la superficie de deslizamiento no es completa sino parcial. Cuando la presión de fundación se hace igual a q_{u1} , el movimiento de la cimentación empieza a experimentar descuelgues súbitos sucesivos que pueden continuar hasta una intensidad q_u . Más allá de este punto el aumento de la carga vendrá acompañado de grandes incrementos en los asentamientos de la cimentación. Eventualmente, después de un movimiento considerable de la cimentación, la superficie de falla puede llegar a la superficie. En este tipo de falla no se presenta un valor pico de carga.

c) Falla punzonante: Si la cimentación es soportada por un suelo bastante suelto, el gráfico carga asentamiento es parecido en su forma al de la falla local. No se presentan superficies de falla definidas, como no sean fisuras cortas al azar concentradas alrededor del perímetro de la cimentación. Las superficies de falla nunca llegan a la superficie. Aquí tampoco se presenta un valor pico de carga.

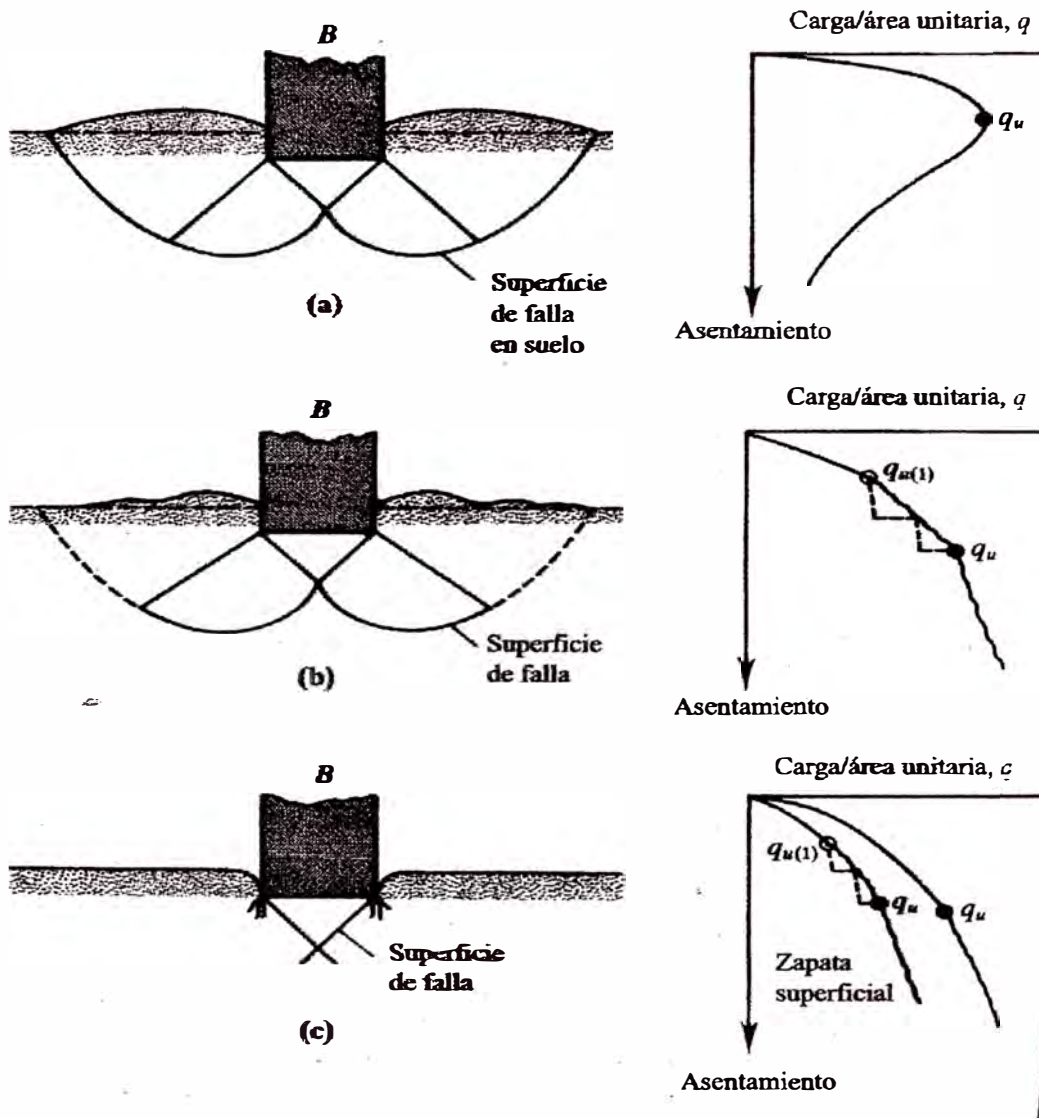


Fig. 1.1: Formas de falla por capacidad de carga (Ref. Peter Berry, 1993)

1.2.2 Teorías de capacidad de carga

Teoría de Karl Terzaghi (1,943): Esta teoría es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la mecánica de suelos los resultados de la mecánica de medios continuos. Cubriendo el caso mas general de suelos con cohesión y fricción. Aun hoy es una de las teorías mas usadas para el cálculo de la capacidad de carga para proyectos prácticos, especialmente en el caso de cimientos poco profundos ($D_f/B \leq 1$).

Debido a esto, Terzaghi desprecia la resistencia del esfuerzo cortante por encima del nivel de desplante del cimiento. El suelo sobre la base del cimiento supone que solo produce un efecto representado por una sobrecarga ($q = \gamma \cdot D_f$) actuante en el plano horizontal que pasa por la base del cimiento. Obteniéndose los siguientes resultados:

$$\text{- Cimiento corrido: } q_u = CN_c + \frac{1}{2}\gamma_t BN_\gamma + \gamma_f D_f N_q \quad (1.5)$$

$$\text{- Cimiento cuadrado: } q_u = 1.3CN_c + 0.4\gamma_t BN_\gamma + \gamma_f D_f N_q \quad (1.6)$$

$$\text{- Cimiento circular: } q_u = 1.3CN_c + 0.6\gamma_t RN_\gamma + \gamma_f D_f N_q \quad (1.7)$$

Estas expresiones son considerando la falla por corte general y para cimentaciones sujetas solo a cargas verticales, sin ninguna excentricidad.

Siendo:

C = cohesión (Kg/cm²)

γ_t = Peso unitario del suelo de fundación (kg/m³)

γ_f = Peso unitario del suelo superficial (Kg/m³)

B = Ancho de la cimentación (m)

R = Radio del cimiento circular (m)

D_f = Profundidad de desplante (m)

N_c, N_γ, N_q = Parámetros de capacidad portante en función de ϕ

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2) \tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \phi/2)} \quad (1.8)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi$$

Donde: K_{py} = Coeficiente de empuje pasivo.

En caso que la falla sea del tipo local, se debe corregir las formulas con los siguientes parámetros:

$$C' = \frac{2}{3}C \quad \phi' = \arctan\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right) \quad (1.9)$$

Teoría de Skempton (1,951): La teoría de Terzaghi, cuando es aplicada en suelos puramente cohesivos, no toma en cuenta para establecer el valor de N_c, la profundidad de desplante D de la cimentación en el suelo de fundación.

En la Fig. 1.2, los dos cimientos tendrían la misma capacidad en lo referente a la influencia de la cohesión, ósea, al valor de N_c. Es claro que la capacidad de carga no sería la misma en los dos cimientos, a causa del diferente valor de la sobrecarga q.

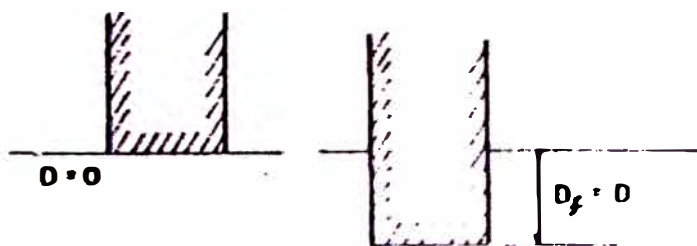


Fig. 1.2: Profundidad de desplante para suelos homogéneos (Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1996)

Por otra parte, en caso de suelos heterogéneos estratificados, como se aprecia en este otro esquema **Fig. 1.3**, se debe manejar con cuidado la sobrecarga, que representa la presión del suelo a nivel de desplante y que para los cálculos, deberá tenerse en cuenta los diferentes espesores de los estratos, con sus respectivos pesos específicos.

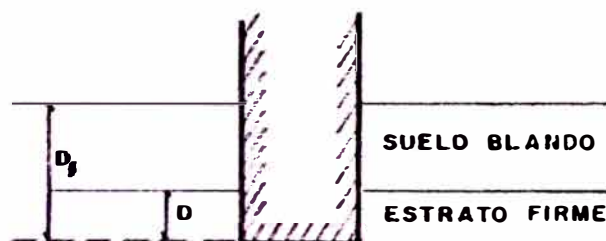


Fig. 1.3: Profundidad de desplante para suelos heterogéneos (Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1996)

Skempton realizó experiencias tratando de cuantificar estas ideas; encontró que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante y que crece al aumentar dicha profundidad, si bien es cierto no es ilimitado su crecimiento, pero a cierta profundidad N_c permanece ya constante en adelante ($D/B \geq 4$). Skempton propone que en un cimiento corrido de ancho B , sobre arcillas saturadas bajo condiciones de corte no drenado, el suelo se comporta como si ϕ fuese nulo. Si, además consideramos desplantado a una profundidad $D=D_f$, la capacidad de carga última se reduce a:

$$q_u = CN_c + \gamma_f D_f \tag{1.10}$$

En la **Fig. 1.4**, se muestran los valores de N_c obtenidos por Skempton, para cimientos corridos, cuadrados o circulares.

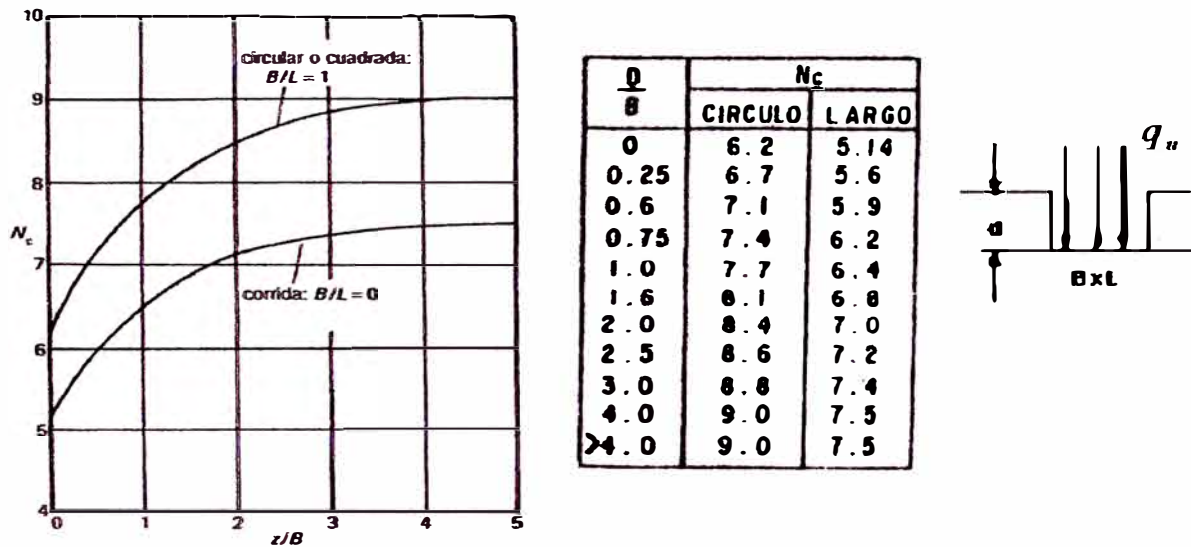


Fig. 1.4: Valores N_c de Skempton para suelos puramente cohesivos (Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1996)

$$\frac{N_{c (RECT)}}{N_{c (CUADRADA)}} = (0.84 + 0.16 \frac{B}{L}) \tag{1.11}$$

Se puede utilizar la siguiente ecuación de regresión para evaluar N_c:

$$N_c = 5(1 + 0.2 \frac{D}{B})(1 + 0.2 \frac{B}{L}) \quad \text{para } \frac{D}{B} \leq 2.5 \tag{1.12}$$

No perder de vista que esta expresión N_c, lleva involucrado un factor de forma.

Teoría de Meyerhof (1,963): Cubre la deficiencia que presentaba la teoría de Terzaghi, que no tomaba en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo por encima del nivel de desplante de la cimentación, esta suposición se aleja de la verdad mientras mas profunda es la cimentación.

La expresión a la que llega finalmente Meyerhof luego de sus investigaciones, es análoga a la de Terzaghi. Las diferencias están en que los factores de capacidad de carga, N_c, N_q y N_γ, son diferentes en valor numérico a las de Terzaghi. Adicionando el termino N_ø, que es una expresión del estado plástico pasivo o coeficiente pasivo.

Además se agregan expresiones para el caso de cimentaciones rectangulares (B x L), como son los factores de forma, S_c, S_q y S_γ. También, en cimientos superficiales, en que D_f < B, el incremento en la capacidad de carga puede afinarse con los llamados factores de profundidad d_c, d_q y d_γ.

Por lo que la expresión final que se desarrolla es la siguiente:

$$q_u = CN_c S_c d_c + \frac{1}{2} \gamma_t B N_\gamma S_\gamma d_\gamma + \gamma_f D_f N_q S_q d_q \tag{1.13}$$

Donde:

Factores de capacidad de carga:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} N_\phi \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \quad (1.14)$$

Factores de forma:

$$S_c = 1 + 0.2 N_\phi \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \quad \text{para } \phi = 0^\circ$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi \left(\frac{B}{L} \right) \quad \text{para } \phi = 10^\circ \quad (1.15)$$

Factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{para } \phi = 0^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad \text{para } \phi > 10^\circ \quad (1.16)$$

Es posible que las cargas resultantes en una cimentación, sean inclinadas o con excentricidad y ambas condiciones tienden a disminuir substancialmente la capacidad de carga de las cimentaciones, por lo que en estos casos se agregan expresiones a la formula general, con la finalidad de corregir esta disminución.

Se dan las siguientes expresiones para el caso de cargas inclinadas (α), con los llamados coeficientes de inclinación:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ} \right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi} \right)^2 \quad (1.17)$$

Y también, cuando existen cargas excéntricas se consideran nuevas dimensiones B' y L', igual a:

$$B' = B - 2ex \quad \text{ex: Excentricidad en el sentido x}$$

$$L' = L - 2ey \quad \text{ey: Excentricidad en el sentido y} \quad (1.18)$$

Teoría de Vesic (1,973): Vesic ha adicionado algunos conceptos en torno al problema de la capacidad de carga de los suelos, tanto en lo referente al mecanismo de falla, como al cálculo del mismo. Modificando los factores de capacidad de carga, de forma, de profundidad; incluyo los valores de inclinación,

así como tomo en cuenta la rigidez del suelo, mediante los factores de rigidez. Llegando a la siguiente expresión:

$$q_u = CN_c S_c d_c i_c r_c + \frac{1}{2} \gamma_t B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma r_\gamma + \gamma_f D_f N_q S_q d_q i_q r_q \quad (1.19)$$

Donde:

Factores de capacidad de carga:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (1.20)$$

Factores de forma:

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_c}{N_q} \right) \left(\frac{B}{L} \right) \quad S_q = 1 + (\tan \phi) \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (1.21)$$

Factores de profundidad:

$$D_f/B \leq 1: \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad d_\gamma = 1 \quad (1.22)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

$$D_f/B > 1: \quad d_c = 1 + 0.4 \arctan \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctan \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (1.23)$$

Factores de rigidez:

$$r_q = e^{\left\{ \left(4.4 + 0.6 \frac{B}{L} \right) \tan \phi + \left(\frac{3.07 \sin \phi \log 2 I_r}{1 + \sin \phi} \right) \right\}} \quad r_\gamma = r_q$$

$$r_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log (I_r) \quad (\phi=0)$$

$$r_c = r_q - \left[\frac{1 - r_q}{N_c \tan \phi} \right] \quad (\phi \neq 0) \quad (1.24)$$

Índice de rigidez real del suelo (I_r)

$$I_r = \frac{G}{C + \sigma_v \tan \phi} = \frac{E}{2(1 + \mu)(C + \sigma_v \tan \phi)} \quad (1.25)$$

Siendo:

- G = Modulo de corte
- E = Modulo de elasticidad
- u = Modulo de Poisson
- C = Cohesión
- ϕ = Angulo de fricción interna
- σ_v = Presión efectiva a B/2 por debajo de la cimentación

Índice de rigidez crítico (Icrit)

$$I_{\sigma v} = \frac{1}{2} e^{\left[(3.3 - 0.45 \frac{B}{L}) \text{Cotg } (45 - \frac{\phi}{2}) \right]} \tag{1.26}$$

Factores de inclinación:

$$i_q = \left[1 - \frac{Q_h}{Q + B.L.C . \text{Cotg } \phi} \right]^m \quad i_r = \left[1 - \frac{Q_h}{Q + B.L.C . \text{Cotg } \phi} \right]^{m+1}$$

$$i_r = i_q - \left[\frac{1 - i_q}{N_c \text{Tan } \phi} \right] \quad \phi > 0 \quad i_r = 1 - \left(\frac{m Q_h}{CN_c B.L} \right) \quad \phi = 0 \tag{1.27}$$

Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel de agua freático: Si el nivel freático (N.F.) esta cerca de la cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la localización de la napa freática **Fig. 1.5**.

Caso I: Si el N.F. se localiza de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor $q = \gamma_t D_f$ en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \tag{1.28}$$

Además, el valor de γ_t es reemplazado por: $\gamma_t' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Caso II: Si el N.F. esta localizado de manera que $0 \leq d \leq B$, entonces $q = \gamma_t D_f$

Siendo γ_t reemplazado por la siguiente expresión.

$$\overline{\gamma}_t = \gamma_t' + \frac{d}{B} (\gamma_t - \gamma_t') \tag{1.29}$$

Caso III: Si el N.F. se localiza de manera que $d \geq B$, el agua no afectará la capacidad de carga última.

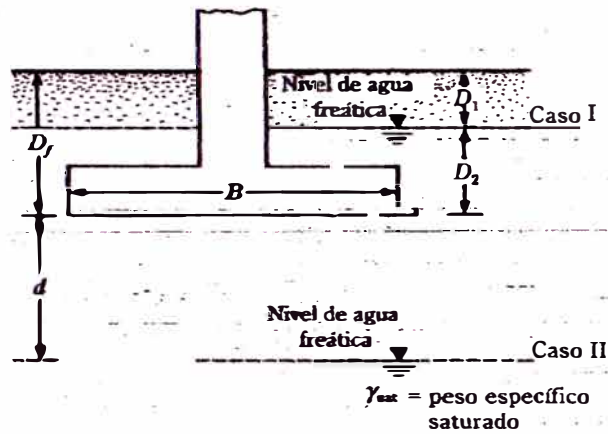


Fig. 1.5: Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por N.F. (Ref. Braja M. Das, 2001)

1.2.3 Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones en depósitos naturales de suelo

Cimentación en arenas: La elección del tipo de cimentación en arenas, depende principalmente de del tipo de falla del deposito de suelo, la compacidad relativa y de la posición del nivel freático.

Si tenemos una cimentación de ancho B y profundidad de desplante D_f , la capacidad de carga podrá calcularse utilizando las formulas dadas por Terzaghi, tanto para cimientos corridos, cuadrados o circulares. Para ello Vesic presenta un criterio de zonificación para distintos tipo de falla en arenas. En la **Fig. 1.6** se aprecia las consideraciones a tener.

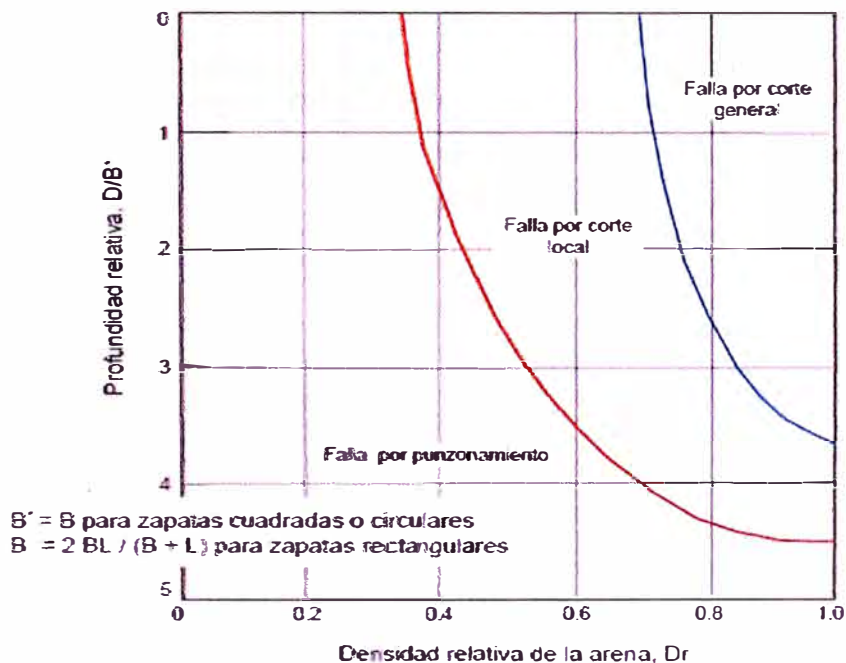


Fig. 1.6: Formas típicas de falla en arena (Ref. Braja M. Das, 2001)

El mejor método quizás para suelos arenosos es el ensayo de penetración estándar, la cual determina la compacidad relativa con más confiabilidad.

En la Fig. 1.7 se aprecia la relación entre N y ϕ . Obteniéndose los factores de capacidad de carga. (Ojo en arenas C=0, entonces N_c no es necesario).

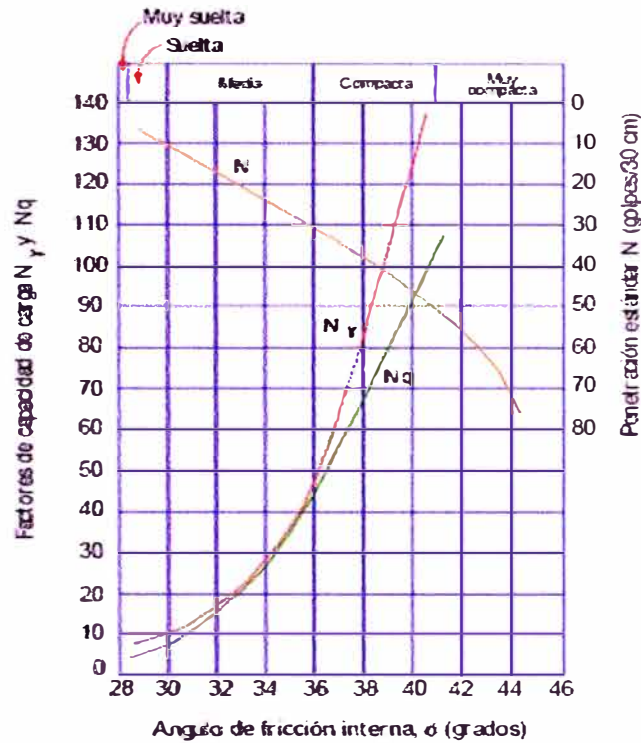


Fig. 1.7: Relación entre los factores de capacidad de carga, compacidad, ángulo de fricción interna y número de golpes N (Ref. Delgado Vargas, M, 1996)

Cuando se trate con arenas muy finas situadas por debajo del nivel freático, el valor de N de la prueba de penetración estándar, resulta mayor que el que tendría si estuviese seca. Debido a la baja permeabilidad de las arenas finas, que impide que el agua emigre a través de los espacios vacíos al producirse los impactos. Estos valores de N se corrigen mediante la siguiente expresión propuesta por, Peck-Hanson-Thomburn.

$$N_{corr} = \frac{N + 15}{2} \quad \text{para } N > 15 \quad (1.30)$$

Además, como procedimiento general, debe estimarse la variación de la presión efectiva de la sobrecarga con la profundidad, debajo de la superficie del terreno y corregirse cada valor de N del ensayo de penetración estándar. Para valores de sobrecarga menores a 2.4 tn/m^2 , los valores de corrección (C_N) deben calcularse mediante la siguiente expresión:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \quad (1.31)$$

Donde, σ_v es la sobrecarga efectiva.

Para arenas no sumergidas o cuando el nivel freático este a una profundidad superior a B del nivel de desplante, Peck-Hanson-Thornburn, proporcionan graficas empíricas para obtener la presión admisible Fig. 1.8, correspondiente a un asentamiento de 2.5cm (1"), para distintos anchos de cimentación, distintas compacidades relativas, obtenidas a partir de ensayos de penetración estándar. La cual presentamos a continuación:

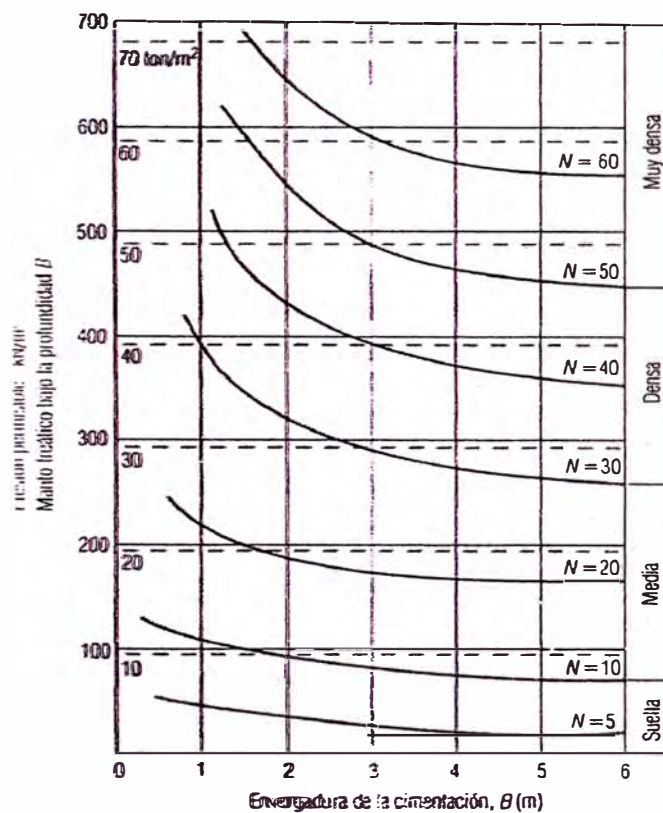


Fig. 1.8: Relación $Q_{adm} - N$ para zapatas en arenas (Ref. Delgado Vargas, M, 1996)

Se tiene que tener en cuenta que, cuando el nivel freático es menor de B desde el nivel de desplante. Tiene el efecto de reducir la capacidad de carga a aproximadamente la mitad, del valor correspondiente a cuando la arena esta húmeda o seca, también se reduce la compacidad de la arena correlativamente. Por lo tanto, la presión necesaria en una cimentación para producir un asentamiento de 2.5cm, si el nivel freático se encuentra en un nivel menor a B, es solo la mitad de la necesaria para producir dicho asentamiento, si el nivel freático estuviese a una distancia mayor a B del nivel de desplante.

Cimentaciones en arcillas homogéneas y arcillas fisuradas: Las arcillas pueden encontrarse en estados variables, como son las blandas normalmente consolidadas, a las duras preconsolidadas. Estos últimos tienen frecuentemente defectos estructurales secundarios, como grietas y planos de resbalamiento, que influyen en su resistencia y compresibilidad, por lo que requieren una investigación especial antes de proyectar un tipo de cimentación.

Suponiendo que el suelo debajo de la base de la zapata es arcilla intacta sin defectos estructurales y que el grado de saturación del suelo es prácticamente la unidad. Entonces, el análisis puede realizarse con la expresión dada por Terzaghi y refinada por Skempton.

La capacidad de carga última depende esencialmente de la cohesión del suelo y de la presión actuante a nivel de desplante, el ancho B de la cimentación interviene indirectamente en la teoría de Skempton (En la relación D_f/B), pero no interviene en la de Terzaghi.

Es posible estimarse la resistencia a la compresión simple, usando los valores del ensayo de penetración estándar, según la Fig. 1.9. Sin embargo, hay que tener en cuenta que este ensayo no es un índice muy seguro, para determinar la resistencia a la compresión simple de las arcillas.

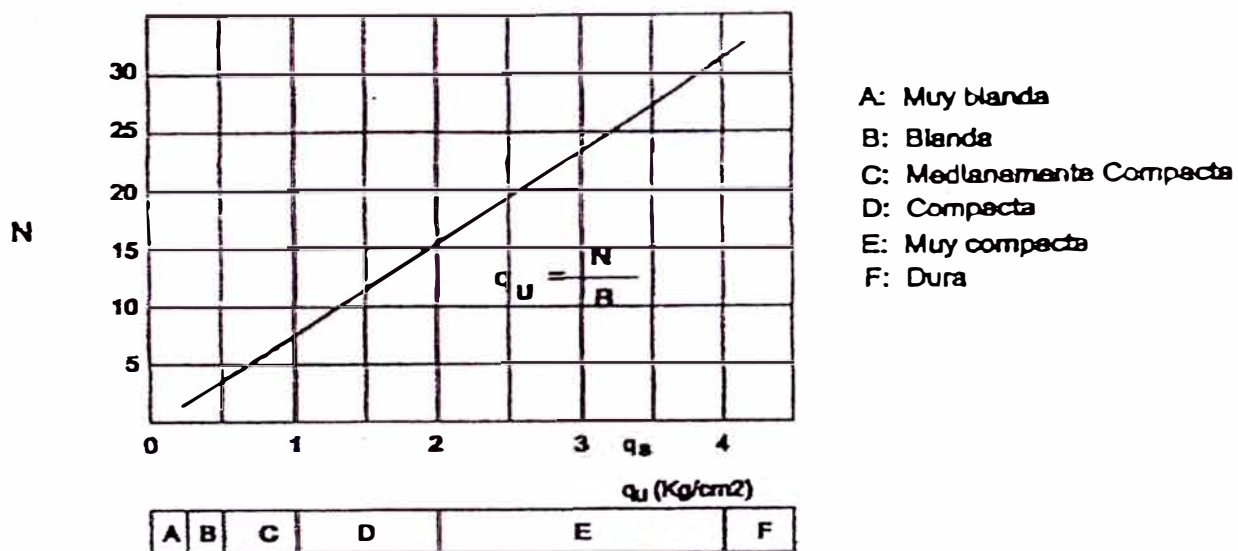


Fig. 1.9: Determinación de resistencia a la compresión no confinada y consistencia de las arcillas, por medio del N del ensayo de penetración estándar (Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1989)

Si la arcilla contiene un sistema de grietas (fisuras) o superficies de resbalamiento, el procedimiento para determinar su resistencia al esfuerzo cortante no drenada, mediante ensayos triaxiales, de compresión simple, o con veleta, no debe usarse; por que se generarán planos de debilitamiento que

influyera en el resultado final. Bajo estas circunstancias, puede ser necesario recurrir a las pruebas de carga con una placa directamente sobre el terreno; debiéndose determinar hasta el punto de falla. Una vez determinado el valor de la resistencia con las arcillas fisuradas, se debe proceder de la misma manera que para las arcillas homogéneas estudiadas anteriormente.

Cimentaciones en limos plásticos, poco plásticos y loes: La plasticidad de los limos puede deberse a un alto porcentaje de materia orgánica, entre otros. Estas se encuentran en formaciones que son o fueron playas de océanos, lagos o lechos de ríos. Cuando estos depósitos se encuentran abajo del nivel de agua y nunca han estado expuestos a secado, es probable que sean tan blandos y compresibles como las arcillas normalmente consolidadas. Por lo que los limos plásticos tienen mucha similitud con las características de las arcillas blandas y medias. El análisis de las cimentaciones sobre este tipo de material, deben basarse en consideraciones semejantes a las arcillas; para analizar su capacidad de carga y asentamiento.

En caso de limos no plásticos o sin cohesión, estas tienen las características semejantes a la arena fina, por lo que se pueden considerar en general como sinónimos, con algunas excepciones. Un ejemplo de limo no plástico es el polvo de roca, con índice de plasticidad prácticamente nulo.

La prueba de penetración estándar suele utilizarse para determinar la consistencia de los limos; por decir si N es menor de 10, los limos son sueltos o suaves e inadecuados para soportar cimientos, pudiéndose recurrir al empleo de cimentaciones compensadas o bien a cimentaciones profundas. Si N es mayor a 10 se considera que el material es aceptable para cimentar, con los procedimientos dados según el grado de plasticidad que presenta el limo.

En el caso de loes, es un material de depósito eólico, formado por partículas del tamaño del limo o de la arena fina, ligadas por un cementante; con relaciones de vacío relativamente altas. Estos depósitos tienen poca uniformidad, ósea su resistencia puede variar mucho en distancias o profundidades pequeñas. La prueba de penetración estándar es muy útil para verificar la uniformidad de estos depósitos, pero puede dar valores muy bajos de su resistencia, a causa de su peculiar estructura, que facilita la penetración del muestreador. Por lo mismo el loes es un material difícil para calcular su

capacidad de carga con métodos teóricos; por lo que las pruebas de carga son de utilidad.

Los loes son generalmente depósitos no saturados, pero cuando se saturan el cementante se ablanda o se disuelve, perdiendo el conjunto su cohesión. Produciéndose un colapso de su estructura, que se traduce en un asentamiento brusco muy perjudicial.

Cimentación en gravas

No es novedad la problemática que existe en el estudio de las gravas y suelos que contienen partículas gravosas y sus dificultades en el muestreo. Desde la aparición de la mecánica de suelos como ciencia, esta se ha desarrollado, dividiendo a los suelos en dos grandes grupos, como son los suelos gruesos y los suelos finos; pero la mayor parte de la investigación realizada se da como hemos visto anteriormente, en arenas y arcillas, y eventualmente en limos; encontrándose algo abandonado el estudio de suelos gravosos.

En suelos conformados por partículas mayores a 5mm, como las gravas o gravas arenosas el muestreo inalterado se dificulta. Si estos contienen arcilla o limos, si pueden ser tallados en formas irregulares, pero el tamaño del espécimen debe ser grande; encontrándose referencias de ensayos de corte directo in situ, sobre especímenes tallados a gran escala.

Se presentan algunas referencias sobre las características de este tipo de material (**Curso: Actualización profesional, Mecánica de suelos aplicada a cimentaciones superficiales, 2000**), presentándose tres ensayos de corte directo In Situ en el conglomerado de Lima, realizado por el DAMS de la Facultad de Ingeniería Civil de la *Universidad Nacional de Ingeniería*:

- Cruce de la Av. Emancipación y Jr. Camaná, 1,972, se obtuvo $\Phi = 40^\circ$, $c = 0.425\text{kg/cm}^2$
- Entre la Av. Abancay y Nicolás de Piérola, resultó $\Phi = 37^\circ$, $c = 0.60\text{kg/cm}^2$,
- Y entre la Av. Universitaria y Venezuela, 1996, se obtuvo $\Phi = 34^\circ$, $c = 0.15\text{kg/cm}^2$.

De esta forma se presentan valores de Φ de 34° a 40° con una cohesión de 0.15 a 0.6Kg/cm^2

Con la finalidad de determinar la densidad relativa en suelos gravosos, se pueden efectuar ensayos de densidad máxima y mínima en laboratorio, en muestras provenientes de los especímenes del ensayo de corte directo in situ, y complementadas con ensayos de densidad natural en campo. Aplicándose la siguiente relación:

$$D.R(\%) = \frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \times 100 \quad (1.32)$$

Donde:

γ_d = Densidad seca "in situ"

$\gamma_{d \max}$ = Densidad seca del suelo en su estado mas compacto

$\gamma_{d \min}$ = Densidad seca del suelo en su estado mas suelto

La **Tabla 1.1**, nos indica las denominaciones de los suelos granulares según su densidad relativa:

Tabla 1.1

Denominación de los suelos granulares, según su compacidad relativa

DENSIDAD RELATIVA (%)	DENOMINACION
0 – 15	Muy suelta
15 – 35	Suelta
35 – 65	Media
65 – 85	Compacta
85 - 100	Muy compacta

Ref. **Curso Taller: Mecánica de suelos y exploración Geotécnica**, 1999.

Las Normas del USBR (United status Departament of the Interior-Bureau of Reclamation) establecen un procedimiento interesante para determinar la **densidad in situ** en suelos con tamaños de partículas grandes. El método es similar al del cono y la arena pero en suelos de partículas de más de 3" de tamaño máximo, se recomienda revestir el hoyo con una membrana plástica resistente pero delgada y presenta la alternativa de emplear arena o agua, para medir el volumen del hoyo. En la **Tabla 1.2** y **Tabla 1.3**, se muestra la relación que existe entre el tamaño máximo de las partículas y el diámetro del hoyo.

Tabla 1.2

Suelos gravosos con presencia de finos (cohesivos)

Tamaño Máximo	Método.	Norma	Diámetro del Hoyo
1.90 cm (3/4")	Cono de Arena	USBR 7205	20 cm (8")
3.80 cm (1 1/2")	Cono de Arena	USBR 7205	30 cm (12")
7.5 cm (3")	Cono de Arena	USBR 7221	50 cm (20")
12.7 cm (5")	Agua	USBR 7221	76 cm (30")
20 cm (8")	Agua	USBR 7221	1.22 m (4 ft)
30 cm (12")	Agua	USBR 7221	1.83 m (6 ft)
45 cm (18")	Agua	USBR 7221	2.75 m (9 ft)

Ref. Resistencia al corte de suelos gravosos GEO' LIMA, 1998.

Tabla 1.3

Suelos gravosos sin presencia de finos (No cohesivos)

Tamaño Máximo	Método.	Norma	Diámetro del Hoyo
1.90 cm (3/4")	Cono de Arena	USBR 7221	50 cm (20")
3.80 cm (1 1/2")	Agua	USBR 7221	61 cm (24")
7.5 cm (3")	Agua	USBR 7221	84 cm (33")
12.7 cm (5")	Agua	USBR 7221	1 m (40")
20 cm (8")	Agua	USBR 7221	1.57 m (62")

Ref. Resistencia al corte de suelos gravosos GEO' LIMA, 1998.

Adicionalmente a todo lo indicado anteriormente con respecto a los suelos gravosos; Meyerhof a propuesto expresiones practicas que relacionan el ángulo de fricción interna de un suelo granular y la compacidad relativa.

- Para suelos granulares con más de 5% de arena fina y limo:

$$\phi = 25 + 0.15 DR \quad (1.33)$$

- Para suelos granulares con menos de 5% de arena fina y limo:

$$\phi = 30 + 0.15 DR \quad (1.34)$$

Finalmente cabe señalar que los resultados de pruebas de penetración estándar, sobre este tipo de material, no suele ser representativos de la compacidad del suelo, pues una grava o boleto puede detener el penetrómetro, aumentando ficticiamente el numero de golpes.

Para determinar la capacidad de carga de las cimentaciones sobre este material, se puede utilizar cualquiera de los métodos anteriormente estudiados, excepto la teoría de Skempton, que es exclusiva para arcillas en condiciones no drenadas ($\sigma=0$); quedando a criterio y a la experiencia del ingeniero geotécnico especialista la elección del método adecuado.

1.2.4 Análisis del asentamiento de cimentaciones en depósitos naturales de suelo

Es fundamental comprender que las condiciones del suelo son susceptibles de cambiar antes, durante y después a la construcción. Por lo que para determinar la capacidad de carga admisible del suelo de cimentación, debe primero evaluarse la estabilidad de las cimentaciones respecto a posibles fallas por corte, y luego verificar el asentamiento potencial vinculado a la presión de carga y compararlos con los valores tolerables para las estructuras. Para lo cual debe calcular la magnitud de los asentamientos totales y diferenciales, así como anticipar la velocidad de ocurrencia de estas magnitudes.

En cualquier caso se requiere identificar la causa del asentamiento y precisar los mecanismos generadores del mismo, antes de proceder con los cálculos detallados de los asentamientos, mediante la aplicación de herramientas analíticas.

Causas de asentamiento de las cimentaciones

a) Cargas:

- * Estáticas (Permanentes, transitorias)
- * Dinámicas (Vibración, impacto)

b) Cambio en las características de los suelos:

- * Acción del clima (Frío intenso, calor)
- * Cambio de humedad del suelo
- * Descenso del nivel freático (Se genera un incremento de las cargas, debido al aumento del peso unitario del suelo)

c) Causas accidentales:

- * Colapso o aparición de cavernas y conductos subterráneos
- * Erosión subterránea producida por el agua
- * Derrumbes o deslizamientos, por erosión geológica)

Mecanismos generadores de asentamiento

a) Cambio de forma o distorsión del suelo: Ocurre como respuesta casi inmediata a los cambios de esfuerzo introducidos por la cimentación bajo carga. También llamado asentamiento inmediato. En suelos cohesivos saturados, tiene carácter elástico lineal. En suelos granulares, tiene un comportamiento más complejo, elasto-plásticos o plásticos.

b) disminución del volumen: Esta asociada a la disminución del espacio de poros en la micro estructura del suelo. Al incrementarse los esfuerzos producidos por la

cimentación sobre un manto arcilloso saturado, dan lugar a incrementos de presiones en el agua de los intersticios, que conducen a su expulsión lenta, la cual genera el asentamiento por consolidación. A veces se presenta deformaciones lentas en el suelo, a magnitudes casi nulas del exceso de presiones del agua en los poros, que recibe el nombre de consolidación secundaria. Estos procesos son por lo general, de carácter visco-plásticos.

Entre otros mecanismos tenemos:

c) Colapso o grandes desplazamientos del suelo de soporte: Se dan al iniciarse fallas por corte o por la formación de zonas plásticas, al sobrecargar la cimentación.

d) Deterioro del material de la cimentación: Cuando agentes agresivos o corrosivos presentes en el suelo de fundación, ataca al concreto de la cimentación. Eventualmente, puede llegarse a que la estructura falle por completo.

e) Deterioros y degradaciones: Estas pueden ser lentas o rápidas en la micro estructura del suelo, las cuales generan asentamientos cuya magnitud y velocidad son impredecibles. Como son por efectos de arrastres, socavaciones y erosión interna; reacomodos y densificaciones producidos por vibraciones e impactos y debilitamientos en los contactos cementados de las partículas por humedecimiento.

Análisis de asentamiento en suelos cohesivos

Al aplicar cargas sobre un suelo cohesivo por medio de una cimentación, es posible identificar la naturaleza de los asentamientos resultantes. Donde se desprenden tres componentes que dependen principalmente del tiempo necesario para que se presenten y de los mecanismos que se desarrollan en la microestructura del suelo, bajo la acción de los incrementos de esfuerzo. Estos son:

- Asentamiento inmediato o de distorsión (S_i)
- Asentamiento por consolidación primaria (S_{cp})
- Asentamiento por consolidación secundaria (S_{cs})

En forma aproximada, debido a que no es estrictamente aplicable el principio de superposición, el asentamiento total (S_t), será la suma de los tres componentes, la que se puede expresar de la siguiente manera:

$$S_t = S_i + S_{cp} + S_{cs} \quad (1.35)$$

Asentamiento inicial no drenado o inmediato: Provocado por la deformación elástica del suelo seco y suelos húmedos y saturados, sin ningún cambio en el contenido de agua. Estas ecuaciones se basan generalmente en la teoría de elasticidad.

Estas expresiones pueden ser utilizadas en suelos de fundación homogéneos y predominantemente cohesivos. Asumiendo isotropía en la masa de suelo, esta se puede caracterizar mediante el Modulo de elasticidad E_u y la relación de poisson ν . Es así aparente la similitud entre un sólido elástico incompresible cargado (es decir $\nu=0.5$) y una arcilla saturada cargada en estado fin de construcción. (Janbu, Bjerrum y Kjaernsli, 1956) propusieron la siguiente ecuación.

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E_u} \quad (1.36)$$

Donde:

μ_1 = Factor de corrección por espesor finito H, de la capa elástica del suelo, Fig. 1.10

μ_0 = Factor de corrección por profundidad de fundación Df, del cimiento, Fig. 1.10

B = Ancho del cimiento

E_u = Modulo elástico no drenado

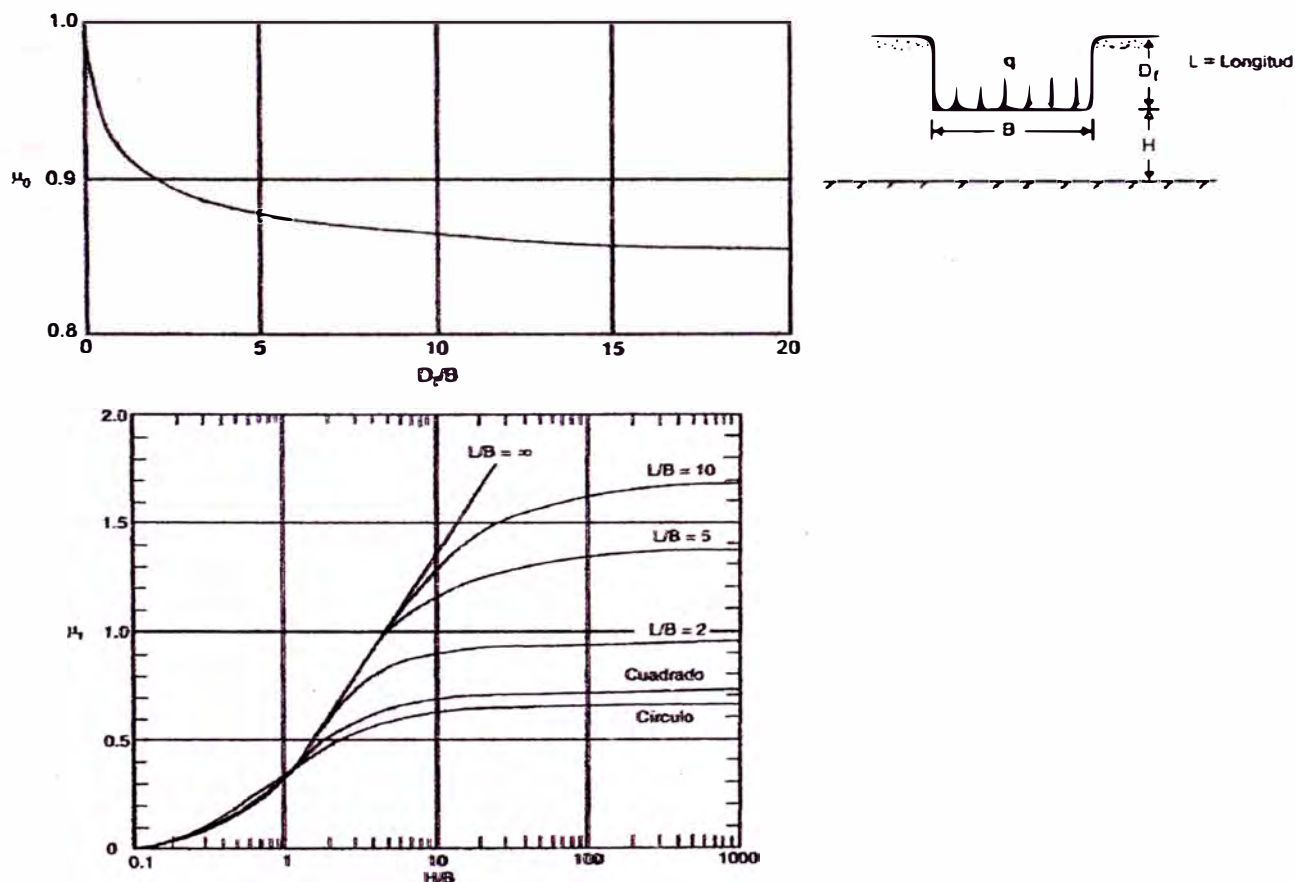


Fig. 1.10: Factores μ_0 y μ_1 , para la ecuación del asentamiento inicial (Ref. Delgado Vargas, 1996)

Asentamiento por consolidación primaria: Cuando un depósito de suelo se somete a un incremento de esfuerzos totales, por la construcción de una estructura o terraplén, se produce en el suelo un exceso de presión intersticial. Puesto que el agua no puede resistir esfuerzos cortantes, este exceso se disipa mediante el flujo de agua hacia el exterior. La velocidad a la cual se produce depende de la permeabilidad de la masa del suelo. Este proceso se denomina consolidación, la cual tiene dos consecuencias importantes:

- a) Conduce a una reducción del volumen de poros (disminución de la relación de vacíos) y por tanto, a una reducción del volumen total de la masa de suelo, lo cual se manifiesta en el asentamiento de la estructura.
- b) Durante la disipación del exceso de presión intersticial, el esfuerzo efectivo de sobrecarga en la masa del suelo aumenta y por tanto se incrementa su resistencia al cortante. Por lo que la consolidación y la resistencia al cortante son procesos que se relacionan mutuamente.

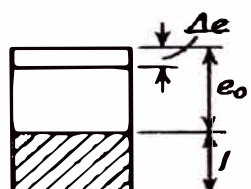
Los depósitos arcillosos tienen una permeabilidad muy baja y por ello esta disipación es un proceso muy lento. En consecuencia, una estructura puede continuar asentándose durante varios años después de terminada la construcción.

El método general para calcular el asentamiento de un punto en la base de una estructura, debido a la consolidación de una capa de arcilla, consta de cuatro pasos.

- 1) Cálculo de la *presión de sobrecarga efectiva* en el centro del estrato (σ'_o).
- 2) Cálculo del *incremento de presión vertical*, producido por la construcción de la estructura, directamente debajo del punto dado y a la mitad del espesor del estrato de arcilla ($\Delta\sigma'$).
- 3) Determinar la *compresibilidad* de la arcilla.
- 4) calcular la *disminución del espesor del estrato* en el punto analizado.

Si solo hay una capa, se supone que el hundimiento de la superficie es igual a esta disminución de espesor. Si hay varias capas, se realizarán cálculos semejantes en cada una de ellas, y se suman las disminuciones de espesor de las diferentes capas abajo del punto.

Esta disminución o asentamiento por consolidación (S), viene dado por la siguiente ecuación general:



El diagrama muestra un estrato de arcilla de espesor total H . Una porción superior de espesor e_0 experimenta una reducción de la relación de vacíos de e_0 a $e_0 - \Delta e$, lo que resulta en una disminución de espesor S .

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (1.37)$$

Donde:

- H = espesor del estrato arcilloso
 Δe = variación de la relación de vacíos
 e_0 = Relación de vacíos inicial

Arcillas Normalmente consolidadas ($\Delta\sigma = \Delta\sigma'$): La presión de sobrecarga efectiva presente, es igual a la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado. Además, la relación de preconsolidación OCR es igual a la unidad.

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} = 1 \quad (1.38)$$

Donde, σ'_c es la presión de consolidación de un espécimen.

En la ecuación general (Ec. 1.37) debe sustituirse la expresión que relaciona Δe con el índice de compresión (C_c).

$$C_c = \frac{e_0 - e_1}{\text{Log} \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_0} \right)} \quad \text{Donde:} \quad (1.39)$$

$$\Delta e = e_0 - e_1$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_0 - \Delta\sigma'$$

Obteniéndose la siguiente expresión, para el asentamiento por consolidación primaria, para un espesor (H) de estrato arcilloso.

$$S_{cp} = \frac{C_c H}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (1.40)$$

Arcillas preconsolidadas: La presión de sobrecarga efectiva presente, es menor que la que el suelo experimentó en el pasado (esfuerzo de preconsolidación). También, si la relación de preconsolidación OCR es mayor que uno.

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} > 1 \quad (1.41)$$

Si: $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$

En la ecuación general debe sustituirse la expresión que relaciona Δe con el índice de expansión (C_s).

$$C_s = \frac{e_0 - e_1}{\text{Log} \left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_0} \right)} \quad (1.42)$$

Obteniéndose la siguiente expresión, para el asentamiento por consolidación primaria en arcillas preconsolidadas.

$$S_{cp} = \frac{C_s H}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (1.43)$$

Si: $\sigma'_0 + \Delta \sigma' > \sigma'_c$

El asentamiento por consolidación primaria para arcillas preconsolidadas, toma la siguiente forma:

$$S_{cp} = \frac{C_s H}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad (1.44)$$

Asentamiento por consolidación secundaria: Se da en suelos saturados cohesivos y es resultado del reajuste plástico (flujo plástico) de la estructura del suelo. El asentamiento por consolidación secundaria es mas importante que por consolidación primaria en suelos orgánicos y en suelos inorgánicos altamente compresibles. Este sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante, luego de la total disipación del exceso de presión de poro del agua en los intersticios de la estructura del suelo. En esta etapa la gráfica de deformación versus el logaritmo del tiempo es prácticamente lineal **Fig. 1.11.**

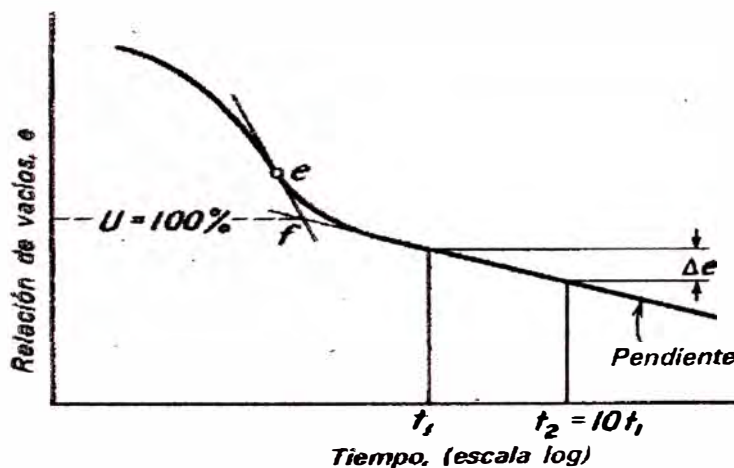


Fig. 1.11: Curva típica de la relación entre el tiempo y la relación de vacíos (Ref. Braja M. Das, 2001)

De la figura se desprenden las siguientes expresiones:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\text{Log} \left(\frac{t_2}{t_1} \right)} \quad \text{y} \quad C'_{\alpha} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p} \quad (1.45)$$

Donde:

C_{α} = Índice de compresión secundaria (pendiente)

Δe = variación de la relación de vacíos

t_1, t_2 = Tiempo

C'_α = Coeficiente de compresión secundaria

e_p = Relación de vacíos al final de la consolidación primaria

$$e_p = e_0 - \Delta e_{\text{primaria}}$$

Por lo que la ecuación que nos da la magnitud de la consolidación secundaria es:

$$S_{cs} = C'_\alpha H \cdot \text{Log} \left(\frac{t_1}{t_2} \right) \quad (1.46)$$

Análisis de asentamiento en suelos granulares

La magnitud y velocidad de asentamientos y deformaciones, en cimentaciones sobre suelos granulares, señalan que esta se dará casi en su totalidad inmediatamente de terminada la construcción. Por lo que con frecuencia, el diseño de cimentaciones sobre suelos granulares esta regido por criterios de asentamiento.

La predicción de asentamientos en suelos granulares ha sido orientado, primordialmente, a la aceptación de un asentamiento diferencial limite o tolerable entre cimientos de una estructura, con el fin de evitar deterioros estructurales y de acabados. Un requisito común, es la de limitar el máximo asentamiento total a una pulgada (25.4mm).

Métodos empíricos: Este método se basa en relacionar las propiedades de los suelos granulares, con varias técnicas de investigación de campo. A su vez, los asentamientos observados han sido correlacionados empíricamente con estas propiedades para establecer criterios de presión admisible.

Expresión general para suelos No Cohesivos: En forma general se puede representar el asentamiento mediante la siguiente expresión:

$$S = q_{adm} \left(\frac{1}{k_1} \right) \left(\frac{1}{C_B} \right) \left(\frac{1}{C_D} \right) \left(\frac{1}{C_W} \right) \quad (1.47)$$

$K_1 = (q/p)_1$ = Coeficiente de asentamiento para una placa de 30cm.

$$C_B = \left(\frac{B + 30}{2B} \right)^2 \quad (1.48)$$

Donde, C_B = Factor de incidencia del ancho de la cimentación

$$C_D = \left(1 + 2 \frac{D}{B}\right) \quad (1.49)$$

C_D = Factor de incidencia de la profundidad relativa de cimentación

C_W = Factor adicional, para considerar la incidencia del N.F. del suelo de cimentación en el valor de K_1 .

Predicción de asentamientos mediante ensayos de placa de carga: Estos se deben realizar en estratos representativos del suelo o terreno de fundación de la cimentación real. Estas se ejecutan a diferentes profundidades y ubicaciones, con la debida consideración del nivel freático.

Para usar los resultados de ensayos de placa de carga en la predicción de asentamientos, es necesario extrapolar dichos resultados a los tamaños naturales de los cimientos. (Terzaghi y Peck, 1948) propusieron la siguiente relación entre el asentamiento de un cimiento de ancho B y el asentamiento de una placa cuadrada de 0.30m de lado, ambos soportando una misma presión de fundación.

$$\frac{\delta_B}{\delta_b} = \left(\frac{2B}{B + 0.3}\right)^2 \quad (1.50)$$

Método de Burland y Burbridge: Desarrollaron un método empírico indirecto con base en correlaciones, entre valores promedio de la resistencia a la penetración estándar y el asentamiento de cimentaciones reales entre mas de 200 casos reales; que usar correlaciones únicas y directas entre valores individuales del N_{SPT} y módulos del suelo granular. Estableciendo la siguiente relación para el cálculo del asentamiento en suelos granulares.

$$S = f_s f_l f_t \left[\left(q'_n - \frac{2}{3} \sigma'_0 \right) x B^{0.7} I_c \right] \quad (1.51)$$

f_s = Factor de forma:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right)^2 \quad (1.52)$$

f_l = Factor de profundidad:

$$Z_f = 0.9352 B^{0.796} \quad f_l = \frac{H}{Z_1} \left(2 - \frac{H}{Z_1} \right) \quad (1.53)$$

f_t = Factor de tiempo:

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \text{Log} \left(\frac{t}{3} \right) \right) \quad (1.54)$$

Donde:

H= Espesor del estrato compresible.

t = Tiempo ($t \geq 3$ años)

R= Relación de fluencia (0.2 para cargas estáticas y 0.8 cargas fluctuantes)

R_3 = Asentamiento que depende del tiempo (0.3 para cargas estáticas y 0.7 cargas fluctuantes)

q'_n =Presión neta (KN/m^2)

σ'_0 = Presión de sobrecarga efectiva (KN/m^2)

B y L = Dimensiones de cimentación

I_c = Índice de compresibilidad (Fig. 1.12)

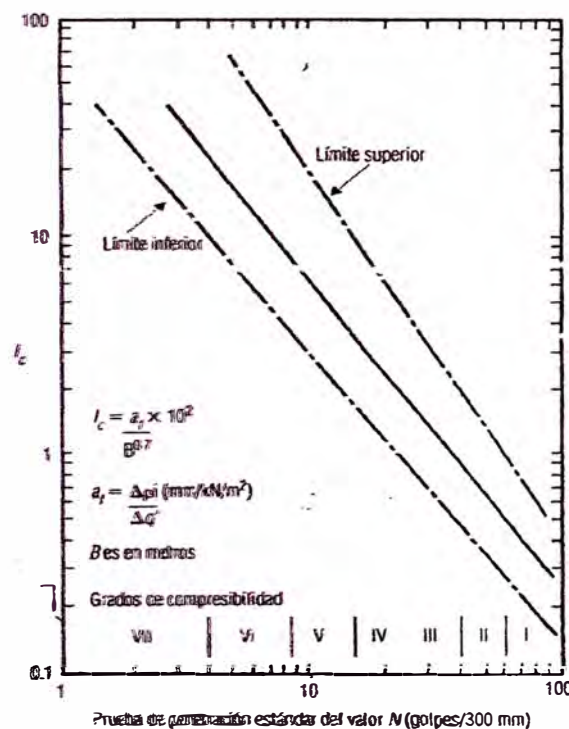


Fig. 1.12: Valores índice de compresibilidad para suelos granulares (Ref. Delgado Vargas, 1996)

Métodos edométricos: Se basa en la hipótesis de que el comportamiento de las capas compresibles en el terreno es similar al comportamiento de las muestras confinadas lateralmente en el anillo del edómetro, es decir, las deformaciones horizontales se suponen nulas y solo tienen significado las deformaciones verticales.

Método de Schultze y Meltzer (1,965): Establecieron una correlación aproximada entre el modulo de deformación del suelo (E) y N_{SPT} , las cuales pueden ser usadas para el calculo del asentamiento inmediato de cimentaciones sobre suelos granulares.

$$E = \frac{1}{m_v} = \mu (\sigma_0)^{0.522} \quad (\text{kg / cm}^2) \quad (1.55)$$

Donde:

$$u = 246.2 \log(N) - 263.4 \sigma_0 + 375.6 \pm 57.6$$

Valido para: $0 < \sigma_0 < 1.2 \text{ kg/cm}^2$

σ_0 = Presión vertical efectiva de sobrecarga

La correlación es válida para arenas por encima del N.F.

El asentamiento total inmediato, S_i , será:

$$S_i = qB \left(\frac{1 - \mu^2}{E} \right) I_{st} \quad (1.56)$$

Para suelos granulares gruesos se recomienda $u=0.15$ y granulares finos $u=0.25$.

Métodos elásticos: La aplicación de estas soluciones elásticas requiere la selección de módulos de deformación, o modulos de Young (E), para condiciones drenadas en el caso de suelos granulares. Generalmente se usan correlaciones empíricas correspondientes a ensayos de SPT y ensayos de cono estático, etc.

Método de D' Appolonia (1,970): Calcula el asentamiento bajo la hipótesis de que el suelo granular (arena), es un sólido elástico, homogéneo e isótropo. Para ello se establecieron correlaciones, obtenidos con base en asentamientos medidos de zapatas en arena, entre el valor de $E/(1-u^2)$ y el N_{SPT} , en un espesor de capa igual al ancho de la cimentación B, medido a partir del nivel de desplante.

$$\text{Arenas Normalmente consolidadas: } \frac{E}{1 - \mu^2} (\text{kg / cm}^2) = 209 + 8.9 N \quad (1.57)$$

Para $u=0.25$ entonces: $E (\text{kg/cm}^2) = 196 + 8.3N$

$$\text{Arenas sobre consolidadas: } \frac{E}{1 - \mu^2} (\text{kg / cm}^2) = 473 + 11.9 N \quad (1.58)$$

Para $u=0.25$ entonces: $E (\text{kg/cm}^2) = 443 + 11.2N$

Estos módulos elásticos, se usaran para determinar el asentamiento inmediato de cimentaciones sobre suelos granulares (arenosos)

Métodos semiempíricos: A diferencia de las cimentaciones sobre depósitos homogéneos de arcilla, que permiten el uso de modelos elásticos simples para

determinar con cierto éxito el asentamiento inmediato. En cimientos sobre arena no ha sido posible elaborar modelos con base teórica simple en la mecánica de sólidos; desarrollándose mas bien modelos con carácter semi empírico, basado en el comportamiento real de cimentaciones observados en el terreno y modelos de laboratorio.

Método de Schmertmann (1,970): Propuso un enfoque diferente para usar las pruebas de penetración con cono estático en el calculo de asentamientos en suelos granulares (arena). Se basa en que la distribución de la deformación vertical bajo el centro de un cimiento de ancho B, cimentado en arena uniforme, y que la máxima deformación se presenta a una profundidad relativa cercana a B/2.

Para obtener el asentamiento correspondiente a una profundidad de cimentación, Schmertmann propuso utilizar una sumatoria, ajustada empíricamente, de asentamientos de capas homogéneas seleccionadas convenientemente.

$$S = C_1 C_2 \Delta q \sum \left(\frac{I_z}{E} \right) \Delta z_i \quad (1.59)$$

Donde:

Δq = Incremento de la presión efectiva, sobre la presión de sobrecapa, a nivel de cimentación.

Δz_i = Espesor de la capa i en consideración.

I_z = Factor de influencia por deformación, de la distribución 2B-0.6

E = Modulo de deformación del suelo en la mitad de la capa i.

C_1, C_2 = Factores empíricos, indicados a continuación.

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{\sigma'_o}{\Delta q} \right) > 0.5 \quad C_2 = 1 + 0.2 \text{Log} \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad (1.60)$$

Donde:

σ'_o = Presión inicial efectiva de sobrecapa a nivel de cimentación.

Δq = Presión neta de cimentación.

t = Periodo en años para el cual se calcula el asentamiento.

El modulo de Young (E), se calcula con la siguiente expresión:

$$E = \alpha q_c \quad (1.61)$$

q_c = Resistencia a la penetración del cono holandés (CPT) (kgf/cm²)

Schmertmann y Hartmann (1978) recomiendan, para condiciones:

Axisimétricas: $\alpha = 2.5$

Deformación plana: $\alpha = 3.5$

El Manual canadiense de ingeniería de cimentaciones, sugiere:

$\alpha = 1.5$ (Para limos y arena) $\alpha = 2.0$ (Para arena compacta)
 $\alpha = 3.0$ (Para arena densa) $\alpha = 4.0$ (Para arena y grava)

Modificaciones de 1,978: Schmertmann y Hartmann (1,978) y Schmertmann (1,978) introdujeron varias modificaciones al método de 1,970. En la Fig. 2.13, muestra el diagrama de influencia por deformación modificado, en la que se puede apreciar que la profundidad donde el valor de influencia por deformación alcanza su máximo valor es $B/2$ para el caso de condición axisimétrica y B para el caso de deformación plana. El máximo valor del factor de influencia es al menos de 0.5 más un incremento, relativo a la presión vertical efectiva de sobrecapa, a la profundidad del máximo valor, según la siguiente ecuación:

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\Delta q}{\sigma'_{vp}}} \quad (1.62)$$

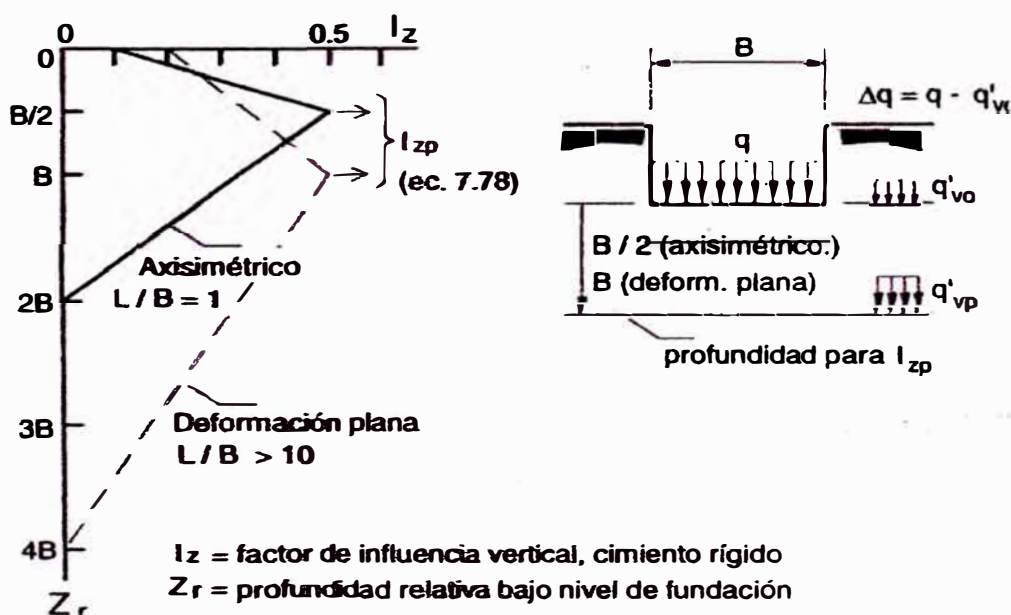


Fig. 1.13: Diagramas modificados de los factores de influencia por deformación (Ref. Delgado Vargas, 1996)

El método es apropiado para arenas normalmente cargadas, siempre que la capacidad portante de la arena sea la adecuada. Si la arena ha sido predeformada por cargas previas, entonces el asentamiento real resulta grandemente sobreestimado con el uso de este método.

1.3 Suelos especiales para cimentación

Algunos suelos, aunque se encuentran sujetos a cargas externas constantes, presentan grandes cambios de volumen al cambiar su contenido de agua. Entre los suelos especiales podemos mencionar a los suelos colapsables y los suelos expansivos, que llegan a causar grandes asentamientos diferenciales en las estructuras debido a un excesivo asentamiento o levantamiento. Problemas similares también surgen cuando las cimentaciones se construyen sobre suelos orgánicos, rellenos sanitarios o suelos heterogéneos.

1.3.1 Suelos colapsables

Estos suelos son aquellos que sin llegar a saturarse, sufren un reajuste radical de sus partículas y una gran pérdida de volumen por humedecimiento con o sin carga. Este humedecimiento proviene de varias fuentes como; tuberías rotas de agua, drenajes con fugas, incremento lento del nivel freático, etc.

Tipos de depósitos colapsables

Entre los suelos que se comportan de esta manera están los loes, las arenas arcillosas, en las que la arcilla sirve simplemente como un cementante, las arenas sueltas cementadas por sales solubles; se incluyen también suelos residuales que provienen del granito en condiciones de meteorización. Así como las avenidas aluviales, abanicos, flujos de lodo, depósitos coluviales y tufos volcánicos las cuales tienen altas relaciones de vacíos, pesos específicos bajos.

Reconocimiento de suelos colapsables

Según parámetros físicos: (Gibbs, 1963) propuso el uso de la densidad seca natural y el límite líquido como criterio para predecir el colapso. Este método se basa en la premisa de que el suelo que tiene suficiente espacios vacíos para retener una humedad equivalente a su límite líquido en saturación, es susceptible a colapsar en estado sumergido, para un valor promedio de $G_s=2.65$. En la **Tabla 1.4**, se muestran los pesos específicos secos límites para un determinado límite líquido. Para cualquier suelo con un límite líquido dado, si su peso específico seco natural es menor que el peso específico límite de la tabla, es probable que el suelo colapse.

Tabla 1.4
Información de campo

Limite Liquido (%)	Peso específico seco (Tn/m ³)
10	2.056
15	1.860
20	1.699
25	1.564
30	1.448
35	1.349
40	1.262
45	1.186

Ref. Curso Taller. Mecánica de suelos y exploración Geotécnica, 1999.

Según ensayos de laboratorio: Mediante el ensayo de colapso (ASTM D-5333), se puede calcular el potencial de colapso de un suelo determinado. Con esta prueba se determina las relaciones de vacío (e_1 y e_2) antes y después de la saturación. Calculándose el potencial de colapso (C_p) con la siguiente expresión.

$$C_p = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100$$

Donde:

e_0 = Relación de vacíos inicial natural del suelo

Δe = Variación de la relación de vacíos

La evaluación del suelo colapsable será de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 1.5
Relación entre Potencial de colapso y su severidad

C_p (%)	Severidad del problema
0 – 1	Ninguno
1 – 5	Leve
5 – 10	Moderado
10 – 20	Severo
> 20	Muy severo

Ref. Curso Taller. Mecánica de suelos y exploración Geotécnica, 1999.

Diseño de cimentaciones sobre suelos colapsables

- Se recomienda el uso de cimentaciones conectadas en los dos sentidos, formando una estructura rígida.
- Con cimentaciones compensadas se puede reducir los desplazamientos verticales y ganar mayor capacidad de carga.
- Se puede emplear cimentaciones piloteadas para atravesar el depósito de suelo colapsable.

Tratamiento de los suelos colapsables

Compactación: Para estabilizar un estrato de suelo entre 0.00m a 1.50m. Se recomienda el humedecimiento y compactación por medio de equipos extrapesados o con la caída de pizones. Con lo que se logra el incremento en la densidad seca del suelo y también de la resistencia a la penetración estándar.

Estabilización química: Esta se realiza con inyecciones de silicato de sodio y bióxido de carbono.

1.3.2 Suelos expansivos

Son suelos que presentan un incremento del volumen debido al aumento del contenido de agua, por el cambio de la carga hidráulica a causa de las presiones intersticiales negativas. Así como también sufre una disminución de volumen o contracción con la pérdida del agua; otros comportamientos mecánicos que presentan estos suelos son el desarrollo de presiones cuando esta confinada y no puede expandirse, además de la disminución de la resistencia al corte y de la capacidad de carga al expandirse.

Tipos de depósitos expansivos

Los suelos que tienen este comportamiento expansivo o de contracción, generalmente son las arcillas. Debido a que por su baja permeabilidad, estas retienen la humedad por un periodo de tiempo más prolongado, ya que drenan el agua muy lentamente. Dando lugar a cambios periódicos de humedad dentro de la llamada zona activa.

Reconocimiento de suelos expansivos

Método de identificación mineralógica: La composición mineralógica de los suelos expansivos tiene influencia en el potencial de su hinchamiento, la carga eléctrica negativa de la superficie de los minerales, la fuerza de enlace entre ellos y la capacidad de cambio de cationes contribuyen a la expansión de las arcillas. La capacidad de absorción de agua de algunos minerales, como la *motmorillonita*, es otro factor determinante en el potencial de expansión. Por lo tanto la identificación de estos materiales a través de difracción de rayos X, etc., nos permite determinar dicho potencial.

Método Indirecto: De una manera general, el potencial expansivo de un suelo se relaciona con su índice de plasticidad. Las arcillas expansivas, tienen límites líquidos e índices de plasticidad, mayores a 40 y 15, respectivamente. En la

Tabla 1.6, 1.7 y 1.8; se presentan varios grados de capacidad expansiva y los intervalos correspondientes del índice de plasticidad.

Tabla 1.6
Relación del potencial de expansión y el índice de plasticidad (Seed, Woodward y Lundgren, 1962)

IP (%)	Potencial de expansión
0 – 15	Bajo
10 – 35	Medio
20 – 55	Alto
> 55	Muy alto

Ref. Curso Taller: **Mecánica** de suelos y exploración Geotécnica, 1999.

Tabla 1.7
Relación del grado de expansión y el límite de contracción (Attermeier, 1965)

LC (%)	Grado de expansión
< 10	Critico
10 12	Marginal
> 12	No critico

Ref. Curso Taller: **Mecánica** de suelos y exploración Geotécnica, 1999.

Tabla 1.8
Relación del potencial de expansión y el índice de contracción (Ranganathan, 1965)

IC (%)	Potencial de expansión
0 – 20	Bajo
20 – 30	Medio
30 – 60	Alto
> 60	Muy alto

Ref. Curso Taller: **Mecánica** de suelos y exploración Geotécnica, 1999.

Método directo: Son los métodos mas confiables para determinar el potencial y la presión de hinchamiento de los suelos, las cuales pueden ser realizadas en campo o en laboratorio.

a) El método de campo se basa en una prueba de carga de expansión, donde se trata de encontrar la presión de expansión para un cierto cambio de volumen.

b) En laboratorio se pueden llevar a cabo ensayos sencillos con un odómetro sobre especímenes no alterados. Dos pruebas comunes son la de *expansión no restringida*, la cual consiste en agregar agua al espécimen y medir el aumento del volumen o altura cuando alcanza el equilibrio y la de *presión de expansión o expansión controlada*, la cual consiste en aplicar una presión de sobrecarga, aproximadamente la misma que la cimentación transmitirá al suelo.

Diseño de cimentaciones sobre suelos expansivos

Si un suelo posee un alto potencial de expansión, deben tomarse precauciones que implican:

- a) Reemplazar el suelo expansivo bajo la cimentación, en el caso de que la profundidad activa sea poco profunda.
- b) Instalación de barreras y/o sistemas de drenaje alrededor de las cimentaciones.
- c) Reforzar las estructuras y/o construir estructuras que sean lo suficientemente flexibles para resistir el levantamiento diferencial del suelo sin fallar, o construir cimentaciones profundas aisladas debajo de la profundidad de la zona activa.
- d) En el caso de que el suelo posea un bajo potencial de expansión, deberán seguirse los procedimientos estándar de construcción.

Tratamiento de los suelos expansivos

Compactación: Cambiar la naturaleza del suelo expansivo mediante compactación controlada y prehumedecimiento, se logra casi el total del levantamiento antes de la construcción.

Estabilización química: Esta se realiza con inyecciones de cal o cemento.

1.3.3 Suelos orgánicos

Estos suelos se distinguen por la presencia de materiales fibrosos o esponjosos (Turbas), raíces, hojas y restos vegetales, etc., el olor a pudrición orgánica también es una característica, elevada humedad y coloración negruzca o grisácea. Se encuentran en zonas pantanosas y lacustres, antiguas albuferas, meandros abandonados de ríos, etc.

Estos suelos pueden ser de naturaleza limosa, arcillosa e incluso arenosa. Bajo la aplicación de cargas dan lugar a asentamientos importantes con el tiempo, por descomposición de la materia orgánica, consolidación y colapso.

Normalmente se deben tomar precauciones cuando el contenido de materia orgánica (Según UNE-7368, Contenido de materia orgánica-Método del agua oxigenada) supera el 10% en la zona de influencia de la cimentación y el empleo de soluciones especiales de cimentación por encima del 20%.

Los efectos son mas graves cuando el terreno orgánico esta por debajo del nivel freático o en la zona de oscilación del mismo.

No se aconseja cimentar sobre ellos, pues la descomposición de la materia orgánica da lugar a asentamientos. Además, de tratarse de suelos flojos y poco resistentes. Es necesario por tanto, substituirlos o atravesarlos con pilotaje o pilas, etc.

1.3.4 Rellenos sanitarios

Los rellenos sanitarios son una manera de disponer los desechos en la tierra sin poner en peligro la salud pública. Estos desechos pueden consistir de restos orgánicos, madera, papel, desechos fibrosos o de demolición como pedazos de ladrillo y concreto. La basura se humedece y compacta y luego se cubre con una capa de suelo, como se muestra en la Fig. 1.14. Como parte de la expansión de áreas densamente habitadas, la construcción sobre rellenos sanitarios se vuelve cada vez más común y peligrosa, debido a los gases venenosos (Metano), a los asentamientos excesivos y a una inherente baja capacidad de carga. Estos rellenos suelen sufrir grandes y continuos asentamientos durante largos periodos de tiempo.

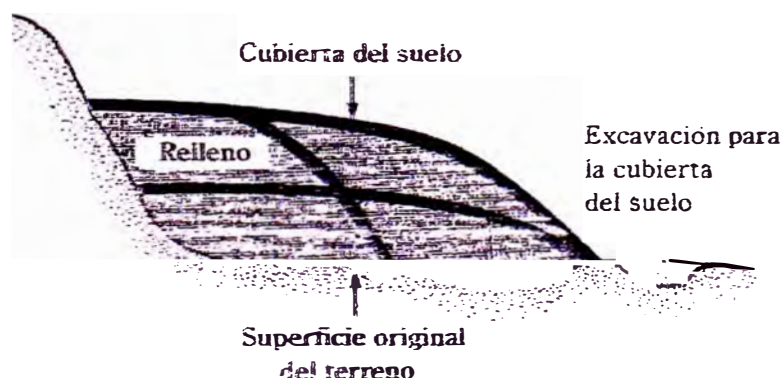


Fig. 1.14: Esquema de un relleno sanitario en proceso de construcción (Braja M. Das, 2001)

1.4 Cimentación sobre suelos heterogéneos

Algunos de los estratos que conforman el subsuelo pueden ser materiales bastantes resistentes e incompresibles, mientras que otros pueden ser

relativamente débiles y compresibles. En los siguientes sub ítems se estudiarán las clases más importantes de suelos heterogéneos.

1.4.1 Estratos blandos o sueltos sobre estratos firmes

Cuando la parte superior del subsuelo está compuesta de suelos blandos o sueltos, el carácter inadecuado de estos materiales es evidente y rara vez pasa inadvertida la necesidad de proporcionar un apoyo adecuado.

La decisión principal es que si puede o no usarse una cimentación convencional a base de zapatas o cimientos corridos. Esto puede determinarse calculando la capacidad de carga admisible del material superior, suponiendo que este se extiende a gran profundidad y estimando el asentamiento que se producirá por la consolidación de la parte blanda del depósito o la deformación que sufre el suelo granular suelto. Si la capacidad de carga admisible calculada es bastante pequeña o el asentamiento es demasiado grande, las cimentaciones convencionales quedarían fuera de consideración. Siendo una alternativa el uso de cimentación profunda en base de pilotes o pilas. Otra posibilidad es la de reducir por excavación el exceso de carga en el subsuelo o construir una cimentación flotante, esto es que la carga transmitida al terreno lo hace únicamente por efecto de rozamiento del fuste del pilote en el estrato blando.

1.4.2 Estrato compacto firme sobre depósito blando

No son tan evidentes como el caso anterior, pero las consecuencias de la presencia de un depósito blando a alguna profundidad debajo de estratos firmes, pueden ser perjudiciales e insalvables en el peor de los casos.

Si el depósito firme es relativamente delgado, la cimentación puede ejercer suficiente presión para hacer fallar al suelo blando subyacente. Aun si la capa firme superior es lo suficientemente gruesa como para evitar este tipo de falla, el asentamiento de la estructura debido a la consolidación del depósito blando puede ser excesivo.

Se puede estimar conservadoramente el factor de seguridad contra la falla a través del estrato firme, determinando las presiones en la frontera superior del estrato blando. La presión actuante máxima no debe exceder a la capacidad de carga admisible del material blando, determinado por los procedimientos típicos para cimentaciones superficiales.

Aun cuando no se exceda la carga de seguridad en el suelo blando que está debajo del estrato firme, el asentamiento de una cimentación puede ser

excesivo. Si el asentamiento calculado supera el admisible, debe adoptarse algunas soluciones, como las mencionadas en el ítem anterior.

Si el asentamiento calculado no es excesivo y si el estrato firme es lo suficientemente grueso para impedir una falla por falta de capacidad de carga, las cimentaciones pueden proyectarse como si el depósito blando no estuviera presente.

La presión de carga neta (P_n) de la superficie de la capa más débil se puede calcular conservadoramente considerando 1:2 (ó 30°) la dispersión de la carga a través de la capa rígida, como se muestra en la Fig. 1.15. Además, los valores calculados de P_1 , no deben exceder la capacidad de carga segura del estrato blando.

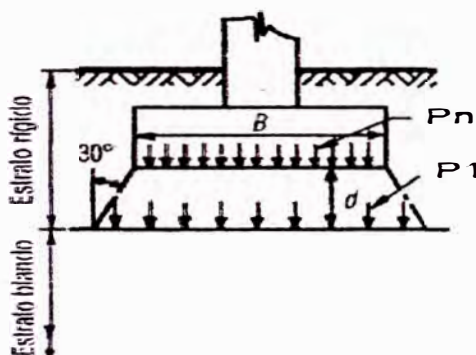


Fig. 1.15: Cimentación colocada en un estrato rígido que sobreyace a un estrato débil
(Ref. Peck-Hanson-Thornburn, 1996)

1.4.3 Estratos duros y blandos alternados

Si el depósito contiene varios estratos débiles, pueden hacerse cálculos de capacidad de carga y de asentamiento para cada uno de ellos. Si una estructura no puede apoyarse en una cimentación que esta desplantada cerca de la superficie del terreno, pueden usarse pilotes o pilas, para transmitir las cargas a uno de los estratos más firmes a suficiente profundidad, con la finalidad que proporcione una cimentación satisfactoria.

1.4.4 Depósitos irregulares

Si el subsuelo consiste en lentes y cuñas, rara vez es posible hacer una estimación precisa de la capacidad de carga y del asentamiento. Por lo que se aconseja determinar el carácter general del depósito por medio de varios sondeos de auscultación y pruebas de laboratorio. El objetivo es darse una idea del tamaño y distribución de los elementos más blandos del depósito y estimar la combinación más desfavorable de elementos que se pueda esperar; ya que pueden surgir problemas para las cimentaciones desde el punto de vista de asentamiento diferencial.

La estimación del asentamiento puede basarse en la suposición de que las condiciones más desfavorables, pueden ocurrir en la porción del subsuelo que esta sujeta a los esfuerzos mas elevados. En la Fig. 1.16, se muestran esquemas de algunas condiciones problemáticas que generan asentamiento diferencial y se indican su posible configuración y el efecto a una estructura en escala exagerada.

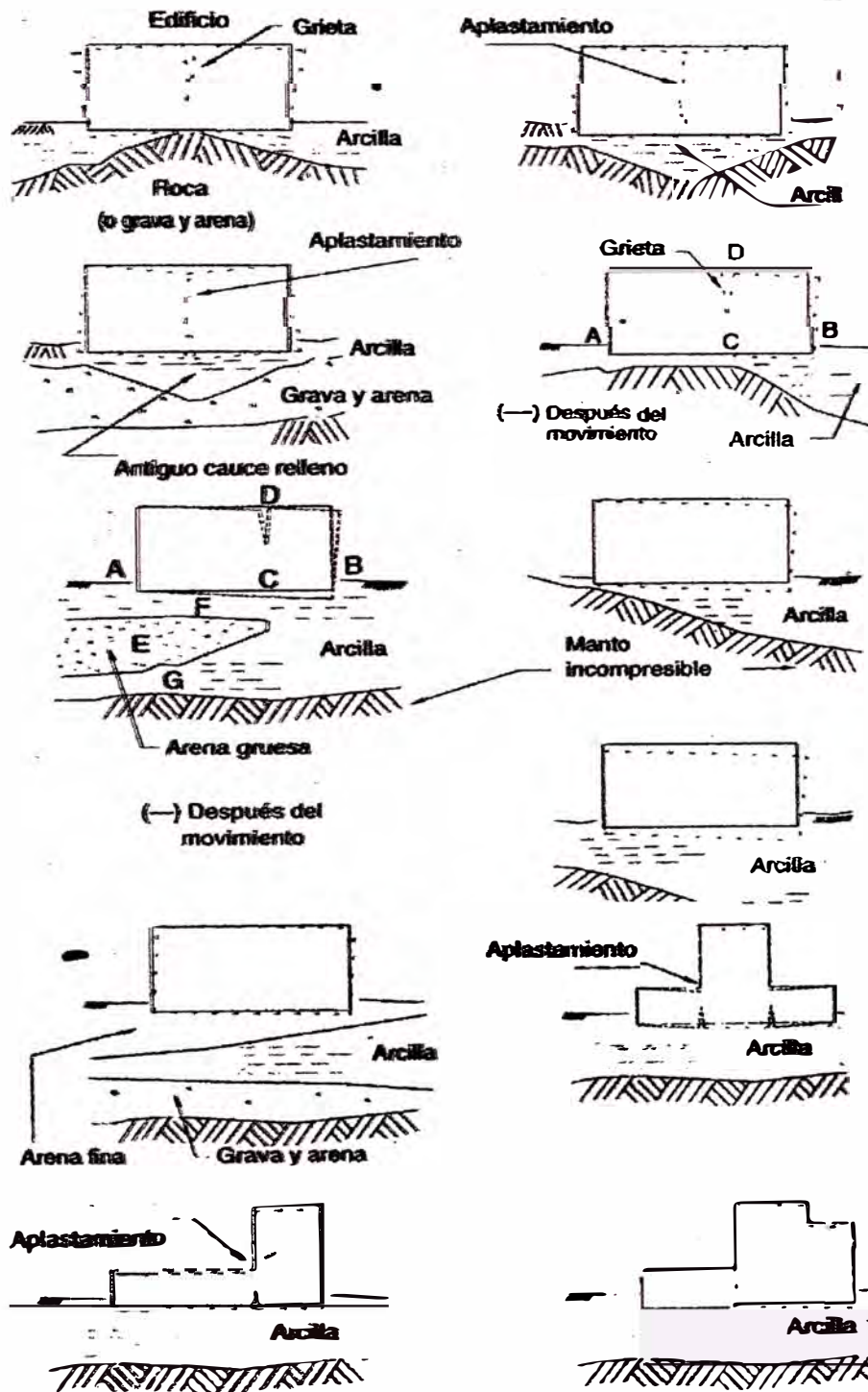


Fig. 1.16: Condiciones favorables a los asentamientos diferenciales (Ref. Delgado Vargas, 1996)

CAPITULO II

EVALUACIÓN DE LA MECÁNICA DE ROCAS

2.1 Generalidades

El comportamiento de los basamentos rocosos ante obras civiles, tales como la construcción de estructuras o excavaciones a cielo abierto o profundas, ha dado lugar a la mecánica de rocas. En este capítulo se abordará un conjunto de conocimientos ligado a las propiedades de las rocas, de varias técnicas para el análisis de esfuerzos en la roca bajo la acción de alguna perturbación impuesta y/o cargas y una metodología lógica para la aplicación de estas técnicas y principios a problemas físicos reales. Además, se presenta el método de la proyección estereográfica con la finalidad de determinar la dirección del buzamiento y el buzamiento de las familias de discontinuidades; para luego en base a estos resultados se realice el análisis de estabilidad de taludes, para los diferentes tipos de falla.







2.2 Resistencia al cortante de rocas

La resistencia al cortante de macizos rocosos se analiza asumiendo que la roca se comporta de acuerdo a Mohr Coulomb. La roca puede ser intacta o fracturada. Para ensayos de roca intacta se utiliza comúnmente el ensayo de compresión simple o confinada, en el cual se obtiene un valor de la cementación o cohesión, aunque existen formas de determinar el ángulo de fricción y cohesión de las rocas.

Como la resistencia al cortante de la roca intacta no es lineal, las características de resistencia dependen del nivel de fuerza normal. La compresión uniaxial es quizás, el ensayo más apropiado para la caracterización de rocas ígneas intactas.

Otro ensayo utilizado en algunos casos es el de Compresión Triaxial. Sin embargo, la estabilidad de los taludes en roca fracturada depende generalmente, de la resistencia a lo largo de las discontinuidades y por lo tanto se debe hacer esfuerzos por ensayar muestras a lo largo de las fracturas, juntas o planos de estratificación.

Tabla 2.1
Resumen de características de la masa rocosa, métodos de ensayo y consideraciones teóricas

Descripción	Características de resistencia	de Ensayos de resistencia	Consideraciones teóricas
 Roca intacta	Comportamiento frágil, elástico y generalmente isotrópico	Ensayos triaxiales de especímenes cilíndricos, relativamente simples y baratos, los resultados son usualmente confiables	El comportamiento de rocas elásticas e isotrópicas es adecuadamente entendida en la mayoría de aplicaciones prácticas
 Roca intacta con una discontinuidad inclinada simple	Altamente anisotrópicos dependiendo de la resistencia al corte e inclinación de la discontinuidad	Ensayos triaxiales difíciles y costosos. Preferible ensayos de corte directo. Requiere cuidadosa interpretación de resultados.	Adecuado entendimiento del comportamiento de las discontinuidades, en la mayoría de las aplicaciones prácticas
 Roca masiva con pocas sistemas de discontinuidades	Anisotrópico, dependiendo de la resistencia al corte de las discontinuidades	Ensayos de laboratorio muy difíciles a causa de la perturbación de la muestra y limitaciones de tamaño del equipo.	El comportamiento de la interacción de bloques complejos en masas rocosas realmente diaclasadas es pobremente entendida
 Masa rocosa severamente diaclasada	Razonablemente isotrópica, altamente dilatante a bajos niveles de esfuerzos con rotura de partículas a altos niveles de esfuerzos	Ensayos triaxiales de muestras representativas extremadamente difíciles a causa la perturbación de la muestra.	Pobre entendimiento del comportamiento del interlazamiento angular de piezas rocosas.
 Relleno rocoso compacto o conglomerado débilmente cementado	Razonablemente isotrópica, menos dilatante y menor resistencia que la roca in-situ debido a la destrucción de la fábrica	Ensayos triaxiales simples pero costosos debido al equipo grande requerido para acomodar la muestra	Comportamiento razonablemente bien entendido a partir de los estudios de mecánica de suelos con materiales granulares
 Roca estéril suelta o gravas	La mala compactación y gradación permite el movimiento de las partículas resultando en movilidad y baja resistencia.	Ensayos triaxiales o de corte directo, simples pero costosos, debido al gran tamaño del equipo	Para la mayoría de las aplicaciones, el comportamiento de la roca estéril y gravas flojamente compactadas, es entendida adecuadamente.

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001.

2.2.1 Criterio de rotura de Hoek & Brown (Resistencia de la roca intacta)

Vasta información publicada durante los pasados 50 años. En base a la revisión de esta información y a su experiencia, Hoek & Brown (1,980) propusieron el siguiente criterio empírico de falla para la roca intacta.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (2.1)$$

Siendo:

σ'_1 y σ'_3 = Esfuerzos principales efectivos, mayor y menor en la rotura

σ_{ci} = Resistencia a compresión uniaxial del material intacto

m y s = Constantes del material (s=1, para roca intacta)

El valor de σ_{ci} debería ser determinado mediante ensayos de laboratorio sobre especímenes de aproximadamente 50mm de diámetro y 100mm de longitud.

Cuando las restricciones de tiempo o presupuesto no permitan llevar a cabo un programa de ensayos triaxiales, los valores de las constantes σ_{ci} y m_i pueden ser estimados a partir de las Tablas 2.2 y 2.3.

Tabla 2.2
Estimación de campo de la resistencia compresiva uniaxial σ_c

Grado*	Término	Resis comp. Uniaxial (MPa)	Índice de Carga Puntual (MPa)	Estimación de la resistencia	Ejemplos.**
P6	Extremadamente fuerte	> 250	< 10	El material rocoso solo se astilla con golpes repetidos del martillo, resuena cuando es golpeado	Basalto fresco, chert, diabasa gneis, granito, cuarcita
R5	Muy fuerte	100 - 200	4 - 7	Requiere varios golpes con el martillo de geólogo para romper especímenes de roca intacta	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneis, granodiorita, caliza, mármol, riolita, tufo.
R4	Fuerte	50 - 100	2 - 4	Especímenes sujetos con la mano pueden romperse con un simple golpe con el martillo de geólogo	Caliza, mármol, filita, arenisca, esquisto, pizarra
R3	Medianamente fuerte	25 - 50	1 - 2	Un golpe firme con el pico del martillo indenta la roca hasta 5 mm, el cuchillo raya la superficie	Lutita, carbón, concreto, esquisto, pizarra, limolita
R2	Débil	5 - 25	***	El cuchillo corta el material pero es suficientemente duro para moldear especímenes para ensayos triaxiales	Yeso, sal de roca, potasio
R1	Muy débil	1 - 5	***	El material se desmorona con un golpe firme con el pico del martillo, puede ser labrado con el cuchillo	Roca altamente intemperizada o alterada
R0	Extremadamente débil	0.25 - 1	***	Indentado por la uña del pulgar	Panizo

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001.

Tabla 2.3
Valores de la constante m_i para rocas intactas

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura			
			Grueso	Mediano	Fino	Muy fino
Sedimentaria	Clástica		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Lutita 4
			← Grauvaca (18) →			
	No-clástica	Orgánica	← Greda →			
			← Carbón (8 - 21) →			
		Carbonatada	Brecha (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
			Química	Yeso 16	Anhidrita 13	
Metamórfica	No foliada	Mármol 9	Hornfels (19)	Cuarcita 24		
	Ligeramente foliada	Migmatita (30)	Anfibolita 31	Milonita (6)		
	Foliada*	Gneis 33	Esquisto (10)	Filita (10)	Pizarra 9	
Ígnea	Transparente		Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)		Dacita (17)	
	Opaca		Diorita (28)		Andesita 19	
			Gabro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)	
			Norita 22			
Tipo extrusiva proclástica		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Tufo (15)		

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001.

Nota: Los valores en paréntesis son estimados.

Hoek también introdujo el concepto de criterio de Hoek-Brown Generalizado, en el que la forma de la curva de la tensión principal o la envolvente de Mohr podría ajustarse por medio de un exponente variable, a , en lugar del exponente 0.5 de la ecuación 2.1.

Además de los cambios en las ecuaciones, también se reconoció que el RMR de Bieniawski no era adecuado como vehículo para relacionar el criterio de rotura con las observaciones geológicas en campo, particularmente para macizos rocosos muy débiles. Ello condujo a la introducción del Índice de Resistencia Geológica, GSI (Geological Strength Index) por Hoek. Este índice fue posteriormente extendido a macizos rocosos débiles.

A continuación presentamos la secuencia de cálculos para la aplicación del criterio de Hoek y Brown Generalizado a macizos rocosos diaclasados.

2.2.2 Criterio de rotura de Hoek & Brown generalizado (Resistencia de la roca diaclasada)

El criterio de falla original de Hoek & Brown fue publicado en 1,980 y basado en la experiencia del uso de este criterio en un número de proyectos, se publicó una versión actualizada en 1,988 (Hoek & Brown, 1988) y en 1,992 se publicó un criterio modificado (Hoek et. al., 1992).

La forma más general del criterio de Hoek & Brown, que incorpora tanto la forma original como la modificada, esta dada por la ecuación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.2)$$

Donde:

m_b = Valor de la constante m para la masa rocosa

s y a = Constantes que dependen de las características de la masa rocosa

σ_{ci} = Resistencia compresiva uniaxial de las piezas de roca intacta

σ'_1 y σ'_3 = Esfuerzos efectivos principales axial y confinante

Para masas rocosas de mala calidad, la masa rocosa no tiene resistencia a la tracción o "cohesión" y los especímenes fallarán sin confinamiento. Para tales masas rocosas, es más apropiado este criterio modificado y este es obtenido haciendo $s=0$, lo cual no da la siguiente expresión:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} \right)^a \quad (2.3)$$

Esta última expresión no es de valor práctico a menos que los valores de las constantes del material m_b , s y a puedan ser estimados de alguna manera.

(Hoek y Brown, 1988) sugirieron que estas constantes podrían ser estimadas a partir de la versión de 1,976 de la *valoración de la masa rocosa* (RMR) de Bieniawski, asumiendo condiciones completamente secas y orientaciones muy favorables de las juntas.

Este proceso es aceptable para masas rocosas con RMR mayores de 25, pero no trabaja para masas rocosas de muy mala calidad ($RMR_{\min}=18$) valor mínimo que puede adoptar.

A fin de superar esta limitación, se introduce un nuevo índice llamado **Índice de resistencia geológica (GSI)**. Los valores de GSI varían desde cerca de 10, para masas rocosas extremadamente malas, hasta 100 para la roca intacta.

Las relaciones entre m_b/m_i , s y a y el índice de resistencia geológica (GSI) son como siguen:

Para $GSI > 25$: ($D=0$)

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad a = 0 \quad (2.4)$$

D es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados.

Para $GSI < 25$:

$$s = 0 \quad a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (2.5)$$

En términos del criterio de falla de Mohr-Coulomb, se estima un conjunto equivalente de parámetros de cohesión y fricción para valores de Hoek y Brown dados, la cual puede hacerse utilizando una solución publicada por (Balmer, 1952), en la cual los esfuerzos normales y de corte son expresados en términos de los correspondientes esfuerzos normales como sigue:

$$\tau = (\sigma_n - \sigma_3) \sqrt{\left(\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3}\right)} \quad \sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\left(\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3}\right) + 1} \quad (2.6)$$

Para $GSI > 25$, cuando $a=0.5$:

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} = 1 = \frac{m_b \sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (2.7)$$

Para $GSI < 25$, cuando $a=0$:

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} = 1 + a \cdot (m_b)^a \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c}\right)^{a-1} \quad (2.8)$$

Una vez calculado un conjunto de valores (σ_n, τ) , se puede calcular mediante análisis de regresión lineal, valores promedio de la **cohesión "c"** y del **ángulo de fricción interna "φ"**, en la cual el mejor ajuste de la línea recta es calculado para el rango de pares (σ_n, τ) .

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\phi) \quad (2.9)$$

Uso de las clasificaciones de la masa rocosa (RMR) para la estimación del

GSI: Asumiendo que la masa rocosa esta completamente seca y al valor del agua subterránea se debe asignar una valoración de 10, según (Bieniawski, 1976) y 15 según (Bieniawski, 1989). También se deberá asumir que la orientación de juntas corresponde a una condición muy desfavorable y el valor de ajuste por orientación de juntas será cero (0). La valoración final, llamada RMR_{76}' y RMR_{89}' , pueden ser utilizadas para estimar el valor de GSI:

Para $RMR_{76}' > 18$: $GSI = RMR_{76}' \quad (2.10)$

Para $RMR_{89}' > 23$: $GSI = RMR_{89}' - 5 \quad (2.11)$

Para $RMR_{76}' < 18$ y $RMR_{89}' < 23$: No se puede utilizar la clasificación de Bieniawski de 1976 ni 1989, para estimar el GSI, en cambio se deberá utilizar el valor de Q' de Barton, Lien y Lunde.

$$GSI = 9 \ln(Q') + 44 \quad (2.12)$$

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (2.13)$$

Donde:

RQD = Designación de la calidad de la roca

J_n = Número de sistemas de juntas

J_r = Número de la rugosidad de las juntas

J_a = Número de alteración de las juntas

Q' = Índice de calidad tunelera modificada


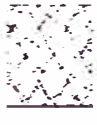


Notar que el valor mínimo de Q' es 0.0208, el cual da un valor de GSI de aproximadamente 9, para una falla con relleno de arcilla o zona de corte potente.

Cuando usar el criterio de falla Hoek & Brown: Cuando en una masa rocosa ocurren dos sistemas de juntas, el criterio de Hoek & Brown puede ser utilizado con extremo cuidado, a condición que ninguno de los sistemas de juntas tenga influencia dominante sobre el comportamiento de la masa rocosa.

Cuando ambos sistemas están frescos, rugosos y no intemperizados y cuando sus orientaciones, son tales que no hacen probables las fallas de cuñas locales, así como los casos para masas rocosas severamente fracturados, en las cuales ocurren muchas diaclasas; el criterio de falla de Hoek & Brown puede ser aplicado y se puede utilizar la Tabla 2.4, para estimar los parámetros de resistencia.

Tabla 2.4

Estimación de parámetros de resistencia y elásticos para el criterio de falla generalizado de Hoek & Brown

CRITERIO GENERALIZADO DE HOEK-BROWN		CONDICION DE LA SUPERFICIE		MUY BUENA		BUENA		REGULAR		MALA		MUY MALA	
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c (m_b (\sigma_3' / \sigma_c) + s)^a$		Muy rugosa, superficie no intemperizada		Rugosa, superficies ligeramente intemperizadas y manchadas		Lisa, superficies moderadamente intemperizadas o alteradas		Espeso de falla, superficies muy intemperizadas con cobertura compacta o relleno que contiene fragmentos rocosos angulares		Espeso de falla, superficies altamente intemperizadas con cobertura o relleno de arcilla suave			
σ_1' = esfuerzo efectivo principal máximo en la falla													
σ_3' = esfuerzo efectivo principal mínimo en la falla													
σ_c = resistencia compresiva uniaxial de las piezas de roca intacta													
m_b y a son las constantes de la composición, estructura y condiciones superficiales de la masa rocosa													
ESTRUCTURA													
	BLOQUEADA – muy bien entrelazado masa rocosa no disturbada consistente de bloques cúbicos formados por tres sistemas de discontinuidades ortogonales	ma/mi	0.60	0.40	0.26	0.16	0.08	0.04	0.03	0.01	0.004	0.002	0.001
		s	0.190	0.062	0.015	0.003	0.001	0.0003	0.0001	0.00003	0.00001	0.000003	0.000001
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
		Em	75000	40,000	20,000	9,000	5,000	2,500	1,000	500	250	125	62
		Y	0.2	0.2	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
		GSI	85	75	62	48	38	25	20	15	10	8	6
	MUY BLOQUEADO – entrelazado, Masa rocosa parcialmente disturbada, con bloques angulares de varias caras formados por cuatro o mas sistemas de discontinuidades	ma/mi	0.40	0.29	0.16	0.1	0.07	0.04	0.03	0.02	0.01	0.007	0.005
		s	0.062	0.021	0.003	0.001	0.0003	0.0001	0.00003	0.00001	0.000003	0.000001	0.0000003
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
		Em	40,000	24,000	9,000	5,000	2,500	1,000	500	250	125	62	31
		Y	0.2	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
		GSI	75	65	48	38	25	20	15	10	8	6	4
	BLOQUEADA/SEAMY- plegada y fallada con intersección de muchas discontinuidades, formando bloques angulares	ma/mi	0.24	0.17	0.12	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01	0.007	0.005
		s	0.012	0.004	0.001	0.0003	0.0001	0.00003	0.00001	0.000003	0.000001	0.0000003	0.0000001
		a	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
		Em	18,000	10,000	6,000	3,000	1,500	750	375	187	93	46	23
		Y	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
		GSI	60	50	40	30	20	15	10	8	6	4	3
	TRITURADA – pobremente entrelazada Masa rocosa severamente fracturada, con bloques angulares y redondeados	ma/mi	0.17	0.12	0.08	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01	0.007	0.005	0.003
		s	0.004	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		a	0.5	0.5	0.5	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90
		Em	10,000	6,000	3,000	2,000	1,000	500	250	125	62	31	15
		Y	0.25	0.25	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
		GSI	50	40	30	20	15	10	8	6	4	3	2

Nota 1: El módulo de deformación in-situ E_m es calculado a partir de la relación propuesta por Serafim y Pereira (1983). Las unidades de E_m están en MPa.

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001.

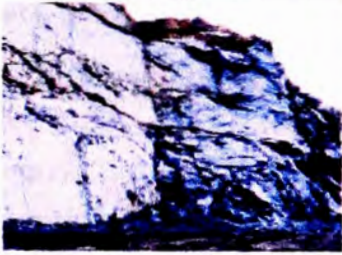

Modulo de deformación: Los módulos de deformación de macizos rocosos están dados por:

$$\sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa:} \quad E_m \text{ [GPa]} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (2.14)$$

$$\sigma_{ci} > 100 \text{ MPa:} \quad E_m \text{ [GPa]} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (2.15)$$

Obsérvese que la ecuación original propuesta por Hoek y Brown ha sido modificada por la inclusión del factor D, para tener en cuenta los efectos de los daños de las voladuras y la relajación de esfuerzos, en la **Tabla 2.5**, se da una guía para estimar el valor D.

Tabla 2.5
Valores estimados para el factor de alteracion D

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.	<i>D</i> = 0.7 Good blasting <i>D</i> = 1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	<i>D</i> = 1.0 Production blasting <i>D</i> = 0.7 Mechanical excavation

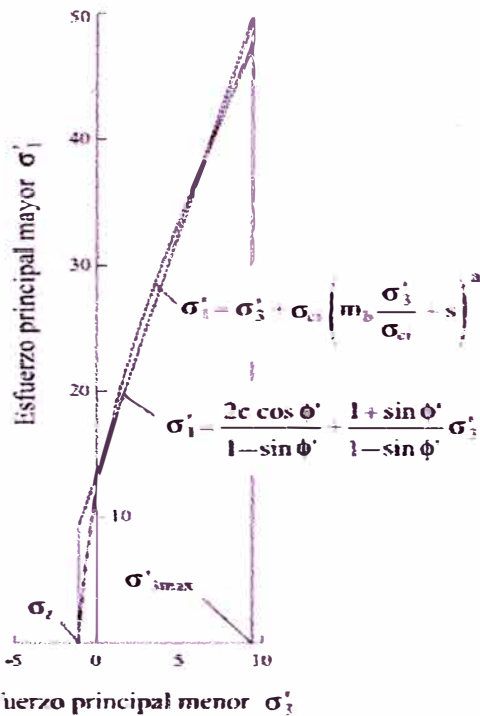
Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001.

2.2.3 Criterio de Mohr – Coulomb

Dado que mucho software geotécnico está aun escrito en términos del criterio de rotura de Mohr - Coulomb, es necesario determinar los ángulos de fricción y las resistencias cohesivas para cada macizo rocoso e intervalo de esfuerzos. Esto se hace ajustando una relación lineal media a la curva generada a partir de la ecuación original dado por Hoek y Brown, para un intervalo de esfuerzo principal menor definido por $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{3max}$, tal como se ilustra en la **Fig. 2.1**.

La resistencia al corte de Mohr-Coulomb τ , para un esfuerzo normal dado σ'_n , se encuentra sustituyendo estos valores de c' y ϕ' en la ecuación:

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan(\phi') \quad (2.16)$$



$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

siendo $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$.

Fig. 2.1: Relaciones entre esfuerzos principales mayores y menores para el criterio de Hoek y Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb (Ref. Curso: Mecánica de rocas FIGMM-UNI, 2001)

Determinación de σ'_{3max} : Obsérvese que el valor de σ'_{3max} , es el límite superior del esfuerzo de confinamiento sobre el que se ha considerado la relación de los criterios de Mohr- Coulomb y de Hoek-Brown, ha sido determinado para cada caso individual. A continuación se presentan pautas para tomar valores de σ'_{3max} , para el caso de taludes.

Taludes: Donde el factor de seguridad calculado, la forma y ubicación de la superficie de rotura son equivalentes. Usando el análisis de rotura circular de Bishop para un amplio rango de geometrías de taludes y propiedades de macizo rocoso, da la siguiente expresión.

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (2.17)$$

Donde, H es la Altura del talud.

Resistencia del macizo rocoso (σ'_{cm}): La resistencia compresiva uniaxial de la masa rocosa, definida por una resistencia cohesiva c' y un ángulo de fricción interna ϕ' , a partir de la relación de Mohr-Coulomb, esta dado por:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.18)$$

Con c' y ϕ' determinada para el intervalo de esfuerzos $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_c/4$, resultando en:

$$\sigma_{cm}' = \sigma_c \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] (m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.19)$$

2.2.4 Resistencia de las discontinuidades

Superficies planares: En un ensayo de corte cada espécimen es sometido a un esfuerzo σ_n normal al plano de estratificación, y a un esfuerzo de corte τ , requerido para causar un desplazamiento δ (Fig. 2.2 a). Además, el comportamiento esfuerzo/ desplazamiento, será según la (Fig. 2.2 b):

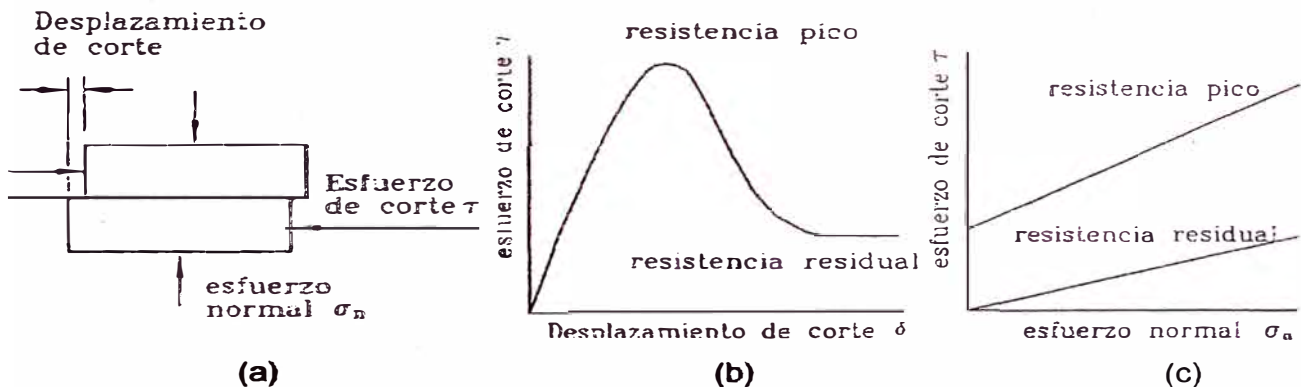


Fig. 2.2: Esfuerzo cortante y desplazamiento para un espécimen (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

El esfuerzo de corte se incrementará rápidamente hasta alcanzar una resistencia pico. Esto corresponderá a la falla del material que mantiene unidos a las dos mitades de la discontinuidad. Conforme el desplazamiento continúe, el esfuerzo cortante disminuirá hasta un valor residual (Fig. 2.2 c) el cual permanecerá constante aun para grandes desplazamientos de corte.

Para discontinuidades planares, la relación entre resistencia al corte pico τ_p y el esfuerzo normal σ_n , puede ser representada por la ecuación de Mohr-Coulomb.

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan(\phi) \quad (2.20)$$

En el caso de la resistencia residual, la cohesión c cae a cero y la relación τ_p y σ_n , puede ser representada por:

$$\tau_r = \sigma_n \tan(\phi_r) \quad (2.21)$$

Donde, ϕ_r = Ángulo de fricción residual.

El ángulo de fricción básico ϕ_b , es aproximadamente igual al ángulo de fricción residual ϕ_r , pero este es generalmente medido mediante ensayos aserrados o

superficie rugosas del terreno. En superficies tan pequeñas como 50mmx50mm, las cuales producen como gráfico una línea recta definida por la siguiente expresión.

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_b) \quad (2.21)$$

Superficies rugosas: Las ondulaciones y asperezas de la superficie de una diaclasa natural tienen una influencia significativa sobre su comportamiento al corte. Esta rugosidad de la superficie, incrementa la resistencia al corte, la cual es importante en término de estabilidad.

La resistencia al corte de especímenes de “superficie dentada” de (Patton, 1966), puede ser representada por la ecuación:

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_b + i) \quad (2.22)$$

Donde:

ϕ_b = Angulo de fricción básico

i = Angulo de la cara de la superficie dentada

Barton y sus colaboradores (1973, 1976, 1977, 1990) han estudiado en gran detalle el comportamiento de diaclasas rocosas naturales y han propuesto la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_b + JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (2.23)$$

Donde:

JRC = Coeficiente de rugosidad de la junta o diaclasa

JCS = Resistencia compresiva de la pared de la diaclasa

Estimación de campo del JRC: El JRC es un número que es determinado por comparación de la apariencia de la superficie de una discontinuidad con perfiles estándares publicados por Barton y otros. Uno de los conjuntos de perfiles más útiles, fue publicado por (Barton y Choubey, 1977) la cual se presenta en la Fig. 2.3. (Barton, 1987) publicó una tabla que relaciona Jr con JRC, la cual se aprecia en la Fig. 2.4.

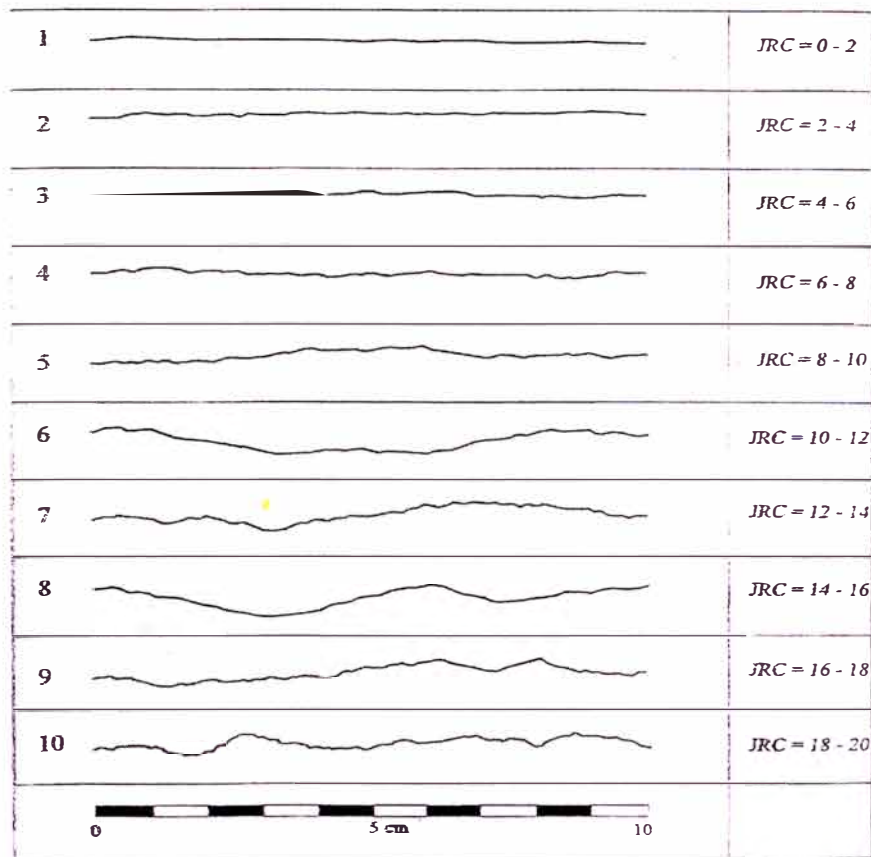


Fig. 2.3: Perfiles de rugosidad y rango correspondiente de valores JRC. (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Descripción	Perfil	Jr	JRC 200mm.	JRC 1 m
rugoso		4	20	11
liso		3	14	9
espejo de falla		2	11	8
	escalonado			
rugoso		3	14	9
liso		2	11	8
espejo de falla		1.5	7	6
	ondulado			
rugoso		1.5	2.5	2.3
liso		1.0	1.5	0.9
espejo de falla		0.5	0.5	0.4
	planar			

Fig. 2.4: Relaciones entre Jr del sistema Q y JRC para muestras de 200mm y 100mm. (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Estimación de campo del JCS: Los métodos sugeridos para la estimación de la resistencia compresiva de la pared de la junta o diaclasa fueron publicados por la ISMR (1,978). El uso del martillo de rebote Schmidt fue propuesto por Deere y millar (1,966), para estimar la resistencia compresiva de las paredes de las juntas.

En base a extensos ensayos sobre juntas, reproducciones de juntas y revisión de literatura, (Barton y Bandis, 1982) propusieron correcciones de escala para JRC y JCS, definidas por las siguientes expresiones:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.02 JRC_0} \quad (2.24)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0.03 JCS_0} \quad (2.25)$$

Donde:

JRC_0 , JCS_0 y L_0 (longitud) están referidos a una muestra a escala de laboratorio de 100mm.

JRC_n , JCS_n y L_n (longitud) están referidos a tamaños de bloques in situ.

Resistencia al corte de discontinuidades con relleno: La resistencia al corte puede reducirse drásticamente cuando parte o toda la superficie no esta en intimo contacto, sino cubierto por material de relleno blando.

Donde hayan ocurrencias de espesores significativos de rellenos de arcilla en las masas rocosas, y donde la resistencia al corte de las discontinuidades con relleno, probablemente tengan un rol importante en la estabilidad de la masa rocosa, es altamente recomendable enviar muestras de relleno a un laboratorio geotécnico para los respectivos ensayos.

En la **Tabla 2.6**, se da un resumen de las resistencias al corte de típicos rellenos de discontinuidades, basados en la revisión de (Barton, 1974).

Tabla 2.6
Resistencia al corte de discontinuidades con relleno y materiales de relleno

Roca	Descripción	Pico c' (MPa)	Pico Φ°	Residual c' (MPa)	Residual Φ°
Basalto	Brecha basáltica arcillosa, amplia variación desde arcilla hasta contenidos de basalto	0.24	42		
Bentonita	Capa de bentonita en yeso	0.015	7.5		
	Estratos delgados	0.09-0.12	12-17		
	Ensayos triaxiales	0.06-0.1	9-13		
Esquisto bentonítico	Ensayos triaxiales	0-0.27	8.5-29		
	Ensayos de corte directo			0.03	8.5
Arcillas	Sobre-consolidadas, deslizadas, diaclasas y menores cortes o cizalladuras	0-0.018	12-18.5	0-0.003	10.5'-16
Pizarra arcillosa	Ensayos triaxiales Superficies de estratificación	0.06	32	0	19-25
Rocas carboníferas	Capas de milonita arcillosa, 10 a 25 mm	0.012	16	0	11-11.5
Dolomita	Capas pizarrosas alteradas ± 150 mm de espesor	0.04	14.5	.02	17
Diorita, Granodiorita y pórfidos	Panizo arcilloso (2% de arcilla, PI = 17%)	0	26.5		
Granito	Fallas rellenadas con arcilla	0-0.1	24-45		
	Fallas rellenadas con arena	0.05	40		
	Zonas de corte tectónicas, granitos esquistosos y fracturados, roca desintegrada y panizo	0.24	42		
Grauvaca	1 - 2 mm de arcilla en planos de estratificación			0	21
Calizas	Estratos de arcilla de 6 mm			0	13
	rellenos de arcilla de 10 - 20 mm	0.1	13-14		
	< 1mm de relleno de arcilla	0.05-0.2	17-21		
Calizas, marga y lignito	Capas de lignito interestratificado	0.08	38		
	Capas entre lignito y arcilla	0.1	10		
Caliza	Juntas con marga de 20 mm de espesor	0	25	0	15-24
Lignito	Capa entre lignito y arcilla	0.014	15-17.5		
Montmorrillonita bentonita, arcilla	Capas de bentonita de 30 mm	0.36	14	0.08	11
	(anontmorrillonita), arcillas en yeso	0.016-0.02	7.5-11.5		
Esquisto, cuarcita y esquisto silíceo	Relleno de arcilla de 100 - 15 mm de espesor	0.03-0.08	32		
	Estratificación con arcilla en capas delgadas	0.61-0.74	41		
	Estratificación con arcilla en capas gruesas	0.38	31		
Pizarras	Finamente laminadas y alteradas	0.05	33		
Cuarzo/ caolín y pirolucita	Ensayos triaxiales en muestras remoldeadas	0.042-0.09	36-38		

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Condiciones de resistencia: La resistencia al cortante depende de las condiciones geológicas. De acuerdo a Wyllie y Norrish (1996) existen cinco condiciones así:

1. Fractura rellena: Si el relleno es de arcilla el ángulo de fricción tiende a ser bajo pero puede existir alguna cohesión si el material es inalterado, pero si el relleno es Calcita u otro material cementado, la resistencia a la cohesión puede ser alta.

2. Fractura lisa: Una fractura lisa y limpia no posee cohesión y la fricción depende de las características de la superficie de la roca, siendo generalmente baja en rocas de grano fino y alta en rocas de grano grueso.

3. Fractura rugosa: La fractura rugosa limpia no tiene cohesión y la fricción posee dos componentes: Una debida a la aspereza (i) y otra debida a la fricción propiamente dicha, la cual depende de la relación entre la resistencia de la roca y la presión normal. Al aumentar la presión normal, las asperezas son progresivamente cortadas y el ángulo de fricción disminuye.

4. Roca dura fracturada: En este caso la superficie de corte queda parcialmente en roca relativamente intacta y parcialmente en discontinuidades y la resistencia al cortante posee una superficie curva. A presiones bajas de confinamiento los fragmentos de roca pueden moverse y rotar, presentándose una cohesión baja pero una fricción relativamente alta. A presiones normales altas los fragmentos de roca se pueden desmoronar y el ángulo de fricción disminuye. La forma de la envolvente de falla depende del grado de fracturación y de la resistencia de la roca intacta.

5. Roca intacta débil: Algunas rocas están compuestas por materiales débiles, pero al no presentar fracturas poseen una cohesión alta, similar a la de una roca dura fracturada.

Influencia de la presión del agua: Cuando en una masa rocosa esta presente la presión del agua, las superficies de las discontinuidades son forzadas a separarse y el esfuerzo normal σ_n se reduce. Y esta definido por $\sigma'_n = (\sigma_n - u)$ donde u es la presión del agua, donde σ'_n se denomina esfuerzo normal efectivo.

Cohesión y fricción instantáneos: Los análisis utilizados para calcular el factor de seguridad contra el deslizamiento, son expresados en términos de la cohesión c y al ángulo de fricción ϕ de Mohr – Coulomb. Desde la década de los 70's se ha reconocido que la relación entre la resistencia al corte y el esfuerzo normal es representada mas precisamente por una relación no lineal tal como aquella propuesta por (Barton, 1973). Luego para estimar la resistencia cohesiva y ángulo de fricción equivalentes, se usa el criterio de cohesión y fricción instantáneos. En la Fig. 2.5, se dan las definiciones de la cohesión instantánea c_i y ángulo de fricción instantánea ϕ_i , para un esfuerzo normal σ_n dado.

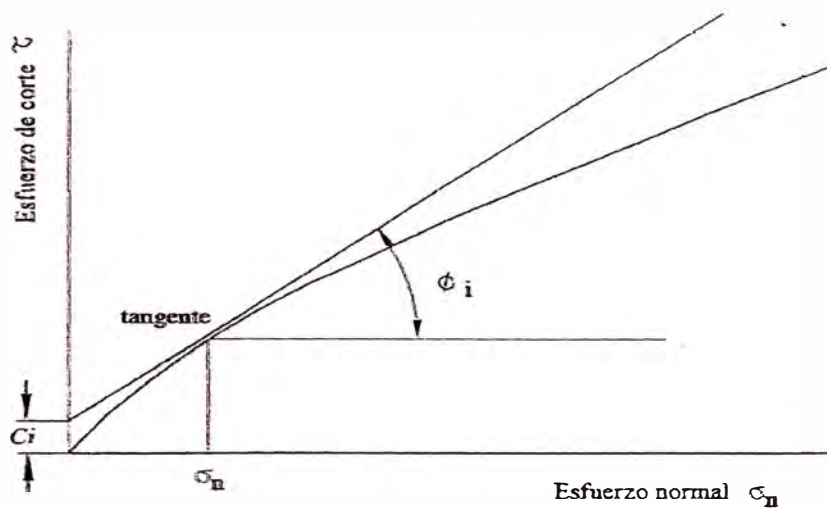


Fig. 2.5: Cohesión instantánea y ángulo de fricción instantánea (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

En las siguientes Tablas se darán valores típicos de parámetros de resistencia de rocas.

Tabla 2.7

Valores típicos de parámetros de resistencia (Hoek & Bray, 1981)

Tipo de roca	Peso unitario seco (KN/m ³)	Cohesion (Mpa)	Angulo de friccion (°)
Ígneas duras: granito, basalto	25 - 30	35 - 55	35 - 45
Metamórficas: cuarcitas, gneiss, pizarras	25 - 28	20 - 40	30 - 40
Sedimentarias duras: caliza, dolomita, arenisca	23 - 28	10 - 30	35 - 45
Sedimentarias blandas: arenisca, lutitas, limolitas	17 - 23	1 - 20	25 - 35

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

Tabla 2.8

Resistencia típicas de rocas en (Tn/mm²)

Roca	Compresión	Tensión	Cortante
Granito	100-250	7-25	14-50
Diorita	150-300	15-30	-
Dolerita	100-350	15-35	25-60
Gabro	150-300	15-30	-
Basalto	150-300	10-30	20-60
Arenisca	20-170	4-25	8-40
Lutita	5-100	2-10	3-30
Caliza	30-250	5-25	10-50
Dolomita	30-250	15-25	-
Carbón	5-50	2-5	-
Cuarcita	150-300	10-30	20-60
Neiss	50-200	5-20	-
Mammol	100-250	7-20	-
Pizarra	100-200	7-20	15-30

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

Tabla 2.9**Competencia de la roca de acuerdo al ensayo de compresión uniaxial**

Compresión uniaxial en $N\ mm^{-2}$	Competencia de la roca
5 a 20	Muy débil
20 a 40	Débil
40 a 80	Resistencia mediana
80 a 160	Dura
160 a 320	Muy dura

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

Tabla 2.10**Ángulos de fricción típicos (Wyllie, 1996)**

Fricción	Ángulo de fricción(grados)	Roca
Baja	20 a 27	Esquistos con alto contenido de mica y Lutitas
Media	27 a 34	Areniscas, limolitas, Neiss, pizarras
Alta	34 a 40	Basalto, granito, caliza, conglomerado

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

2.3 Clasificación geomecánica del macizo rocoso

Al evaluar la calidad y las propiedades de las rocas y de los macizos rocosos, se debe distinguir entre el comportamiento del material rocoso observado en muestras y el comportamiento de masas rocosas muchos mayores que incluyen discontinuidades estructurales tales como planos de estratificación, juntas, zonas de cizalla y cavidades formadas por disolución.

Si se trata de un afloramiento rocoso, se recomienda realizar mediciones con esclerómetro (martillo Schmidt) y tomar datos sobre las discontinuidades del macizo, interpretándolas mediante una *clasificación geomecánica*.

Se deben tener en cuenta las siguientes características de las juntas: espaciamiento, orientación, apertura, continuidad, impermeabilidad, rugosidad y rellenos de las mismas.

La calidad de la roca se puede cuantificar mediante un índice de calidad de roca (RQD), que es un indicador del macizo rocoso desde el punto de vista ingenieril. La estimación de las propiedades de la roca como un todo, tales como la resistencia y la deformabilidad, se puede obtener a partir de las clasificaciones geomecánicas desarrolladas originalmente en relación con la ingeniería de túneles.

2.3.1 Índice de designación de la calidad de la roca (RQD)

Fue desarrollado por (Deere, 1976) para proveer un estimado cuantitativo de la calidad de la masa rocosa, a partir de testigos de la perforación diamantina. El

RQD es definido como el porcentaje de piezas de testigos intactos mayores de 100mm (4pulgadas) en la longitud total del testigo. El testigo deberá tener por lo menos un tamaño NX (54.7mm o 2.15 pulgadas de diámetro) y deberá ser perforado con un cilindro de doble tubo de perforación. En la Fig. 2.6, se presenta el procedimiento correcto para medir las longitudes de los testigos y el calculo de RQD.

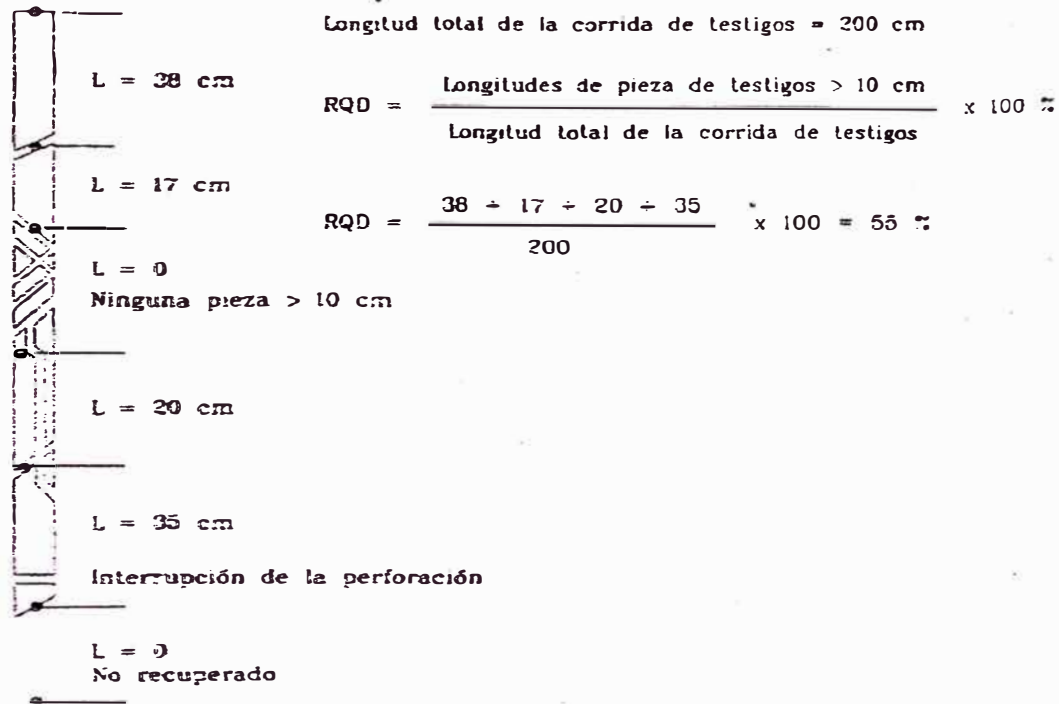


Fig. 2.6: Procedimiento de medición y calculo del RQD (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

(Palmstrom, 1982) sugirió que cuando los testigos no están disponibles pero las trazas de las discontinuidades son visibles en afloramientos superficiales, el RQD puede ser estimado a partir del numero de discontinuidades por unidad de volumen. La relación sugerida para masas rocosas libres de arcilla es:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \tag{2.26}$$

Donde J_v es la suma del numero de discontinuidades por unidad de longitud o unidad de área (1m²) de todas las familias de discontinuidades, conocido como el conteo volumétrico de discontinuidades.

2.3.2 Valoración de la masa rocosa (RMR)

Bieniawski (1,976) publicó los detalles de una clasificación de la masa rocosa denominada sistema de clasificación geomecánica o valoración de la masa rocosa RMR (Rock Mass Rating). A través de los años este sistema ha sido refinado sucesivamente conforme se han ido examinando más casos

registrados. Por lo que Bieniawski hizo cambios significativos en las valoraciones asignadas a los diferentes parámetros. A continuación se describirá la versión de 1989 de la clasificación RMR. Los siguientes cinco parámetros son usados para clasificar una masa rocosa con el sistema RMR.

1. Resistencia compresiva uniaxial del material rocoso

Se definió en ítems anteriores, este tipo de ensayo mide la resistencia de la roca a la compresión uniaxial, es decir, sin confinamiento. Es uno de los parámetros más comunes utilizados para caracterizar física y mecánicamente a las rocas.

2. Designación de la calidad de la roca (RQD)

Como ya fue definido en el ítem anterior, se refiere a un porcentaje de recuperación modificada, en la cual todas las piezas del núcleo de roca sana, mayores a 10cm, son tomadas en cuenta como recuperación y es expresada como un porcentaje de la longitud total perforada.

3. Espaciamiento de las discontinuidades

Es la distancia perpendicular entre dos discontinuidades de una misma familia. Debe advertirse que el espaciamiento aparente, el que muestra en superficie la roca, por regla general es mayor que el real. Se utiliza el promedio.

4. Condición de las discontinuidades

- **Persistencia o longitud de la discontinuidad:** Es la longitud de la traza de una discontinuidad en un afloramiento (se trabaja estadísticamente y con criterios probabilísticos como el espaciamiento). Cuando hay persistencia se garantiza el flujo de agua a través de la masa.

- **Abertura:** Es la distancia perpendicular entre las paredes de las distancias de las diaclasas cuando estas no tienen relleno (sólo agua o aire). Hay diaclasas cerradas.

- **Rugosidad:** Se alude a la rugosidad de la superficie y a la ondulación de la discontinuidad, pues ambos afectan la resistencia del macizo rocoso. Una alta rugosidad aumenta la resistencia a la fricción.

- **Relleno:** Alude al material entre las paredes de la discontinuidad, casi siempre más blando que el macizo rocoso. Un parámetro en el material de relleno es su grado de cementación.

- **Meteorización:** Resultado de los procesos mecánicos, orgánicos y químicos, la cual modifica las propiedades de las rocas, tales como color, textura, composición, dureza, etc. disminuyendo generalmente las propiedades mecánicas de las paredes de las rocas.

5. Condiciones del agua subterránea

El efecto del agua tiene especial importancia en los macizos rocosos diaclasados. Se tendrá en cuenta el flujo agua en el macizo rocoso. El criterio que se utilizará será el siguiente: completamente seco, húmedo, agua a presión moderada y agua a presión fuerte.

La corrección por orientación de las discontinuidades, con vista a la construcción de una excavación subterránea o una labor minera superficial; debe considerar la posición espacial la que se da con el rumbo y buzamiento de las discontinuidades. Es importante ver la actitud de los bloques y fracturas para efectos de estabilidad.

El sistema RMR es presentado en la **Tabla 2.11**, dando las valoraciones de los cinco parámetros listados arriba. Estas valoraciones son sumadas para dar un valor de RMR.

Tabla 2.11
Sistema de valoración de la masa rocosa-RMR
(Bieniawski, 1989)

a) Clasificación de los parámetros y sus valores

Parámetros	ESCALA DE VALORES							
	Resistencia de la roca intacta	Carga Puntual A Compresión Simple	80 kg/cm ² 2000 Kg/cm ²	40-80 kg/cm ² 1000 - 2000 Kg/cm ²	20-40 kg/cm ² 500 - 1000 Kg/cm ²	10-20 kg/cm ² 250 - 500 kg/cm ²	10 kg/cm ² 100-250 kg/cm ² 30-100 kg/cm ² 10-30 Kg/cm ²	
VALOR		15	12	7	4	2	1	0
R. Q.D.		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	25%		
VALOR		20	17	13	8	3		
Espaciado de Juntas		3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	50-300 mm	50 mm		
VALOR		30	25	20	10	5		
Condición de Juntas		Muy rugosas sin continuidad cerradas, Paredes de roca dura	Ligeramente rugosa < 1 mm. de separación Paredes de roca dura	Ligeramente rugosa < 1 mm. de separación Paredes de roca suave	Espejo de falla o relleno de espesor < 5mm ó abiertos 1-5mm Fisuras Continuas	relleno blando de espesor < 5mm. ó abiertas <5 mm. fisuras continuas		
VALOR		25	20	12	6	0		
Aguas Subterráneas	Cant. Infiltración 10 m. de túnel	Ninguna		25 litros/min	25-125 litros/min	>125 litros/min		
	Presión de agua Esfuer. principal	Cero		0.0-0.2	0.2-0.5	0.5		
	Situación General	Totalmente Seco		Solo húmedo agua insterf.	Ligera presión de agua	Serios problemas de agua		
VALOR		10		7	4	0		

b) Ajuste de valores por orientación de las juntas

Orientación de rumbo y buzamiento de las fisuras		Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy Desfavorable
Valores	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

c) Determinación de la clase del macizo rocoso

Valor total del RMR	81-100	61-80	41-60	21-40	<20
Clase Número	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy Bueno	Bueno	Medio	Malo	Muy Malo

d) Significado de las clases de macizos rocosos

Clase Número	I	II	III	IV	V
Tiempo de Mantenimiento	10 años para 5m.	6 meses para 4 m.	1 semana para 3 m.	5 horas para 1.5 m.	10 minutos para 0.5 m.
Cohesión	> 3 Kg/cm ²	2-3 Kg/cm ²	1.5-2 Kg/cm ²	1-1.5 Kg/cm ²	< 1 Kg/cm ²
Angulo de fricción	> 45°	40°-45°	30°-40°	30°-35°	< 30°

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

2.4 Capacidad portante en roca

La roca constituye un excelente terreno de cimentación, pero puede dar lugar a problema de excavación y no todos los tipos de rocas presentan características igualmente favorables. Para un diseño correcto debe partirse de la identificación de la roca y del conocimiento del macizo rocoso.

La capacidad de falla portante de estructuras cimentadas en roca es dependiente del conjunto de aberturas respecto al ancho de la cimentación, orientación, condición (fisuras abiertas o cerradas) y tipo de roca. La Fig. 2.7, ilustra los modos típicos de falla, según las condiciones del macizo rocoso, sugerido por (Sower, 1979) y (Kulhawy y Goodman, 1980). Estos modos típicos de falla en realidad consisten de una combinación de modos. Para una conveniente discusión, los modos de falla de masa de roca, serán descritos según las diferentes formas de rotura.

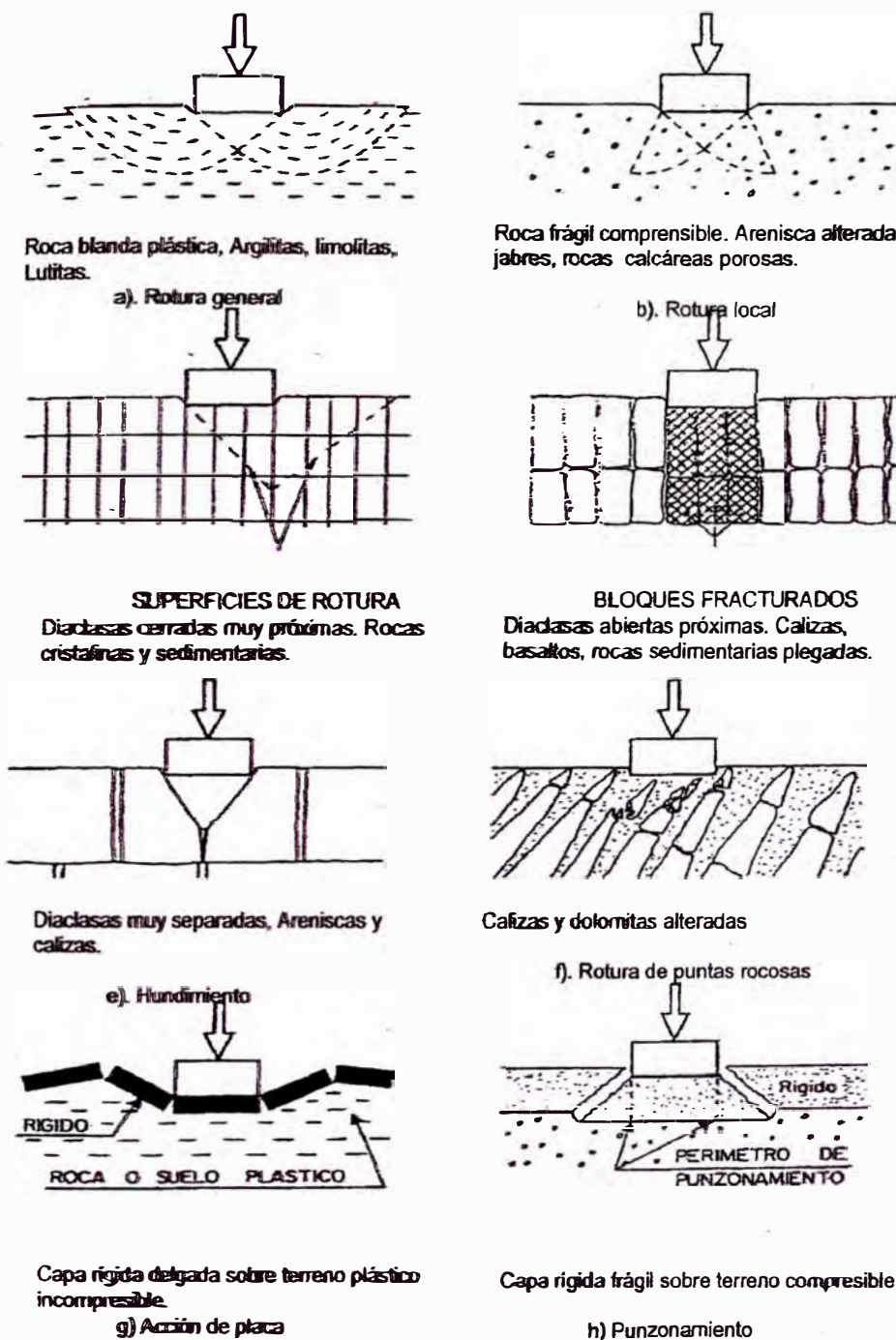


Fig. 27: Formas de rotura de cimentación sobre roca (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001).

Casos (a) y (b): Puede estudiarse como cimentaciones sobre terrenos cohesivos o granulares, introduciendo los parámetros de resistencia al corte de la roca blanda o alterada.

Casos (c): Puede resolverse por una forma general del tipo.

$$q_u = CN_c + \frac{1}{2} \gamma_i BN_\gamma + \gamma_f D_f N_q \quad (2.27)$$

Siendo N_c , N_q , N_γ , parámetros de capacidad de carga en función de ϕ y que se dan en la Fig. 2.8 para cimentaciones corridas. Para cimentaciones de otro tipo pueden aplicarse los factores de corrección que se indican en Tabla 2.12.

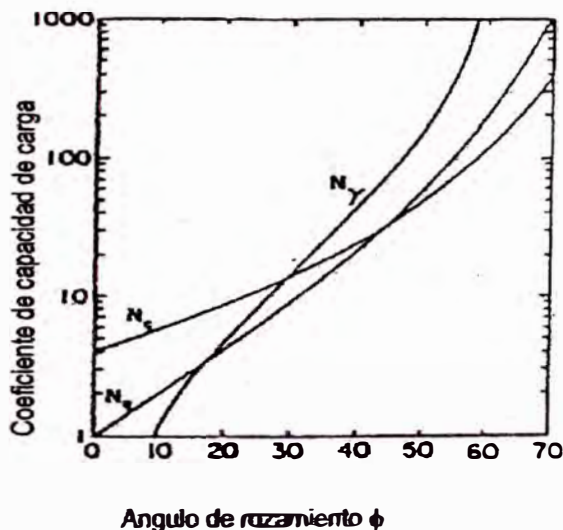


Fig. 2.8: Valores de los coeficientes de capacidad de carga para rotura según curvas de Rankine (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Tabla 2.12
Factores de corrección (Sowers, 1979)

Forma de cimentación	N_c	N_γ
Cuadrada	1.25	0.85
Rectangular		
L/B=2	1.12	0.90
L/B=5	1.05	0.95
Circular	1.20	0.70

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

Casos (d): La rotura se produce por compresión de las columnas de roca. El modo de falla en este caso es similar a la falla por compresión no confinada. Por lo que la capacidad portante última puede ser estimada de la ecuación:

$$q_u = 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \tag{2.28}$$

Casos (e): En caso de diaclasas verticales mas separadas que el ancho de la cimentación, los bloques de roca pueden hundirse para presiones del orden de:

$$q_h = J_c N_{cr} \quad (\text{Zapata circular}) \tag{2.29}$$

$$q_h = 0.85 J_c N_{cr} \quad (\text{Zapata cuadrada}) \quad (2.30)$$

$$q_h = \frac{J_c N_{cr}}{2.2 + 0.18 \frac{L}{B}} \quad (\text{Zapata rectangular}) \quad (2.31)$$

Siendo N_{cr} un factor de capacidad de carga dado en la Fig. 2.9 y J un factor de corrección Fig. 2.10.

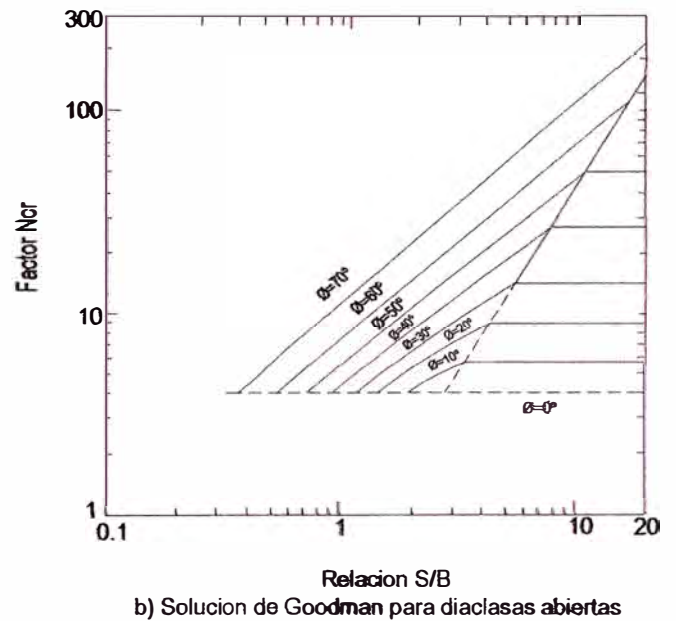
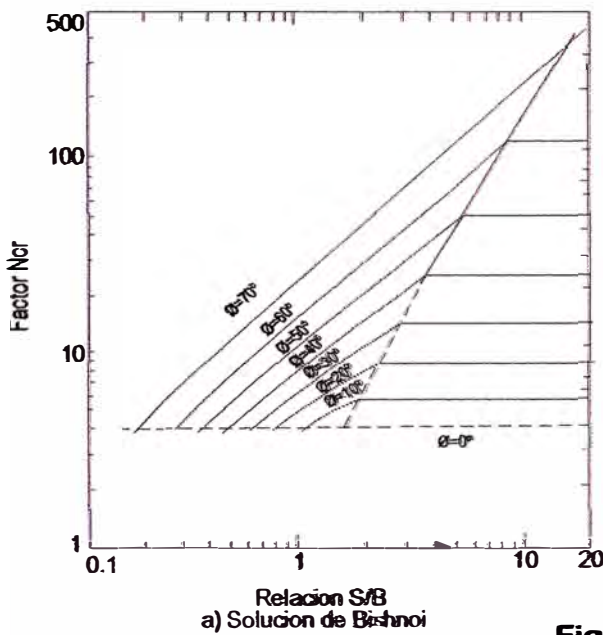


Fig. 2.9: Valores del Factor N_{cr}

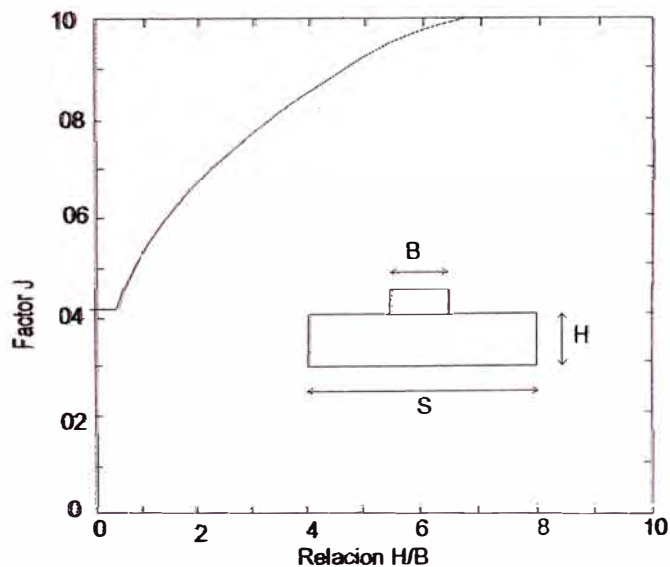


Fig. 2.10: Valores del Factor de corrección J (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Casos (g) y (h): Corresponden a cimentaciones sobre costas o capas rocosas delgadas. El problema de las costras es su gran variabilidad en resistencia y

espesor. Sin embargo, no resulta arriesgado apoyar sobre ellas, cuando debajo de las mismas existen capas duras y competentes.

El hundimiento de las cimentaciones puede producirse por:

- Rotura a la flexión de la costra al asentar los estratos blandos subyacentes (caso g).
- Rotura por punzonamiento de la costra (caso h).

Este último caso es el más frecuente y peligroso, y suele ocurrir al apoyar sobre costras delgadas que se toman como un sustrato firme de gran espesor al no haberse realizado un reconocimiento geotécnico apropiado. El cálculo se hace considerando el perímetro vertical de punzonamiento con la resistencia al corte de la roca.

Además de los casos mencionados pueden darse algunos problemas muy diversos por el buzamiento o anisotropía de las capas (Fig. 2.11 y Fig. 2.12) o por condiciones diferenciales de apoyo (Fig. 2.13). En las figuras indicadas se señalan algunas posibles medidas correctoras.

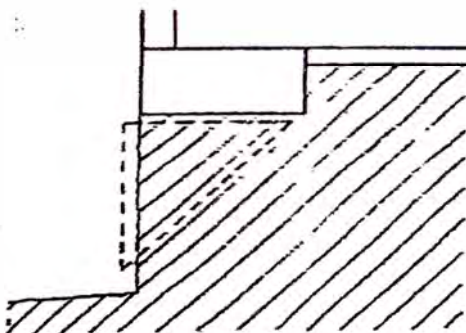


Fig. 2.11: Falla de una cimentación, por excavación de la roca con estratos inclinados desfavorablemente

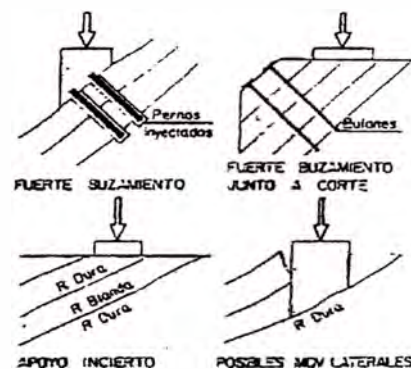


Fig. 2.12: Problemas de apoyo de Cimentaciones en roca (Sowers, 1979).

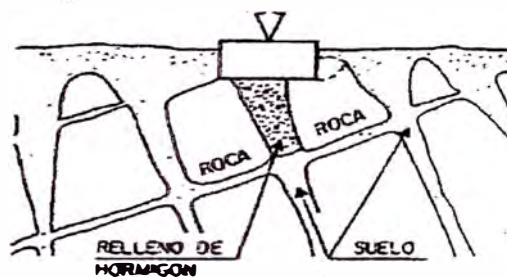


Fig. 2.13: Mejora de las condiciones de apoyo sobre una roca con alteración diferencial.

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

2.5 Asentamiento en roca

La estimación de los asentamientos de las cimentaciones en roca se hace a través de modelos elásticos, isótropos o anisótropos, siendo el problema principal la determinación de los parámetros elásticos.

En el caso isótropo, el asentamiento viene dado por:

$$S = \frac{P(1 - \mu^2)}{\beta_2 E \sqrt{A}} \quad (2.32)$$

Donde:

P = Carga total aplicada.

A = Área de la cimentación

E = Modulo de elasticidad del macizo rocoso

u = Coeficiente de Poisson

β_2 = Coeficiente en función de las dimensiones BxL de la cimentación. (Tabla 2.13)

Tabla 2.13
Valores de β_2

L/B	C. Flexible	C. Rígida
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

En la literatura existen diversos métodos para determinar los parámetros u y E:

Modulo de Poisson: Actualmente se admite que el módulo de Poisson es el mismo que el de la roca sana, que se determina por ensayos de laboratorio o estimación dados en tablas.

Conociendo o estimando el Modulo de elasticidad de la roca sana:

Partiendo de valores de módulos elásticos de las rocas sanas **Tabla 2.14**, pero frecuentemente las rocas presentan superficies de discontinuidad (planos de estratificación, fracturas, diaclasas, etc.), eventualmente rellenas de arcilla o productos de alteración blandos, que le confieren una deformabilidad mucho mayor que la de la roca sana.

En obras importantes puede recurrirse a ensayos de carga con placas de grandes dimensiones, pero en los casos comunes el problema se resuelve a través de correlaciones con índices de caracterización de la roca, como el RQD.

Tabla 2.14

Valores típicos de parámetros elásticos de algunas rocas

Roca	Modulo de elasticidad E_r (kg/cm ²)	Coefficiente de Poisson ν
Granito	200,000 – 800,000	0.20
Basalto	150,000 – 800,000	0.23
Cuarcita	400,000 – 800,000	0.14
Gneiss	300,000 – 800,000	0.22
Pizarra	25,000 – 250,000	0.15
Esquisto	60,000 – 600,000	0.12
Arenisca	6,000 – 400,000	0.20
Lutita	100 – 300,000	0.10
Caliza	45,000 – 900,000	0.23
Conglomerado	15,000 – 500,000	0.25

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

En la Fig. 2.14 se da un factor de reducción α para pasar del modulo de la roca sana E_r (tn/m²) al del macizo rocoso E_m , a partir del RQD y de la rigidez normal de las discontinuidades K_n (tn/m³) **Tabla 2.15**, que pueden estimarse por:

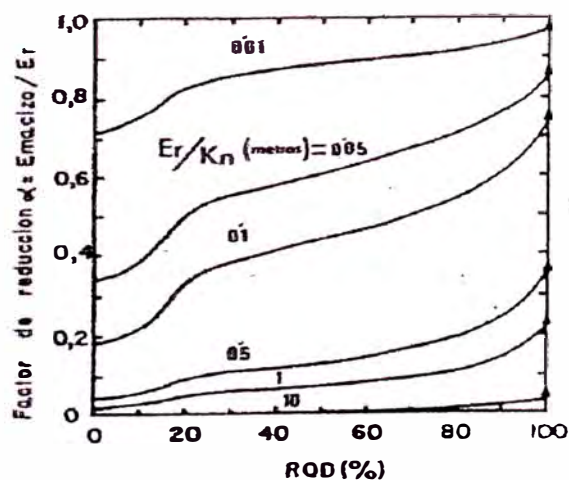


Fig. 2.14: Obtención del modulo del macizo rocoso a partir del RQD y de E_r y K_n (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

Tabla 2.15

Rigidez normal de las discontinuidades K_n

Estado de las diaclasas	K_n (tn/m ³)
Limpias, cerradas	3 a 5x10 ⁵
Limpias, abiertas	1 a 3x10 ⁵
Rellenas de arena	5 a 10x10 ⁴
Rellenas de arcilla dura, seca	1 a 5x10 ⁴
Rellenas de arcilla blanda	2 a 10x10 ³

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

Por lo tanto el Modulo de elasticidad del macizo rocoso E_m , será:

$$E_m = \alpha E_r \quad (2.33)$$

Métodos empíricos para determinar el Modulo de deformación: Uno de los métodos mas recomendados es determinar el modulo de elasticidad a partir de el valor in situ de RQD y RMR obtenido con los datos de campo.

Correlación RQD:

Propuesto por (Deere, Merrit y Coon, 1969) desarrollaron una relación empírica para el módulo de deformación in situ, según la siguiente fórmula:

$$E_d = [(0.0231 \times RQD - 1.32)] E_{t50} \quad (2.34)$$

E_d = Modulo de deformación in situ (GPa)

RQD = Designación de la calidad de la roca

E_{t50} = Módulo de tangente de laboratorio en el 50% de la fuerza no confinada compresiva (GPa)

Correlación RMR:

Una mas reciente correlación entre el modulo de deformación in situ y el sistema de clasificación RMR, fue desarrollado por (Serafim y Pereira 1983); para $RMR < 50$.

$$E_d = 10 \frac{RMR - 10}{40} \quad (2.35)$$

Bieniawski (1978), analizo un numero de casos históricos y propuso la siguiente relación para estimar el modulo de deformación in situ; para $RMR > 50$.

$$E_d = 2 RMR - 100 \quad (2.36)$$

Donde:

E_d = Modulo de deformación in situ (GPa)

RMR = Valoración del macizo rocoso

2.6 Proyección estereográfica del macizo rocoso

Es un método desarrollado para la identificación y análisis de las familias de discontinuidades de un macizo rocoso, basado en la representación polar de cada una de las discontinuidades.

Para ello es necesario el registro en campo de las discontinuidades estructurales del macizo rocoso, a fin de determinar las orientaciones predominantes de éstas, lo que habitualmente se denominan familias de discontinuidades. Estos datos se pueden resumir como una sucesión de parejas de valores de la dirección de buzamiento y del buzamiento de las mencionadas discontinuidades, **Fig. 2.15**.

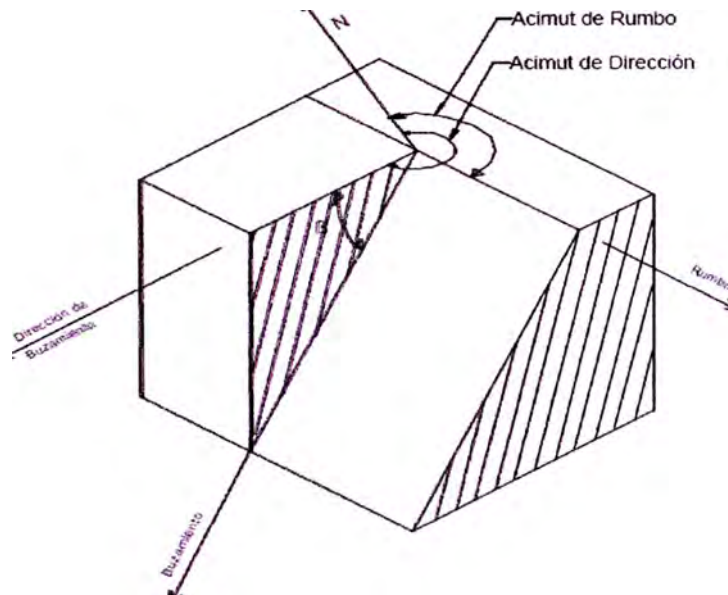


Fig. 2.15: Representación de una discontinuidad en el espacio (Ref. Martín Escorza, 1975)

Tradicionalmente estas discontinuidades, o más correctamente su orientación, se han representado mediante la proyección de la intersección de un plano paralelo a ellas pasando por el centro de una semiesfera ideal de referencia. Dado el gran número de datos a manejar, se considera más adecuada la llamada **proyección estereográfica polar**, en que cada discontinuidad es representada por un punto o polo, correspondiente a la intersección de la normal al plano representativo del defecto con la esfera de referencia.

2.6.1 Rumbo y buzamiento

La disposición o geometría de una discontinuidad se anuncia con dos parámetros: el rumbo o dirección y el buzamiento o inclinación.

Rumbo: Supóngase un plano inclinado del cual se pueden dibujar las curvas del nivel (CN), perpendiculares a la línea de máxima pendiente (ZL), Fig. 2.16. El rumbo será el ángulo horizontal θ que hace una curva de nivel del plano inclinado (CN) con la Norte-Sur, de tal manera que el ángulo sea agudo.

En el rumbo antes del valor angular θ va la letra N o S, según el extremo del meridiano de origen sea norte o sur, y después del ángulo θ va la letra E o W dependiendo del cuadrante (Este u Oeste) hacia donde avance la curva de nivel.

Buzamiento: La línea de máxima pendiente (ZL) muestra la trayectoria de las aguas lluvias sobre el plano inclinado. Esa línea y también el plano tienen por buzamiento el ángulo α medido con relación al horizonte. Después del ángulo α se escriben dos letras consecutivas, la primera N o S y la segunda E o W, de tal manera que quede registrado el cuadrante hacia el cual el plano inclinado se deprime, es decir, hacia el cual avanza la línea de máxima pendiente (ZL). Como las curvas de nivel (CN) y las de máxima pendiente (ZL) son perpendiculares, una de las dos letras cardinales para el buzamiento (α), será igual a otra de las que tiene el rumbo (θ).

Si al rumbo de una línea se le cambian las dos letras cardinales, se produce un giro de 180° ; si se le cambia una sola letra, se producirá un giro de 90° .

Buzamiento aparente: Obsérvese en la Fig. 2.16 (plano inclinado) la línea ZL' (en diagonal), esta hace un ángulo α' con el horizonte (no dibujado) ángulo menor que α y que es llamado ángulo de buzamiento aparente.

Hay muchos buzamientos aparentes α' , medido cualquiera de ellos sobre una línea no perpendicular a la curva de nivel CN.

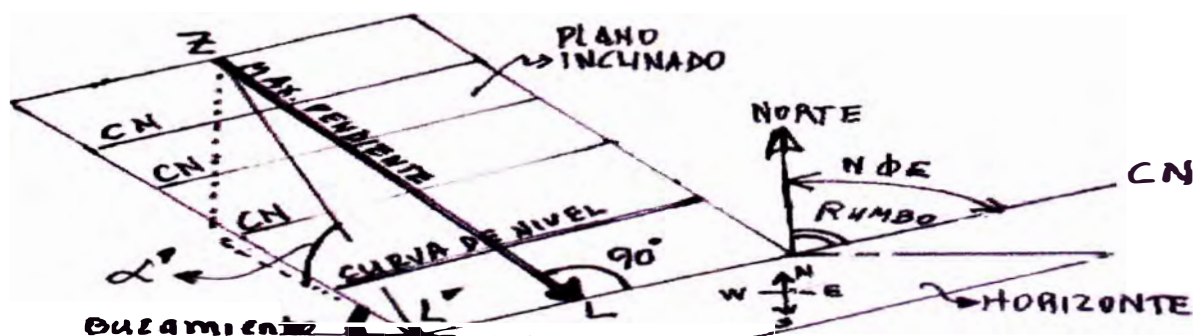


Fig. 2.16: Plano inclinado que representa una superficie de falla (Ref. Martín Escorza, 1975)

2.6.2 Red estereográfica meridional (Red de Wulff)

G. V. Wulff, publicó una reproducción de esta red en 1,902. Considero un punto O de la superficie de la tierra. Si se inscribe una esfera tomando O como centro, la intersección del plano estructural (dirección y buzamiento conocido) y la

esfera, estará materializada por un círculo máximo o círculo diametral, Fig. 2.17. Este círculo máximo estará constituido por la intersección de la esfera con los planos que pasen por el centro de esta esfera.

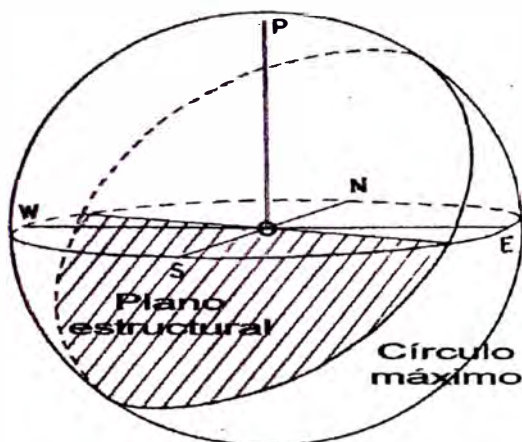


Fig. 2.17: Proyección esférica del plano (Ref. Martín Escorza, 1975)

La proyección estereográfica se obtiene, en un plano ecuatorial de la esfera, uniendo todos los puntos del semicírculo de la mitad inferior del círculo máximo de la Fig. 2.17, con el cenit P de la esfera, y marcando las intersecciones de estas uniones en el plano ecuatorial Fig. 2.18. La proyección que resulta es un ejemplo de un estereograma simple. Una de las propiedades a tener en cuenta respecto a la proyección estereográfica, reside en el hecho de que cuando se proyecta un círculo diametral, esta es siempre un arco de círculo, Fig. 2.18.

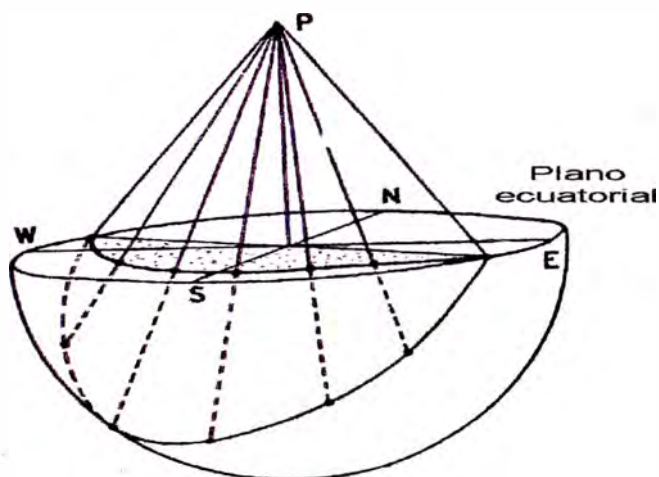


Fig. 2.18: Proyección estereográfica del plano estructural de la Fig. 2.17 (Ref. Martín Escorza, 1975)

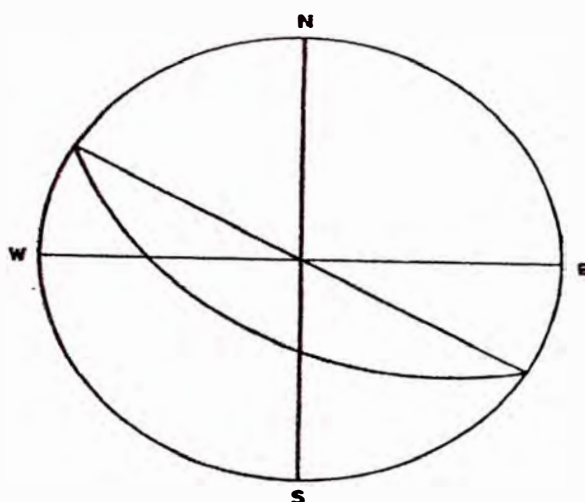


Fig. 2.19: Estereograma completo del plano de la Fig. 2.18 (Ref. Martín Escorza, 1975)
Proyectando de esta forma una serie de planos con dirección N-S y buzamientos E (u W) con diversos ángulos, se puede construir una red de curvas meridionales (de círculos máximos) como la Fig. 2.20, donde han trazado los planos cada 10Q de buzamiento desde la horizontal a la vertical.

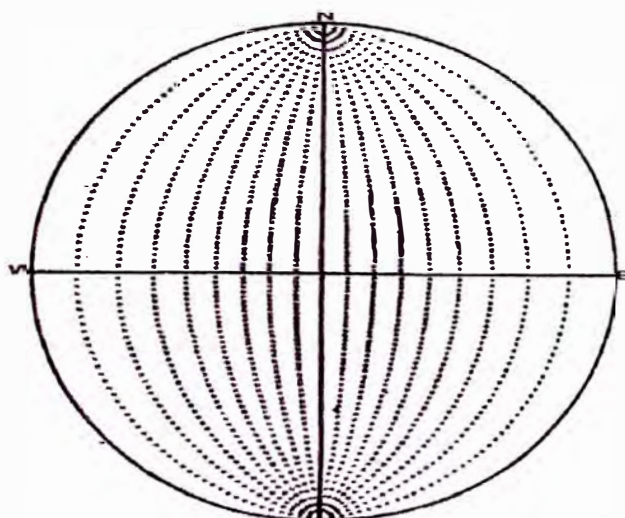


Fig. 2.20: Estereograma de una familia de círculos máximos meridionales (Ref. Martín Escorza, 1975)

En esta proyección los círculos máximos no son los únicos que se proyectan estereográficamente desde la superficie de la esfera como arcos de círculos, sino también lo hacen los círculos menores. Se llama círculo menor a la intersección de la esfera con un plano que no pase por el centro de la esfera.

Supongamos que, con los centros Norte y Sur de nuestra esfera original, se inscriben una serie de círculos menores de radio cada vez mayor. Su proyección estereográfica produce un número de pequeños arcos circulares en nuestra red Fig. 2.21, que gradúan los círculos máximos meridionales al cruzarlos; de esta forma nos encontramos ante la red estereográfica meridional o red de Wulff.

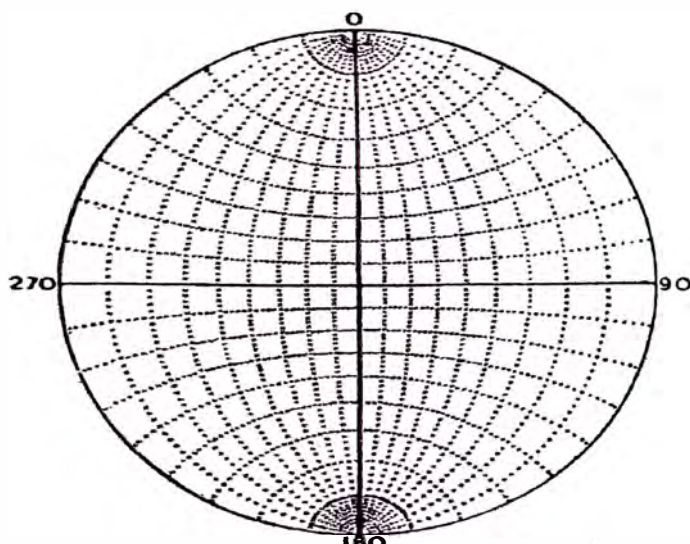


Fig. 2.21: Red estereográfica de Wulff (1,902) (Ref. Martín Escorza, 1975)

2.6.3 Medida del rumbo y buzamiento

El semiplano de corte que idealiza un plano estructural tiene por intersección con el horizonte, un diámetro (CN) sobre el cual se mide la dirección del plano (*rumbo*) y una línea de máxima pendiente (ZL), perpendicular al diámetro, sobre la cual se mide la inclinación (α) del plano (*buzamiento*).

Una perpendicular a la línea de máxima pendiente, levantada por el centro de la esfera, interceptará la semiesfera por debajo del horizonte en un punto (P) denominado polo. Además la línea de máxima pendiente del semiplano inclinado que sale del centro de la esfera intercepta la esfera en un punto K distante 90° del polo P de dicho semiplano, Fig. 2.22. Este semiplano estructural (el que aparece achurado) se puede denotar con las coordenadas del polo (P) o las del punto K.

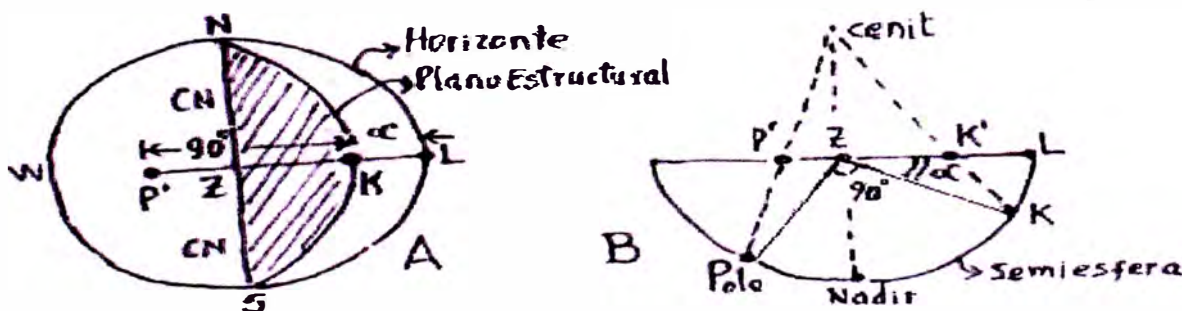


Fig. 2.22: Plano estructural, horizonte y polo (Ref. Martín Escorza, 1975)

(A) Esfera cortada por un plano estructural y por el horizonte.

(B) Semiesfera con el polo (P) y un plano inclinado (K)

Supóngase esa esfera cuyo centro se intercepta con el plano inclinado visto antes y dibujemos la semiesfera del nadir vista en dirección Cenit-Nadir, para que el horizonte se vea en verdadera magnitud.

1° Se dibuja la curva de nivel CN con dirección SØW o con NØE que es lo mismo (diámetro).

2° Se traza la línea de máxima pendiente ZL perpendicular a la curva de nivel CN por el costado SE (radio), obteniendo el punto L sobre el perímetro de la circunferencia.

3° A partir de L (sobre la circunferencia) se marca el ángulo α en dirección al nadir Z (centro de la circunferencia) y se coloca el punto K (sobre el radio).

4° Se traza un arco de círculo máximo con cuerda CN (que es un diámetro), pasando por el punto K de coordenadas dadas (rumbo y buzamiento).

En la Fig. 2.23 se muestra el horizonte y los ángulos del rasgo, estructural. Se ve la curva de nivel con un rumbo NØE, y perpendicular a la curva de nivel se ve la recta ZL sobre la que se mide el buzamiento.

En la figura el plano buza α grados medidos desde el horizonte y en dirección SE. El valor de α se mide a partir de L y hacia Z, pues a L le corresponden 0° y a Z 90° . Posteriormente se coloca el punto K sobre ZL y se dibuja un arco que tenga por cuerda la curva de nivel CN que pasa por el punto K de coordenadas NØE; α SE.

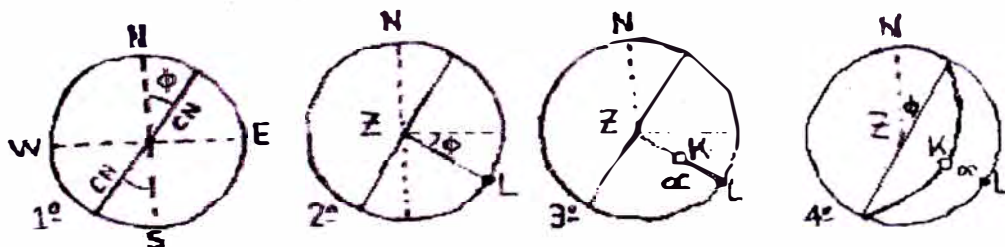


Fig. 2.23: Representación del plano estructural K. (Rumbo NØE y buz. α SE) (Ref. Martín Escorza, 1975)

2.6.4 Dirección de buzamiento y buzamiento

Esta definición es más útil para propósitos de ingeniería y para el procesamiento de datos de ingeniería geológica a través de programas de cómputo. Mientras que el rumbo y buzamiento abordado en el ítem anterior, son términos generalmente usados por los geólogos de campo.

En general se puede definir un plano estructural ya con el punto K o ya con su polo P. Sólo basta observar la línea ZK o la línea ZP y darle a cualquiera de ellas su acimut y buzamiento. El acimut es un ángulo que se mide a partir del norte, en la dirección de las manecillas del reloj y cuyo valor está, entre 0° y 360°

sexagesimales. Se barre el ángulo hasta encontrar el punto K, y a éste punto se le mide el buzamiento sobre el radio que lo contiene, ángulo que varía de 0° a 90°, medidos del perímetro hacia el centro de la circunferencia. A 90° de K y en dirección al centro de la circunferencia, después del centro de la misma está el polo P, tal que el ángulo $\angle KZP$ es complementario con $\angle ZPK$.

En Fig. 2.24, se tienen ejemplos numéricos de planos estructurales donde las coordenadas de K, expresadas en la forma K (azimut de buzamiento / buzamiento), se dan en las gráficas, con su notación equivalente K= (rumbo de la curva de nivel; buzamiento de la línea de máxima pendiente).

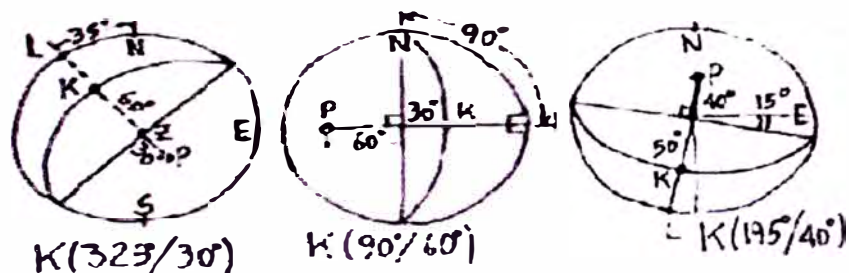


Fig. 2.24: Representación numérica de equivalencia entre dos notaciones (Ref. Martín Escorza, 1975)

Finalmente, en forma general un plano simple orientado en el espacio tridimensional, al intersectarse con la esfera de referencia, se muestra en la Fig. 2.25 como una elipse; define al círculo máximo cuando es proyectado al plano bidimensional. El polo es definido como un punto donde la línea que pasa por el centro de la esfera, perpendicular al plano, intersecta la esfera.

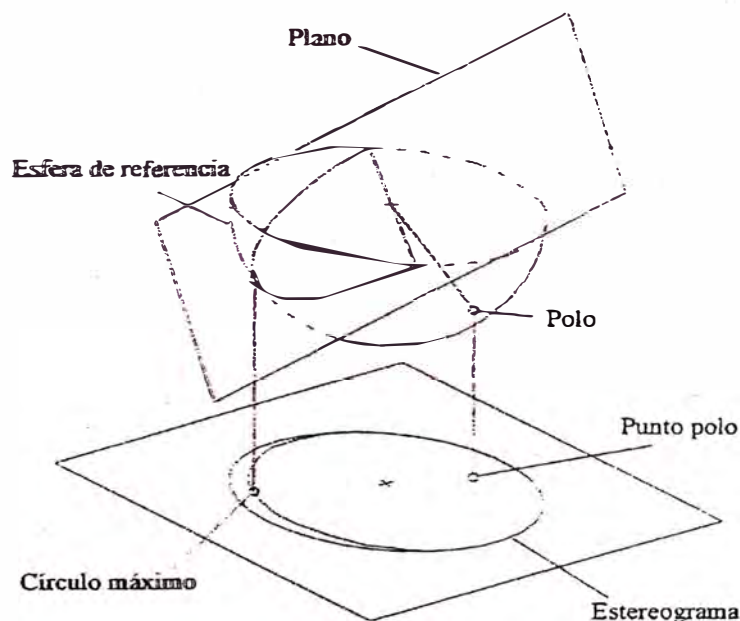


Fig. 2.25: Representación de un círculo máximo y un polo (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

2.7 Análisis de estabilidad de taludes del macizo rocoso

Para evaluar la estabilidad de un bloque rígido, previendo una falla de talud en un macizo rocoso, hay que averiguar los rasgos geométricos para ver el tamaño, forma y disposición de bloques o cuñas de roca de acuerdo a la orientación, espaciamiento y persistencia de las discontinuidades, recurriendo a un análisis de estabilidad o inestabilidad cinemática.

De los dos taludes que se muestran en la Fig. 2.26, el que muestra discontinuidades buzando en contra de la pendiente (A), resulta cinemáticamente estable. El talud de la derecha (B) se considera cinemáticamente inestable puesto que se facilita el deslizamiento de las masas de roca, toda vez que los bloques resultan inconfiados. La fricción de ser suficiente, podrá evitar el deslizamiento de las cuñas.



Fig. 2.26: Estabilidad de cuñas de roca (Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

A. talud cinemáticamente estable.

B. talud cinemáticamente inestable.

2.7.1 Análisis de estabilidad cinemática

Uno de los problemas importantes en taludes es prever la posibilidad de falla de un talud, cuando la actitud de las discontinuidades es desfavorable. Se deberá tener en cuenta que muchas cuñas cinemáticamente inestables se sostienen gracias a la resistencia de la fricción que se ejerce entre las paredes adyacentes de las discontinuidades. Las fuerzas dinámicas inducidas por el tráfico en vías o los sismos y las presiones por columnas de aguas infiltradas pueden romper el estado de equilibrio de las estructuras cinemáticamente inestables.

Cualquier clasificación debe considerar en primer lugar que la rotura de un talud rocoso puede ocurrir según formas muy diferentes. En la mayoría de los casos la rotura de la masa rocosa está gobernada por las discontinuidades y se produce según superficies formadas por una o varias juntas.

Las formas básicas son bien conocidas (Hoek & Bray, 1974) y se resumen a continuación.

a) Roturas planas: Según juntas predominantes y/o continuas que buzanan hacia el talud, y cuyo rumbo es bastante paralelo al de la cara del talud. Las condiciones de inestabilidad son dos:

- Que las juntas críticas bucen menos que el talud. (el ángulo de buzamiento es menor que la inclinación del talud)
- Que la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en la junta crítica no sea suficiente para asegurar la estabilidad (el ángulo de buzamiento es mayor que la del rozamiento o fricción)

Las roturas planas pueden ocurrir en cualquier tipo de masa rocosa. Son frecuentes a favor de los planos de estratificación o de accidentes tectónicos. El tamaño de la rotura depende de la continuidad de las juntas y puede llegar a ser muy grande.

El deslizamiento se da en una dirección perpendicular a la pared de excavación y más o menos paralela ($\pm 20^\circ$) al buzamiento de la discontinuidad.

b) Roturas en cuña: Según dos juntas de diferentes familias cuya intersección buce hacia el talud. Las condiciones de estabilidad son similares a la de las roturas planas y pueden analizarse considerando al buzamiento de las familias. Un factor de cuña, que depende de la geometría, multiplica la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en las caras de las juntas.

Muchas aparentes roturas en cuña son roturas planas según una de las juntas, ya que no se cumplen las condiciones cinemáticamente necesarias para que la rotura se produzca con deslizamiento simultáneo, según las dos caras de la cuña. Esta forma de rotura depende de las condiciones y orientaciones de las diferentes familias de juntas y suele ser más frecuente que las roturas planas, pero con dimensiones más reducidas.

El deslizamiento sucede en una dirección paralela, a la dirección del buzamiento de la línea de intersección de los dos planos.

c) Rotura por vuelco: Según una familia de juntas predominantes y/o continuas que buzanan contra el talud y cuyo rumbo es casi paralelo al de la cara del talud. En este tipo de rotura se producen deslizamientos a lo largo de las juntas, que frecuentemente están meteorizadas.

En la práctica aparecen dos clases diferentes de vuelco:

- Vuelcos menores que afectan a un espesor reducido, cerca de la superficie del talud.
- Vuelcos importantes profundos, que producen grandes deformaciones y pueden ser confundidos con roturas planas.

En ambos casos las roturas se desarrollan lentamente y no suelen dar origen a caídas repentinas. Existen muchos casos de taludes rotos por vuelco de estratos, pero no caídos.

d) Roturas globales: Tipo suelo, según superficies que pueden desarrollarse parcialmente a lo largo de las juntas, pero normalmente las cruzan. Esta forma de rotura solo puede ocurrir en macizos rocosos muy diaclasados, con un tamaño característico de bloque pequeño respecto al talud o en roca muy blanda o muy meteorizada.

Los modelos de falla correspondientes para cada tipo de rotura del talud, son presentados en la Fig. 2.27. Así como los estereogramas de cada condición estructural.

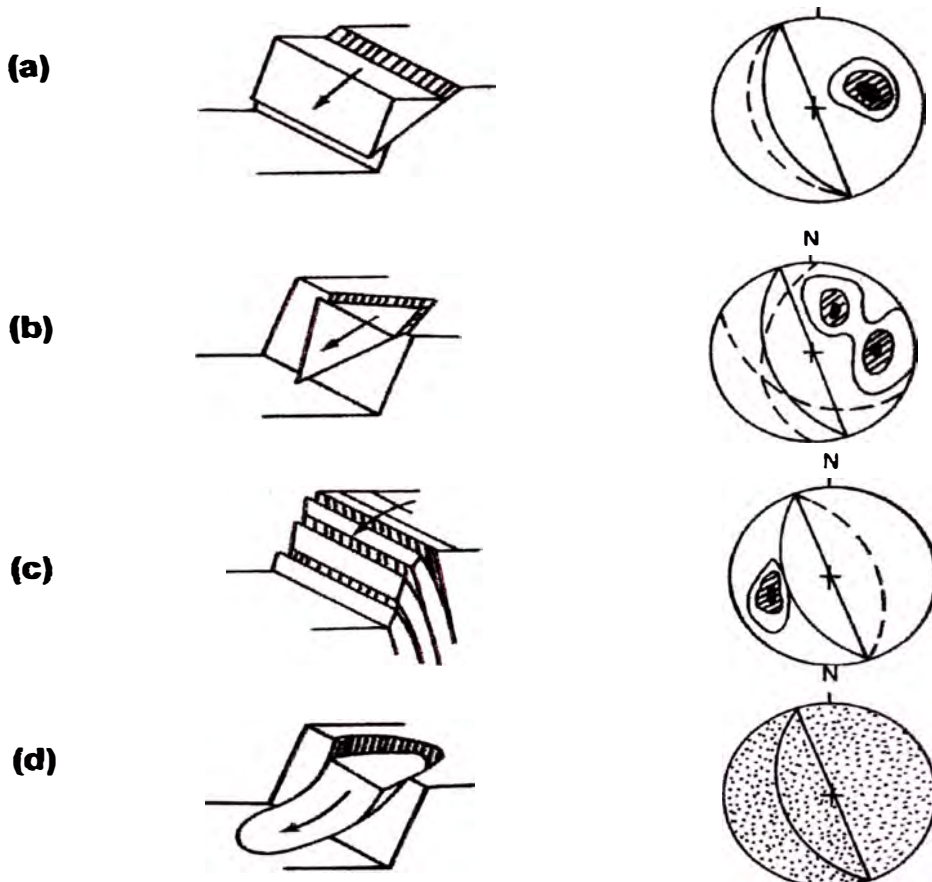


Fig. 2.27: Tipos de fallas de taludes y sus estereogramas representativos (Ref. Ruiz Vasquez, 2002)

Cualquier sistema de clasificación tiene que tener en cuenta los siguientes parámetros:

- Caracterización global de la masa rocosa (incluyendo frecuencia, estado y presencia de agua en las juntas).
- Valor de la diferencia entre los rumbos de la cara del talud y de las familias predominantes de las juntas.
- Valor de la diferencia entre los buzamientos de la cara del talud y de las familias predominantes, ya que esta diferencia controla la emergencia de las juntas en la cara del talud, condición necesaria para las roturas planas y/o en cuña, y también la oblicuidad de la resultante de las tensiones que actúan sobre la junta.
- Relación entre el buzamiento de las juntas con los valores normales de la fricción (para roturas planas y/o cuña).
- Comparación entre las tensiones tangenciales (a lo largo de juntas con riesgo de rotura por vuelco) con la fricción que puede desarrollarse en ellas.
- La calidad de excavación del talud, ya que la experiencia enseña que este factor influye mucho en su estabilidad (al menos en la zona superficial)

2.7.2 Clasificación SMR (Slope Mass Rating) para taludes

La clasificación SMR es un método de determinación de los factores de ajuste adecuados, para aplicar la clasificación RMR a los taludes. (Bieniawski, 1989) la recomienda en su último libro en taludes. Las últimas publicaciones "in extenso" corresponden en inglés a un capítulo del compendio "Comprehensive Rock Engineering" editado por Hudson (Vol. 3, Romana 1,993) y al simposio de ICFL de Granada (Romana 1,993) y en castellano a los simposios de taludes de la Coruña (Romana 1,993) y Granada (Romana 1,997).

El índice SMR para la clasificación de taludes se obtiene del índice RMR básico sumado un "factor de ajuste por juntas" que es función de la orientación de las juntas, producto de tres factores (F1, F2 y F3) y un "factor de excavación" que depende del método de excavación utilizado (F4):

$$\text{SMR} = \text{RMR}_{\text{BÁSICO}} + (F1 \times F2 \times F3) + F4$$

RMR (rango de 0 a 100) se calcula de acuerdo con los coeficientes de Bieniawski (1979), como la suma de las valoraciones correspondientes a cinco parámetros, **Tabla 2.15**.

- Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.

- RQD (medido en sondeos y estimado).
- Espaciamiento de las juntas.
- Condición de las juntas (rugosidad, persistencia, apertura, meteorización, Rellenos, etc.).
- Flujo de agua a través de las juntas (estando en las peores condiciones posibles).

Factor de ajuste de las juntas: es producto de tres subfactores, **Tabla 2.16:**

F1: Depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud.

Varia entre 1.0 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos es mayor de 30° y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores, establecidos empíricamente, se ajustan aproximadamente a la expresión:

$$F1 = (1 - \text{sen}(aj - as))^2$$

Siendo aj y as los valores de la dirección del buzamiento de la junta y del talud, respectivamente.

F2: Depende del buzamiento de la junta de la rotura plana. En cierto sentido es una medida de la probabilidad de la resistencia a esfuerzo cortante de la Junta.

Varia entre 1.0 (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0.15 (para Juntas con buzamiento inferior a 20°). Fue establecido empíricamente según la relación:

$$F2 = (\text{tg}^2 bj)^2$$

Donde bj es el buzamiento de la junta. F2 vale 1.0 para las roturas por vuelco.

F3: Refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por BIENIAWSKI en 1976 que son siempre negativos.

Para **roturas planas F3**, expresa la probabilidad de que las juntas afloran en el talud. Se supone que las condiciones son "normales", cuando el buzamiento medio de la familia de juntas es igual al del talud y por lo tanto afloraran algunas pocas juntas. Cuando el talud buza mas que las juntas, casi todas afloran y las condiciones "serán muy desfavorables", lo que supone un valor de F3 de - 60 (para $bj - bs > -10^\circ$) ó "muy favorables" lo que supone un valor de F3 de 0 (para $bj - bs > 10$). La diferencia con el valor de F3 "normal" (que es -25) es muy grande.

Para la **rotura por vuelco F3**, no se supone que pueden existir condiciones desfavorables, o muy desfavorables, ya que el vuelco rara vez produce roturas bruscas y en muchos casos los taludes con vuelcos de estratos se mantienen.

Se ha utilizado la condición de Goodman-Bray (1977) para evaluar la probabilidad de vuelco. Sin embargo se ha observado que muchos vuelcos se producen para valores ligeramente distintos, lo que puede interpretarse como que la resistencia al esfuerzo cortante se reduce unos 5, ósea por el hecho de que en muchos taludes volcados las juntas están meteorizadas, o por que el ángulo de rozamiento experimente una ligera reducción en el caso de roturas rotacionales (Goodman, 1976). La citada condición de Goodman-Bray solo es valida para el caso de roturas con pie volcador (que son mas frecuentes en la práctica); pero no para el caso de pie deslizante donde la superficie basal del macizo roto aflora en el talud con el aspecto de una junta deslizada.

Tabla 2.16
Factores de ajuste para las juntas (Romana, 1985)

CASO		Muy Favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy Desfavorable
P	aj-as	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
T	aj-as-180°					
P/T	F1	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P	bj	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
	F2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
T	F2	1	1	1	1	1
P	bj-bs	> 10°	10° - 0°	0°	0° (-10°)	< 10°
T	bj-bs	< 110°	110° - 120°	> 120°	
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60

(Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001)

- P = Falla Plana.
- T = Falla por Vuelco.
- as = Dirección de Buzamiento del talud.
- bs = Buzamiento del talud.
- aj = Dirección de Buzamiento de las juntas.
- bj = Buzamiento de las juntas.

El **factor de ajuste según el método de excavación**, F4 ha sido establecido empíricamente en la **Tabla 2.17**:

- Los taludes naturales son mas estables, a causa de los procesos previos de erosión sufridos por el talud, y de los mecanismos internos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc.). F4=+15
- El precorte aumenta la estabilidad de los taludes en media clase F4=+10

- Las técnicas de voladura suave (recorte), bien ejecutadas, también aumentan la estabilidad de los taludes, $F_4=+8$.
- Las voladuras normales aplicadas con métodos razonables no modifican la estabilidad, $F_4=0$.
- Las voladuras defectuosas son muy frecuentes y pueden dañar seriamente a la estabilidad $F_4=-8$.
- La excavación mecánica de los taludes por ripado solo es posible cuando el macizo rocoso está muy fracturado o la roca blanda. Con frecuencia se combina con prevoladuras poco cuidada. Las caras de talud presentan dificultades de acabado. Por ello el método ni mejora ni empeora la estabilidad $F_4=0$.

Tabla 2.17
Factores de ajuste según el método de excavación
(Romana, 1985)

Método	Talud Natural	Precorte	Voladura Suave	Voladura Mecanizada	Voladura deficiente
F4	+15	+10	+8	0	-8

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

El valor final del índice clasificado SMR es:

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

Según el valor del índice SMR se obtienen 5 clases de estabilidad, definidas simplifícadamente en la **Tabla 2.18**.

Tabla 2.18
Factores de ajuste según el método de excavación
(Romana, 1985)

Clase Nº	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descripción	Muy Mala	Mala	Normal	Buena	Muy Buena
Estabilidad	Totalmente Inestable	Inestable	Parcialmente Estable	Estable	Totalmente Estable
Fallas	Grandes roturas por planos continuos o por masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

La clasificación no tiene instrucciones específicas para las roturas de cuña. El procedimiento a seguir es obtener el índice SMR para cada una de las familias

de las juntas. Se adoptará para el talud el valor menor del índice SMR obtenido para cada familia de juntas.

En rocas meteorizadas y en las evolutivas la clasificación debe ser aplicada dos veces:

- Para la situación inicial de roca sana.
- Para la situación futura de roca meteorizada.

Los índices obtenidos serán distintos.

En la **Tabla 2.19**, se presentan valores límites del SMR encontrados empíricamente para cada forma de rotura son:

Tabla 2.19
Valores límites del SMR

FALLAS PLANAS		FALLAS EN CUÑA	
SMR > 60	Ninguna	SMR > 75	Muy Pocas
60 > SMR > 40	Importantes	75 > SMR > 49	Algunas
40 > SMR > 15	Muy grandes	55 > SMR > 40	Muchas
FALLAS POR VUELCO		FALLAS CIRCULARES (Tipo suelo)	
SMR > 65	Ninguno	SMR > 30	Ninguna
65 > SMR > 50	Menores	30 > SMR > 10	Posible
40 > SMR > 30	Muy grandes		

Ref. Curso: Mecánica de Rocas FIGMM-UNI, 2001

Todos lo taludes con valores del SMR inferiores a 20 se caen rápidamente. No se han encontrado taludes con valores de SMR inferiores a 10, lo que nos indica que no son físicamente factibles.

CAPITULO III

ESTUDIO GEOTECNICO CON FINES DE CIMENTACION DE MURO DE CONTENCION CON SUELO REFORZADO – SISTEMA TERRAMESH

3.1 Generalidades

En este capítulo se establecerán los objetivos, Normas técnicas, mediante el cual se enmarca las pautas para un estudio geotécnico detallado del área de trabajo y la zona de influencia. Además, la geología y las condiciones sísmicas serán estudiadas, para el presente informe de suficiencia.

3.1.1 Objetivos

Los objetivos principales del estudio geotécnico abarcan:

- Determinación de las características físico-mecánicas del terreno de cimentación para la construcción del muro de contención de suelo reforzado.
- Realizar el trabajo de campo mediante la exploración del subsuelo, mediante calicatas o pozos de excavación a cielo abierto, y el muestreo y registro de cada una de ellas;
- Determinación de los parámetros físicos y mecánicos, tanto en campo como en laboratorio, del terreno de cimentación así como de los otros materiales que intervienen en la construcción como el relleno estructural y la piedra de los gaviones.
- Evaluar las condiciones geotécnicas favorables que garanticen el buen funcionamiento del muro de contención con suelo reforzado.
- Elaborar un perfil estratigráfico del suelo de cimentación de la zona de trabajo, para poder determinar las profundidades óptimas de emplazamiento de la estructura proyectada.

El programa de trabajo realizado con este propósito ha consistido en:

- Ejecución de Calicatas de Exploración, para determinar el suelo de fundación y perfil estratigráfico.
- Toma de muestras alteradas o disturbadas
- Registro de excavaciones
- Ensayos estándar y especiales de Laboratorio para definir los Parámetros físicos y resistentes del Subsuelo, material de relleno estructural y relleno de los gaviones (bolonería).

- Perfil Estratigráfico
- Evaluación del macizo rocoso
- Análisis de la cimentación
- Determinación de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso
- Representación estereográfica del macizo rocoso
- Verificación de la estabilidad del macizo rocoso
- Conclusiones y Recomendaciones

3.1.2 Normatividad

La evaluación del subsuelo está en concordancia con la Norma E-0.50 de suelos y cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.1.3 Ubicación de la zona en estudio

La zona en estudio esta ubicada en el campus de la Universidad Nacional de Ingeniería, Distrito del Rímac, Provincia y Departamento de Lima. En la costa central del país, frente al Océano Pacífico, a la margen derecha del Río Rímac, a 108msnm., con la cordillera del los Andes hacia el Este. Y está localizada entre las siguientes coordenadas geográficas. Ver Plano P-01, Anexo VI y Foto N° 01, Anexo V:

12°02'51" Latitud sur

77°01'08" Longitud oeste

3.1.4 Geología de la zona en estudio

Se ha utilizado la carta geológica nacional editado por el INGEMMET (1992), ubicando al cuadrángulo de Lima (hoja 25-i), para el mapeo geológico regional, a escala 1:100,000. Para tener una visión general de todo el desarrollo estratigráfico y su relación litológica.

Geología Regional

- **Geomorfología**

Para tener una visión general de todo el desarrollo estratigráfico y su relación litológica, se describirán las unidades geomorfológicas observadas en el mapa geológico.

Cono Deyectivo. Está constituido por amplias superficies cubiertas por gravas provenientes del transporte y posterior sedimentación del río Rimac. Es también

llamado cono aluvial del río Rimac, donde se asienta la ciudad de Lima, que en tiempos pasados fuera una depresión, ahora rellena de gravas, arena y arcillas, formando un potente apilamiento, cuyo grosor completo se desconoce. El abanico del río Rimac, tal como se presenta en la actualidad, tiene su límite oriental en Santa Clara y su límite occidental sobre la línea costera. Hacia el sur limita con el macizo del Morro Solar y por el norte cubre parte del abanico del río Chillón en la zona de Bocanegra.

Cerros Testigos. Dentro de esta unidad geomorfológica se han considerado las colinas que bordean las estribaciones de la cordillera occidental, tal es el caso de los cerros aledaños a la Universidad Nacional de Ingeniería, llamados cerros arrastres. Estos quedan como cerros testigos con pequeñas quebradas no abruptas; encontrándose en medio del cono aluvial de Lima y a manera de remanentes de la labor erosiva del río Rimac.

- **Características litoestratigráfica**

En este ítem se describe en forma resumida la columna crono estratigráfica de la zona en estudio, la cual se halla conformada por unidades rocosas del cretáceo inferior y sedimentarias del cuaternario pleistocénico, siguiendo el orden del más antiguo al más reciente. (Fig. N° 01, Anexo IV).

A continuación se detallan las características litológicas de las unidades que se observaron en el área de estudio y se señalan sus aspectos morfológicos más saltantes.

Depósitos Cretácicos. El cretáceo está bien desarrollado en el territorio peruano. Muestra secuencias estratigráficas completas en las regiones Norte y Centro de los Andes. Sus afloramientos constituyen más del 70% de las rocas mesozoicas, consiste de sedimentos marinos y en menor proporción continentales.

Formación marcavilca (Ki-m)

Pertenece a la era mesozoica del sistema cretáceo 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 y el límite estratigráfico se encuentra bien definido por un cambio litológico de calizas a areniscas.

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.

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.

La edad de estos depósitos es desconocido; sin embargo dado su gran volumen es evidente que su deposición viene desde el pleistoceno, habiendo tenido periodos de rejuvenecimiento de los ríos que han dado lugar a varios niveles de terrazas fluviales.

Depósitos coluviales (Q-co)

Estos depósitos se encuentran distribuidos al pie de los taludes de los cerros y están constituidos en general por bloques y fragmentos rocosos, entremezclados en una matriz limo-arenosa, presenta baja a mediana compacidad. Además en la zona de estudio se aprecia la presencia de depósitos antrópicos de origen humano (desmontes) y origen minero (relaves).

• Geodinámica Externa

En la zona de estudio no existe la posibilidad de apreciar fenómenos naturales como huaycos, aluviones, o similares. A través del mapeo geológico superficial se identificaron cortes realizados en el macizo rocoso con la finalidad de ganar espacio para la cancha de fulbito y accesos internos. No se observan deslizamientos de masas o fallas que generen la caída de bloques de roca, sin

embargo, ante la probabilidad de una posible falla, se realizará un análisis de estabilidad. La actividad sísmica que afecta la zona de estudio es relativamente moderada.

Geología Local

En el área donde se proyecta el muro de contención con suelo reforzado, se efectuó un reconocimiento del emplazamiento donde se cimentará el muro, identificando la formación geológica y geodinámica externa, logrando así el conocimiento de la geología y las características físico-mecánicas del terreno de fundación y sus características geomecánicas del macizo rocoso.

El proyecto se desarrollará a través de unidades lito-estratigráficas, como son las formaciones rocosas, cuya edad viene del cretáceo inferior, rodeado de materiales consolidados del cuaternario. En general, el terreno presenta buenas condiciones de cimentación, deformación y estabilidad, y se emplazará sobre un terreno rocoso (filita), de origen metamórfico.

3.1.5 Sismicidad de la zona en estudio

Parámetros sísmicos de sitio

Dentro de los alcances de la “Norma Técnica de Edificaciones E.030” de “Diseño sismorresistente”, el área donde se proyecta el muro de contención, se encuentra ubicada en la provincia y departamento de Lima; la cual se encuentra dentro de la denominada “Zona 3” de la clasificación de “Zonas Sísmicas” del territorio nacional, correspondiéndole un “factor de zona” de $Z=0.4$ (**Figura. N° 05, Anexo IV**); interpretándose como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Además, le corresponde una sismicidad alta de intensidad alta de VIII a IX en la Escala Mercalli Modificado (**Figura. N° 06, Anexo IV**).

La descripción litológica hecha precedentemente, indica que el proyecto, se emplaza sobre roca filita fisurada, según la Norma E.030, pertenece a un “Perfil Tipo S1: Roca o suelos muy rígidos, teniéndose los siguientes parámetros:

Periodo que define la plataforma del espectro para el tipo de suelo (T_p): $T_p = 0.40s$

Factor de Suelo (S): $S = 1.00$

Factor de Zona (Z): $Z = 0.4$

$$\text{Factor de Ampliación Sísmica (C): } C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right) \quad C \leq 2.5$$

$$C = 2.5\left(\frac{0.4}{T}\right) = \frac{1}{T}$$

Siendo, T el período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

Aceleración máxima y de diseño para el análisis dinámico

Para el caso del proyecto del muro de contención con suelo reforzado, los valores de la aceleración esperada se tomarán de los mapas publicados. Por Alva Hurtado (1,984), en la cual se presentan distribuciones de aceleraciones sísmicas en el Perú, para 50 y 100 años de vida útil, con una excedencia del 10%. (Figuras N° 07 y N° 08, Anexo IV).

También, se tomara como referencia una publicación del Ministerio de Energía y Minas (MINEM), para el proyecto Camisea en la variante de Cañete. La Tabla 3.1, nos da unos datos acerca de Aceleraciones máximas para diferentes periodos de retomo de diversas ciudades al sur de Lima.

Tabla 3.1

Aceleraciones máximas para diferentes periodos de retorno de ciudades cercanas a la zona de estudio

Lugar de Análisis	Aceleración máxima (g)*	Aceleración efectiva (g)*	Aceleración (g) para el Análisis Pseudo-estático
HUMAY	0.42	0.32	0.22
LURIN	0.44	0.33	0.22
CHILCA	0.43	0.32	0.22
CAÑETE	0.44	0.33	0.22
CHINCHA	0.43	0.32	0.22
PISCO	0.44	0.33	0.22

Ref. Ministerio de Energía y Minas (MINEM), Proyecto camisea.

Nota: Equivalente 1g <> 981cm/seg²

Por lo que se considerará para la zona en estudio una aceleración máxima de $a=0.44g$, considerando una vida útil de 50 años y un periodo de retorno de 475 años (Fig. N° 07).

El coeficiente sísmico a ser considerado para el Análisis Dinámico (Pseudo estático), será una fracción que varía entre $1/3$ y $1/2$ de la máxima aceleración esperada. En consecuencia, para el caso de un análisis pseudoestático de estabilidad, se considera un valor de aceleración básica de diseño horizontal de $1/2$ de la aceleración pico; es decir una aceleración $a=0.22g$ se utilizará como el valor de la aceleración básica de diseño, con periodo de retorno de 475 años.

3.1.6 Características estructurales del proyecto

El muro de contención proyectado, se basa en el principio de muro con suelo reforzado, mediante el sistema TERRAMESH patentado por MACCAFERRI. La cual consta de un paramento frontal formado por cajas de gaviones (Dim. $0.50m \times 0.50m$ o $1.00m \times 1.00m$) y rellenas con piedras (bolonería o angulosas, $TM=6"$ a $12"$). De cada caja de gavión sobresalen unas colas o refuerzo horizontal (malla de doble torsión), formadas por el mismo alambre del gavión (acero revestidos con galván y PVC).

Consta también de un relleno estructural a la espalda de los gaviones, la cual esta conformada por material granular (afirmado), las cuales son compactadas por capas. **(Plano P-02, Anexo VI).**

La malla de refuerzo incrementa la fricción entre el material de relleno estructural y las secciones del alambre, así como las propiedades mecánicas de trabazón con las partículas del relleno estructural. Adicionalmente, lleva un geotextil para proteger la interfase gavión y material de relleno estructural. La cual evita la migración de material fino de relleno estructural hacia la zona del gavión (zona con mayor relación de vacíos).

3.2 Investigación Geotécnica

A continuación se presentan los trabajos de investigación realizados en la zona de estudio, así como en laboratorio.

3.2.1 Trabajo de campo

Se presenta la descripción de los trabajos realizados en campo, desde la ubicación, excavación manual de las calicatas, muestreo y descripción de los materiales encontrados.

Excavación de calicatas

La investigación geotécnica de campo propuso la excavación de 03 calicatas o pozos a cielo abierto, convenientemente distribuidas en la zona de estudio. La profundidad promedio de las calicatas excavadas es de 1.50m. En el Plano P-03, Anexo VI se indica la ubicación de las calicatas y en las Fotos N° 02 al N° 08, Anexo V, se presenta el proceso de excavación.

En la Tabla 3.2, se indica la identificación de las calicatas y la profundidad alcanzada.

Tabla 3.2
Identificación y Profundidad de Calicatas

CALICATA	PROFUNDIDAD (m)
C - 1	1.50
C - 2	1.50
C - 3	1.50

Recolección de muestras

De las calicatas se tomaron muestras representativas, para ser enviadas al laboratorio y poder identificar el tipo de material y características físicas-mecánicas. En la Tabla 3.3 se observa el número de muestras por calicata y la profundidad a la cual se extrajo.

Tabla 3.3
Identificación y Profundidad de muestras

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)
C - 1	M - 1	0.25 - 0.45
C - 2	M - 1	0.25 - 0.45
C - 3	M - 1	0.30 - 0.45

Registro de excavaciones

Conjuntamente con el muestreo se efectuó el registro de cada una de las calicatas, en las cuales se tomó nota de las principales características de los tipos de materiales encontrados, tales como: Espesor de los estratos, tipo de roca, condición y calidad de la roca, presencia de nivel freático, rumbo y buzamiento de las discontinuidades, etc., esto último se obtuvo del macizo rocoso contiguo al área donde se emplazará el muro proyectado.

3.2.2 Trabajo de laboratorio

Las muestras recolectadas del terreno de cimentación de la zona de estudio y del material de relleno estructural proveniente de una cantera externa, así como del material para el relleno de los gaviones, fueron enviadas al laboratorio para los ensayos respectivos. Las cuales se realizaron en los laboratorios de suelos del área de Geotecnia Aplicada a la Hidráulica del Laboratorio Nacional de Hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería y en los laboratorios de la empresa Vector Perú. En el **Anexo II** se presentan los certificados de los ensayos.

Terreno de Cimentación. La **Tabla 3.4**, muestra los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en muestras de roca obtenidas de las calicatas excavadas, para la obtención de la gravedad específica (ASTM C – 127) y resistencia de la roca.

Tabla 3.4
Resultados de ensayos de gravedad específica
Y de la resistencia de la roca (Esclerómetro)

Calicata	Muestra	Prof. (m)	Gs	R	Valor Prom.	(kg/cm ²)
C – 1	M – 1	0.25 – 0.45	2.32	44.00	41.33	482.00
C – 2	M – 1	0.25 – 0.45	2.47	42.40		
C – 3	M – 1	0.25 – 0.45	2.69	41.33		

Relleno Estructural. A partir del material de relleno estructural se obtuvo una muestra representativa, la cual fue sometida a ensayos estándar de laboratorio, tales como análisis granulométrico (ASTM D–422), humedad (ASTM D–2216),

límites de consistencia (ASTM D–4318) y gravedad específica (ASTM C – 127). En la **Tabla 3.5** se presentan los resultados de estos ensayos.

Tabla 3.5
Resultados de ensayos estándar del relleno estructural

Exploración	Muestra	Clasif. (SUCS)	W (%)	LL (%)	IP (%)	Gs
Cantera	M – 1	GC-GM	4.7	14.0	4.0	2.68

La muestra de relleno estructural también fue sometida a ensayos especiales de laboratorio, como son el Próctor Estándar (ASTM D–698) y el ensayo de Compresión Triaxial CU (ASTM D–4767) (condición consolidada-no drenada). En la **Tabla 3.6** se presentan los siguientes parámetros.

Tabla 3.6
Resultados de ensayos especiales del relleno estructural

Exploración	Muestra	MDS (gr/cm ³)	OCH (%)	C (kg/cm ²)	Ø (°)
Cantera	M – 1	2.077	9.3	0.20	37

El ensayo Triaxial CU, es un ensayo consolidado-no drenado, que sirve para determinar la resistencia cortante del suelo (entre otros procedimientos). Este procedimiento de ensayo también puede utilizarse para determinar las propiedades de un ensayo consolidado-drenado (CD), si se miden las presiones de poros durante la etapa de aplicación de corte no drenado.

El ensayo de corte directo es otro ensayo que también proporciona datos de ángulo de fricción interna y cohesión, sin embargo es más limitado, ya que la consolidación (bajo carga normal aplicada) y el drenaje del espécimen (bajo carga de corte) no pueden ser controlados o prevenidos. De este modo, el ensayo de corte directo se limita generalmente a procedimientos bajo condiciones drenadas. En conclusión, lo que se hace al medir la resistencia cortante de los suelos es simular en laboratorio, las mismas condiciones de carga a las que estaría sometido el suelo en campo.

Como una mención aparte, se puede mencionar que el ensayo de corte directo puede también ser recomendado cuando se evalúe la resistencia drenada de arcillas duras o sobreconsolidadas.

Piedra para Gaviones. A partir del material de relleno de los gaviones (bolonería), se obtuvo una muestra representativa, para realizar ensayos estándar de laboratorio; tales como Densidad máxima (ASTM D-4253) y gravedad específica (ASTM C-127). En la **Tabla 3.7** se presentan los resultados de estos ensayos.

Tabla 3.7
Resultados de ensayos estándar del relleno de gaviones

Exploración	Muestra	Dmax	Gs
Cantera	M – 1	1.60	2.70
		1.50	2.72

3.2.3 Análisis e interpretación en gabinete

Esta fase comprende, tanto el análisis e interpretación de los resultados obtenidos en las dos fases precedentes, como la elaboración de criterios para el análisis de la cimentación del muro proyectado, conociendo el tipo de material del terreno de fundación, así como sus características físicas y mecánicas.

Perfil estratigráfico

En base a los registros de excavaciones inspección superficial del terreno y ensayos de laboratorio se deduce la siguiente conformación. Ver **Plano P-04, Anexo VI.**

El perfil estratigráfico en la zona de estudio, comprende de 0.00m a 0.25m de profundidad, por un relleno limoso, presencia de piedras pequeñas aisladas, raíces inertes, plásticos, etc.

Subyacente a esta capa de 0.25m a 0.45m de profundidad, se presenta roca fracturada lajoza, variando el grado de deterioro, en la calicata C-1 las lajas son de TM=6" a 7" con espesor de 2", la cual presenta ligera oxidación, color beige; en la calicata C-2 se encuentra la roca se encuentra ligeramente fracturada con TM=8" y espesores de 2" a 3"; en la calicata C-3 la roca se encuentra muy

fracturada con $TM=4''$ y espesor de $1''$, estas presentan laminillas de 5mm de espesor, color plomo, poco oxidado.

Finalmente, de 0.45m hasta la profundidad explorada, se presenta roca fresca con fisuras de muy delgadas cada $1 \frac{1}{2}''$ a $3''$, estas fisuras tienen un espesor de 0.5mm, rellenas de limo y roca triturada, se fracturan en lajas de $TM=2''$ y $8''$ con $3''$ de espesor, color plomo.

Hasta la profundidad explorada. No se ha determinado el nivel freático en ninguna de las excavaciones.

Valoración del macizo rocoso

A continuación se describen las principales características del macizo rocoso, **Foto N° 09 y N° 10, Anexo V**, de acuerdo a la clasificación RMR (Bieniawski, 1989). La misma que se basa en cinco parámetros básicos:

a) Resistencia compresiva uniaxial (Esclerómetro): Se realizó un ensayo de compresión uniaxial a tres muestras de roca recolectadas de cada una de las calicatas. El valor promedio de resistencia es de 48.2MPa, lo que corresponde una valoración de 4.

b) RQD (Índice de la calidad de la roca): El RQD se ha estimado midiendo la cantidad de discontinuidades en $1m^2$ del talud. Su valor fue determinado usando la fórmula empírica propuesta por (Bieniawski, 1989):

$$RQD=115-3.3(J_v) \quad (3.1)$$

$J_v = 16$ discontinuidades en $1m^2$.

Entonces: $RQD=115-3.3(16)=60\%$, lo que corresponde una valoración de 13.

c) Espaciamiento de fisuras: Se aprecia que el espaciamiento de las discontinuidades está en el orden de 0.5m (roca semi fracturada), con una persistencia de 5.0m y separación entre discontinuidades de 5mm. Correspondiéndole una valoración de 10.

d) Estado de las fisuras: Superficialmente las paredes presentan ligera rugosidad y se encuentran ligeramente intemperizadas. Con una apertura de fisuras de 1mm. Por lo que su valoración es de 25.

e) Condiciones de agua subterránea: No existe presencia de agua subterránea, el macizo rocoso se presenta totalmente seco, por lo tanto su valoración es de 10.

De todo el análisis y lo obtenido en campo, se obtiene una valoración de RMR básico de 62, y para el tipo de trabajo que es para cimentaciones, con rumbo y buzamiento favorable se tiene una valoración de -2. Por lo que tenemos RMR ajustado de 60. Este valor corresponde a un macizo rocoso de categoría III, clasificada como regular a buena. El cual posee una cohesión de 200 a 300Kpa (20 a 30tn/m²) y ángulo de fricción interna de 25° a 35°.

Determinación de los parámetros mecánicos del macizo rocoso

Luego de la valoración total del macizo rocoso, en la Tabla 3.8, se indica las características mecánicas (Cohesión y ángulo de fricción interna).

Tabla 3.8
Características mecánicas del macizo rocoso

Terreno	C (tn/m²)	Ø (°)
Roca Filita	31.0	36

Del ensayo de gravedad específica Tabla 3.4, obtendremos el peso unitario del macizo rocoso; para lo cual tomaremos el mayor valor obtenido como el

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \quad (3.2)$$

representativo para el macizo rocoso. Y mediante la siguiente relación:

Donde:

G_s = Peso específico relativo de sólidos

γ_o = Peso específico del agua a 4° C $\approx \gamma_w$

γ_s = Peso unitario del macizo rocoso

Con estas relaciones se obtuvo el peso unitario de macizo rocoso, la cual se especifica en la Tabla 3.9:

Tabla 3.9
Peso unitario del macizo rocoso

Terreno	G _s	Y _o (tn/m ³)	Y _s (tn/m ³)
Roca Filita	2.69	1.00	2.69

Determinación de los parámetros mecánicos del paramento (gaviones)

Para el llenado del paramento frontal del sistema Terramesh, se requiere la utilización de piedras limpias, compactas y no solubles al agua o a la intemperie, pudiendo ser redondeadas o angulosas; tal que puedan garantizar la resistencia de la obra. Las dimensiones de las piedras deben ser lo mas regular posible y estar limitadas preferiblemente entre 6" (15 cm) a 8" (20 cm), pudiendo llegar a 12" (30 cm) en algunos casos.

Para calcular el peso de las celdas o gavión se puede emplear una porosidad del 40% para enrocados angulosos. En algunas investigaciones realizadas para cantos redondeados, se obtuvieron pesos unitarios de 1.7Ton/m³ equivalente a porosidad del 35%.

Los manuales de diseño de productores extranjeros especifican generalmente porosidades del 30%, recomendando el uso de pesos unitarios de 1.8 Ton/m³.

A partir de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras de piedra (Tabla 4.7), se estima la relación de vacíos (e) y la porosidad (n) del material. Para esto, se utilizarán las siguientes relaciones:

$$e = \frac{G_{s\text{Piedra}}}{D_{\text{max}}} - 1 \quad n = \frac{e}{e + 1} \quad \gamma_d = \frac{\gamma_s}{e + 1} \quad (3.3)$$

Donde:

G_SPiedra = Peso específico relativo de sólidos de las piedras

D_{max} = Densidad máxima

n = Porosidad

- e = Relación de vacíos
 γ_d = Peso específico seco (Ton/m^3)
 γ_s = Peso específico del suelo (Ton/m^3)

En la **Tabla 3.10**, se presentan los resultados con la relación de vacíos y la porosidad del relleno de los gaviones (bolonería).

Tabla 3.10
Relación de vacíos y porosidad del relleno de los gaviones

G_s	D_{max} (tn/m^3)	e	n
2.71	1.60	0.694	0.410
	1.50	0.807	0.447

(Lambe, 1990) presenta relaciones de vacíos máximos y mínimos, para agrupaciones simples de esferas, **Tabla 3.11**. De los cuales obtendremos un intervalo de porosidades máximas y mínimos con su respectivo peso específico seco.

Tabla 3.11
Valores máximos y mínimos de e , n y γ_d

Intervalos	e	n	γ_d (tn/m^3)
Máximo	0.92	0.479	1.411
Mínimo	0.35	0.259	2.007

Ref. Lambe, 1990

De la **Tabla 3.10**, observamos que los valores de porosidad varían de 0.410 y 0.447; las cuales están dentro del intervalo máximo y mínimo de porosidad presentado en la **Tabla 3.11**, por lo que se consideró una porosidad promedio de 0.40.

Con este valor y con la ayuda de la **Fig. 3.1**, se determinó el peso unitario de la piedra de relleno de los gaviones.

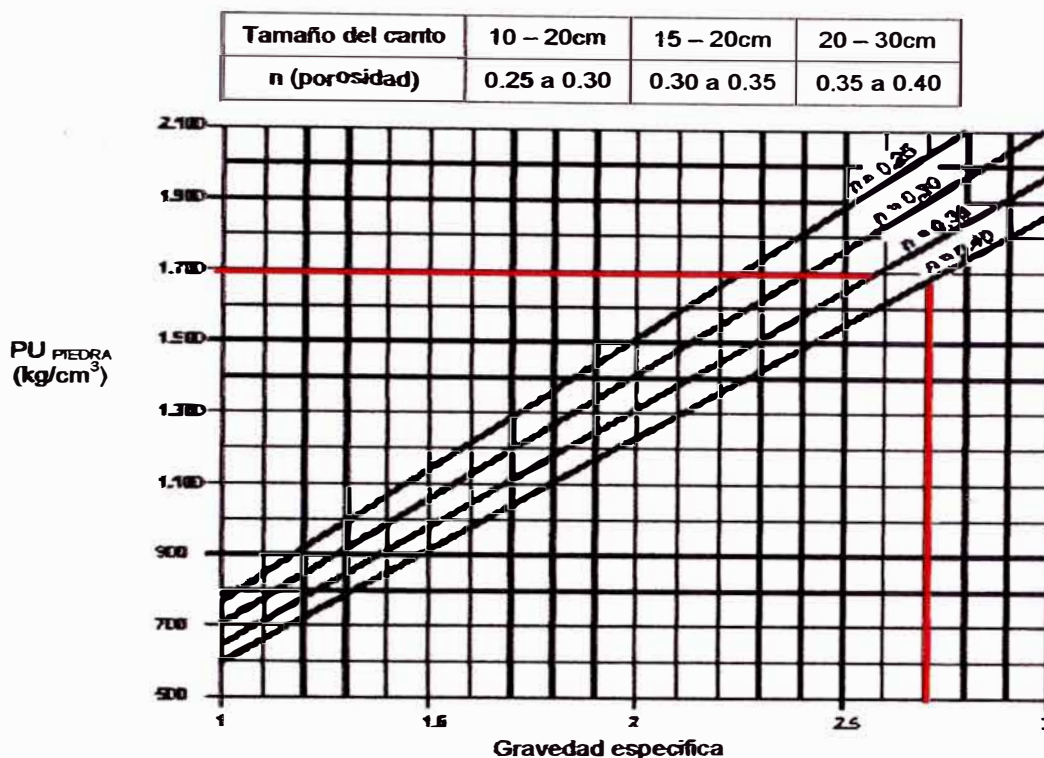


Fig. 3.1: Determinación del peso unitario de la piedra (ref. Maccaferri del Perú, 2007)

De lo anterior, presentamos la Tabla 3.12 con el valor del peso unitario del relleno de los gaviones:

Tabla 3.12

Peso unitario del relleno de los gaviones

Material	Gs	n	P.U (Kg/m ³)
Bolonería	2.71	0.40	1,700

Determinación de los parámetros mecánicos del Relleno estructural

Del los resultado del ensayo Triaxial No drenado (CU) presentado en la Tabla 3.6, Obtuvimos los valores de Cohesión y ángulo de fricción interna del relleno estructural, y presentamos en la siguiente tabla.

Tabla 3.13

Cohesión y ángulo de fricción interna del relleno estructural

Material	C (kg/cm ²)	φ (°)
GC-GM	0.20	37

El relleno estructural estará conformado por material granular seleccionado (afirmado), la cual se compactara al 95% de la máxima densidad seca del ensayo próctor estándar (**Foto N° 11 y N° 12, Anexo V**), por lo que este valor obtenido del ensayo deberá ser el siguiente.

$$0.95 \times MDS = PU_{\text{Relleno estructural}} \quad (3.4)$$

En la **Tabla 3.14** se presenta el peso unitario para el relleno estructural y su gravedad específica.

Tabla 3.14

Peso unitario del relleno estructural

Material	Gs	P.U. (Kg/m³)
GC-GM	2.68	1,973

Con estos valores se deberá realizar los controles de compactación, mediante los ensayos de densidad de campo, ya sea con el método del cono y la arena, ó métodos nucleares.

3.3 Análisis de la cimentación

A continuación se presenta el análisis de la cimentación para la estructura proyectada, basado en las características del terreno de fundación.

3.3.1 Tipo de cimentación

Dada la naturaleza rocosa, con leve a moderado fracturamiento y al tipo de estructura proyectada; se recomienda que el análisis de la cimentación del muro de contención, se realice como un **cimiento corrido**.

3.3.2 Profundidad de cimentación

En base al estudio del perfil estratigráfico, características físico-mecánicas del terreno de fundación y las solicitaciones de carga de la estructura proyectada. Se recomienda cimentar a una profundidad **no menor de 0.30m** por debajo del nivel de terreno natural.

3.3.3 Determinación de los parámetros de carga

Los parámetros de capacidad de carga se determinaran con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 N_c &= 2 N_\phi^{\frac{1}{2}} (N_\phi + 1) & N_\phi &= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\
 N_q &= N_\phi^2 & N_\gamma &= N_\phi^{\frac{1}{2}} (N_\phi^2 - 1)
 \end{aligned}
 \tag{3.5}$$

Donde: N_c , N_q y N_γ son los parámetros de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna ($\phi=36^\circ$) del macizo rocoso.

Tabla 3.15
Parámetros de resistencia

Terreno	N_c	N_q	N_γ
Roca Filita	17.0	14.0	29

3.3.4 Calculo de la capacidad admisible

Se ha determinado la capacidad de carga admisible del terreno de fundación, en base a sus características físicas y mecánicas. Se utilizarán las condiciones de cimentación y parámetros de resistencia obtenidos en el ítem anterior.

Luego se calcula la capacidad portante con la siguiente ecuación:

$$q_u = CN_c + \frac{1}{2} \gamma_t B N_\gamma + \gamma_f D_f N_q
 \tag{3.6}$$

$$q_{ad} = \frac{q_u}{F_s}
 \tag{3.7}$$

Donde:

- q_u = Capacidad ultima de carga
- q_{ad} = Capacidad admisible de carga
- F_s = Factor de seguridad = 3
- C = Cohesión del terreno de fundación (Tn/m^2)
- B = Ancho de la cimentación (m)
- D_f = Profundidad de desplante (m)
- γ_t = Peso unitario del terreno de fundación (Tn/m^3)

γ_f = Peso unitario del terreno superficial (Tn/m^3)

La **Tabla 3.16** resume el cálculo de la capacidad de carga admisible.

Tabla 3.16

Calculo capacidad de carga admisible

Tipo de cimentación	B(m)	DF(m)	Qult (kg/cm^2)	Qadm (kg/cm^2)
Cimiento Corrido	5.50	0.30	80.32	26.77
	5.50	0.50	81.12	27.04
	6.00	0.30	82.15	27.38
	6.00	0.50	82.95	27.65
	6.50	0.30	83.98	27.99
	6.50	0.50	84.77	28.26

De acuerdo a la **tabla** anterior, se dedujo que la capacidad admisible por corte de la zona en estudio, para la estructura proyectada es igual a $26.77Kg/cm^2$.

3.3.5 Asentamiento inmediato

El cálculo del asentamiento inmediato de cimentaciones en roca, se realiza a través de modelos elásticos, isótropos o anisótropos; en el caso isótropo, el asentamiento esta dado por:

$$S = \frac{Q_{adm}(1-\mu^2)A^{\frac{3}{2}}}{\beta_2 E_m} \quad (3.8)$$

Donde:

S = Asentamiento Probable (cm.)

Q_{adm} = Esfuerzo Neto Transmitido (Kg/cm^2)

μ = Relación de Poisson

β_2 = coeficiente adimensional

A = Área de la cimentación (cm^2)

E_m = Modulo de Elasticidad del macizo rocoso (Kg/cm^2)

Las propiedades elásticas del macizo rocoso se obtuvieron mediante la siguiente correlación (Serafim & Pereira, 1983).

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (GPa) \quad (3.9)$$

Para un RMR de 60, obtenemos un modulo de elasticidad para el macizo rocoso de 17.8GPa.

En la **Tabla 3.17**, se presentan los parámetros elásticos del macizo rocoso que se considerarán para el presente proyecto.

Tabla 3.17

Parámetros elásticos

Terreno	Er (tn/m^2)	μ
Roca Filita	1778279	0.15

En la **Tabla 2.13 (Capítulo II)**, se presentaron los valores que toma β_2 , en función de las dimensiones B y L de la cimentación. De dicha tabla tenemos que para una cimentación corrida ($L/B=10$), obtendremos ($\beta_2=1.41$), tanto para una cimentación rígida y flexible. Además los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

A continuación se presenta la **Tabla 3.18** con los cálculos del asentamiento inmediato:

Tabla 3.18

Calculo del asentamiento inmediato

Terreno	Tipo de cimentación	Q_{adm} (kg/cm^2)	B (m)	β_2		Si (cm)
Roca Filita	Corrida	26.77	5.50	Rígida	1.41	1.98
				Flexible	1.41	1.98

3.3.6 Cálculo del asentamiento diferencial máximo

Con la finalidad de determinar el asentamiento máximo diferencial para la estructura proyectada. De la Fig. 3.2 (Bjerrum, 1963), obtendremos la distorsión angular para el caso de muros flexibles.

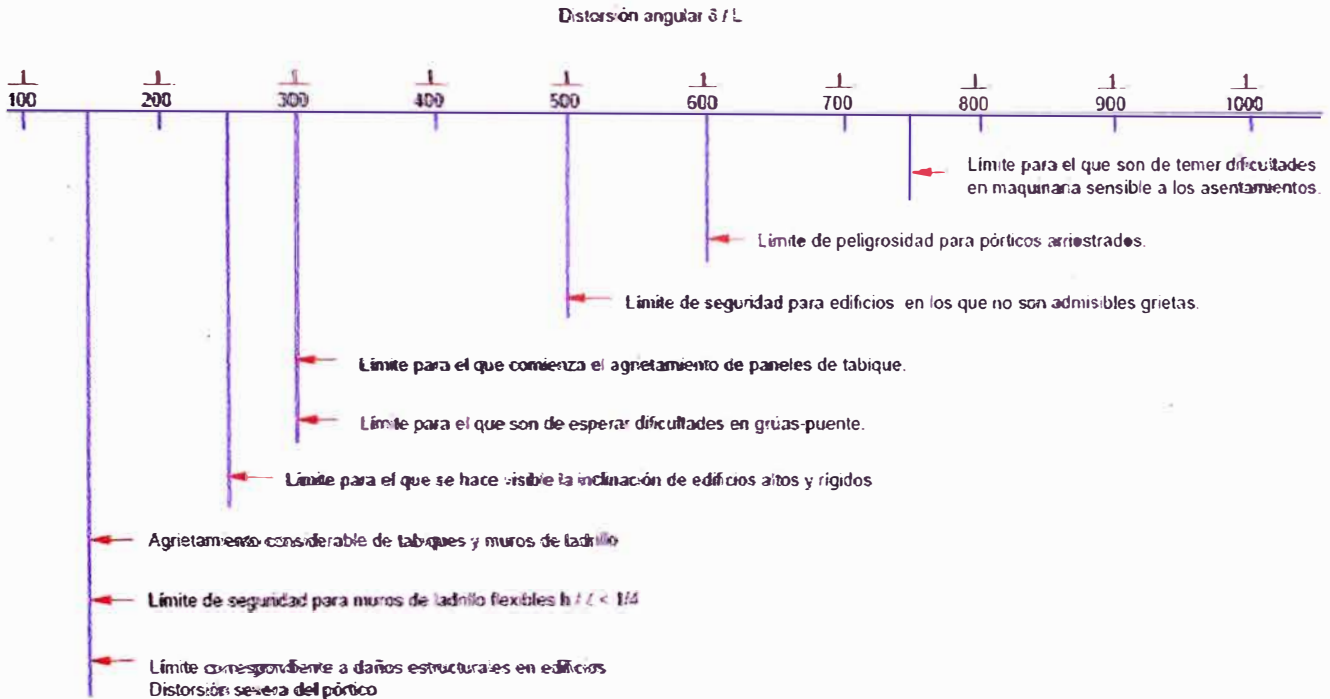


Fig. 3.2: Distorsión angular de estructuras (Ref. Lambe, 1990).

De la figura anterior obtenemos una distorsión (δ/L) de 1/150. Para una longitud del muro ($L=6.00m$) el asentamiento diferencial máximo será:

$$\delta = \frac{1}{150} \times (600) = 4.0 \text{ cm}$$

Por lo tanto se verifica que el asentamiento inmediato (1.98cm) es menor que el asentamiento diferencial máximo (4.00cm). Por lo tanto en la Tabla 3.19 se presenta el asentamiento admisible.

Tabla 3.19

Asentamiento admisible

Terreno	Tipo cimentación	Q_{adm} (kg/cm ²)	B (m)	β_2		S_i (cm)
Roca Filita	Corrida	25.00	5.50	Rígida	1.41	1.85
				Flexible	1.41	1.85

De la tabla anterior obtenemos la capacidad de carga admisible verificada por asentamiento sobre la roca; la cual se presenta a continuación.

Tabla 3.20

Capacidad de carga admisible

Terreno	Qadm (kg/cm ²)
	Cimiento corrido
Roca Filita	25.00

3.4 Representación estereográfica del macizo rocoso

Se presenta el análisis de las discontinuidades, basado en el levantamiento in situ del macizo rocoso, para obtener el rumbo, dirección del buzamiento y buzamiento de las discontinuidades, etc. Las cuales serán ploteadas en una representación polar.

3.4.1 Análisis de la Familia de discontinuidades

Mediante un levantamiento in situ del talud del macizo rocoso, se pudo conocer la situación y orientación de las discontinuidades, las cuales forman sistemas bajo unas mismas condiciones.

En la **Tabla 3.21**, se presenta la información obtenida en campo durante el registro lineal de las discontinuidades.

Tabla 3.21

Información de campo

Dist. (cm.)	Dist. Acum.	Rumbo (°)	Azimut del buzamiento (°)	Buzamiento (°)	
7	7	N 05 E	95	40	SE
3	10	N 06 E	96	40	SE
4	14	N 05 E	95	40	SE
2	16	N 05 E	95	40	SE
9	25	N 340 W	70	65	SW
4	29	N 341 W	71	65	SW
5	34	N 340 W	70	65	SW
3	37	N 335 W	65	65	SW
11	48	N 340 W	70	65	SW
7	55	N 345 W	75	65	SW
7	62	N 350 W	80	65	SW
7	69	N 345 W	75	40	SW
19	88	N 340 W	70	40	SW

17	105	N 340 W	70	40	SW
5	110	N 345 W	75	40	SW
10	120	N 350 W	80	40	SW
20	140	N 343 W	73	40	SW
8	148	N 343 W	73	55	SW
12	160	N 350 W	80	55	SW
12	172	N 345 W	75	55	SW
8	180	N 345 W	75	55	SW
9	189	N 350 W	80	55	SW
11	200	N 347 W	77	55	SW
145	345	N 350 W	80	60	SW
35	380	N 350 W	80	60	SW
40	420	N 355 W	85	60	SW
30	450	N 353 W	83	60	SW
40	490	N 355 W	85	60	SW
30	520	N 350 W	80	60	SW
25	545	N 335 W	65	48	SW
30	575	N 330 W	60	48	SW
55	630	N 338 W	68	48	SW
40	670	N 330 W	60	48	SW
55	725	N 335 W	65	55	SW
20	745	N 340 W	70	55	SW
35	780	N 335 W	65	55	SW
40	820	N 335 W	65	55	SW
50	870	N 330 W	60	60	SW
70	940	N 340 W	70	45	SW
70	1010	N 325 W	55	50	SW
60	1070	N 330 W	60	60	SW

La representación polar de estos datos (**Tabla 3.21**), queda representado en el **Diagrama D-01, Anexo III**; Luego se procede a determinar las familias de discontinuidades en el **Diagrama D-02, Anexo III**, se observa claramente una familia de discontinuidad a la que denominamos F1. En esta familia F1 se observa una concentración alrededor de un valor predominante. Ubicamos el centro de gravedad aproximado de F1, cuya posición nos proporciona la orientación más probable para la familia de discontinuidades.

Luego rotamos la malla estereográfica hasta que su eje horizontal coincida con la orientación del centro de gravedad de F1, **Diagrama D-03, Anexo III**. El círculo máximo que pasa por este punto nos determina el ángulo con el que buza la familia de discontinuidades. En la **Tabla 3.22**, se resume la orientación y buzamiento de las familias de discontinuidades.

Tabla 3.22

Sistema de las discontinuidades del macizo rocoso

Familia	Rumbo (°)	Azimut del buzamiento (°)	Buzamiento (°)
F1	N 74 E	74	55 NE

3.4.2 Orientación de las discontinuidades

El rumbo medido del talud es N06W (azimut=354°), inclinado hacia el SW. En vista de esto la familia F1, no es desfavorable para la estabilidad del talud, ya que su buzamiento es hacia el NE (dirección contraria al talud). Ver Diagrama D-04, Anexo III.

Además, se puede apreciar en este diagrama que la inclinación del talud del macizo rocoso ($\alpha=52^\circ$) es menor que el buzamiento de la familia de discontinuidades ($\beta=55^\circ$) y a su vez estos mayores que el ángulo de fricción interna ($\phi=36^\circ$) de las discontinuidades; por lo que el macizo rocoso se encuentra estable ante las fallas tipo planar y tipo cuña.

Debido a la conformación de las discontinuidades “contra el talud”, es posible la falla por vuelco, pero realizando un rápido análisis concluimos que este tipo de falla tampoco pone en riesgo la estabilidad del macizo rocoso

3.5 Análisis de estabilidad cinemática del talud

El objetivo del presente análisis de estabilidad en roca, es verificar mediante el análisis cinemático, la posible ocurrencia de fallas tipo planar, cuña o vuelco; debido a la carga adicional generado por el muro de contención. En la siguiente figura se puede apreciar el buzamiento de la discontinuidad con respecto al talud del macizo rocoso y al muro proyectado. Se considera una fuerza pasiva que actúa frente al talud perpendicular respecto del muro de contención.

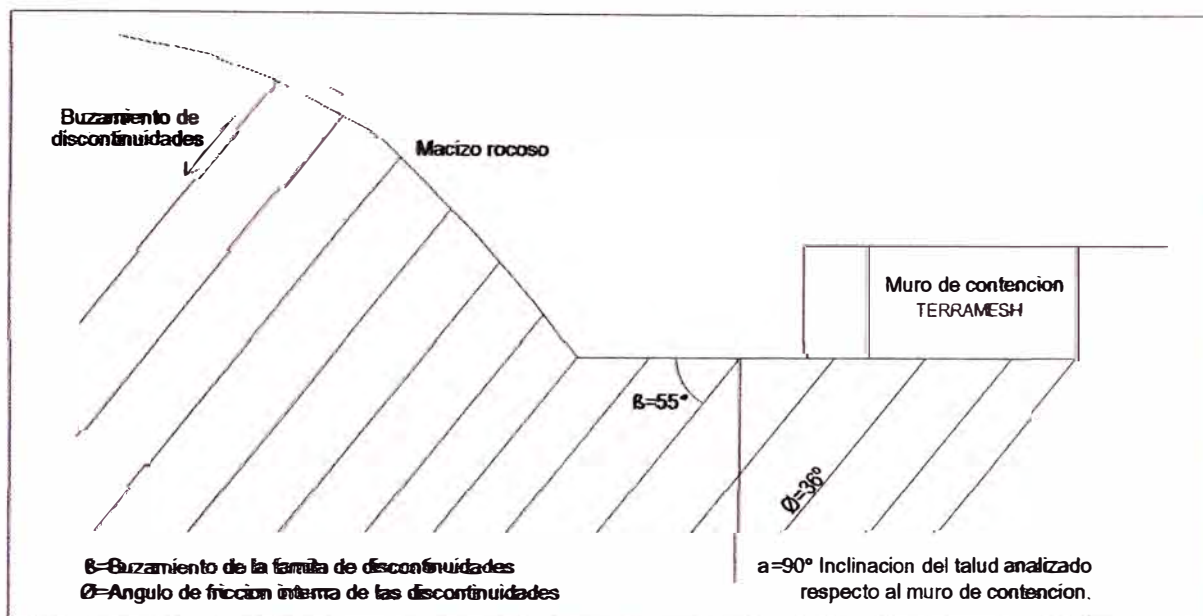


Fig. 3.3: Esquema clave para el análisis de estabilidad

3.5.1 Determinación del tipo de falla

En la proyección estereográfica utilizada, también se ha graficado el círculo que representa el plano analizado, así como el círculo correspondiente al ángulo de fricción de las discontinuidades. Ver **Diagrama D-05, Anexo IV**.

Los resultados obtenidos del análisis de las familias de discontinuidades, realizado en el ítem 3.4.1, se resumen en el **Tabla 3.23**, junto con la información del ángulo de fricción interna (ϕ) de las discontinuidades y sobre la orientación del muro e inclinación del talud analizado (α).

Tabla 3.23

Parámetros para el análisis de estabilidad

Azimut del Buzamiento ($^\circ$)	Buzam. β ($^\circ$)	Angulo de Fricción ϕ ($^\circ$)	Inclinación del talud α ($^\circ$)	Azimut del muro ($^\circ$)
74	55	36	90	3

Se ha considerado el análisis de tres tipos de falla potenciales: Falla planar, falla tipo cuña y falla por vuelco.

Los criterios de análisis para los dos primeros tipos de falla, son que esta se puede producir si el ángulo de buzamiento (β) del plano de la discontinuidad (Falla planar) o el ángulo de buzamiento de la línea de intersección entre dos planos (falla tipo cuña), es menor que el ángulo de inclinación del talud analizado (α), y a su vez es mayor que el ángulo de fricción interna (ϕ) de la

discontinuidad. Para la falla por vuelco, el criterio utilizado es que esta falla se puede producir si el ángulo de buzamiento (β) del plano de la discontinuidad es menor que el ángulo de inclinación del talud analizado (α) menos el ángulo de fricción interna (ϕ) de la discontinuidad.

Los resultados obtenidos del análisis realizado se resumen en la **Tabla 3.24**.

Tabla 3.24
Determinación del tipo de falla

Tipo de Falla		Condición	Condición numérica	Observaciones
Planar	Juntas predominantes y/o continuas que buzanan hacia el talud	$\phi < \beta < \alpha$	$36^\circ < 55^\circ < 90^\circ$	Si
Cuña	Dos juntas de diferentes familias, cuya intersección buza hacia el talud	$\phi < \beta < \alpha$	$36^\circ < 55^\circ < 90^\circ$	No
Vuelco	Una familia de juntas predominantes y/o continuas que buzanan contra el talud	$\beta < \alpha - \phi$	$50^\circ < 90^\circ - 36^\circ = 54^\circ$	No

Ref. Ruiz Vázquez, 2002

De la tabla anterior y de Diagrama D-05, obtenemos que el tipo posible de falla que predomina es la **falla planar**, ya que se cumplen ambas condiciones. Por lo que el análisis se basará en esta suposición.

3.5.2 Deslizamiento planar por esfuerzo cortante

Este análisis se realizará por el método de Hoek & Bray. Se deberá tener en cuenta que muchas cuñas cinemáticamente inestables se sostienen gracias a la resistencia de la fricción que se ejerce entre las paredes adyacentes de las discontinuidades. Las fuerzas dinámicas inducidas como son los sismos, presiones por columnas de aguas infiltradas, pueden romper el estado de equilibrio de las estructuras cinemáticamente inestables. Este análisis requiere de ciertas suposiciones básicas adicionales:

- El deslizamiento probable es en una dirección perpendicular a la cara del paramento del muro y mas o menos paralela ($\pm 20^\circ$) al buzamiento de la discontinuidad.

- b) Todas las fuerzas actúan a través del centroide de la cuña; es decir, todos los momentos que se puedan generar se descartan.
- c) Toda fuerza de empuje en exceso, actúa paralela a la dirección del plano de discontinuidad.
- d) Las cargas debido al peso del muro de contención y fuerzas sísmicas, etc., se consideran que actúan verticalmente sobre la roca adicionando peso a la cuña.

Condición estática: En la condición estática para el equilibrio de la cuña para la falla planar, Fig. 3.4, se considero el peso de la cuña ($W_{cuña}=80.50Tn$) y un peso adicional correspondiente al muro de contención ($W_{muro}=25.83Tn$), la descomposición de estos pesos en el sentido de la discontinuidad ($\beta=55^\circ$), nos da una fuerza impulsora total de ($F_i=87.20Tn$). Ahora tenemos una fuerza pasiva que contiene a la cuña ($P_p=442.60Tn$), la descomposición de esta fuerza en el sentido de la discontinuidad ($\beta=55^\circ$) nos da ($P=254.10Tn$), adicional a la fuerza generada por la fricción de la discontinuidad ($T=18.76Tn$), lo que nos da una fuerza resistente total de ($F_r=272.81Tn$).

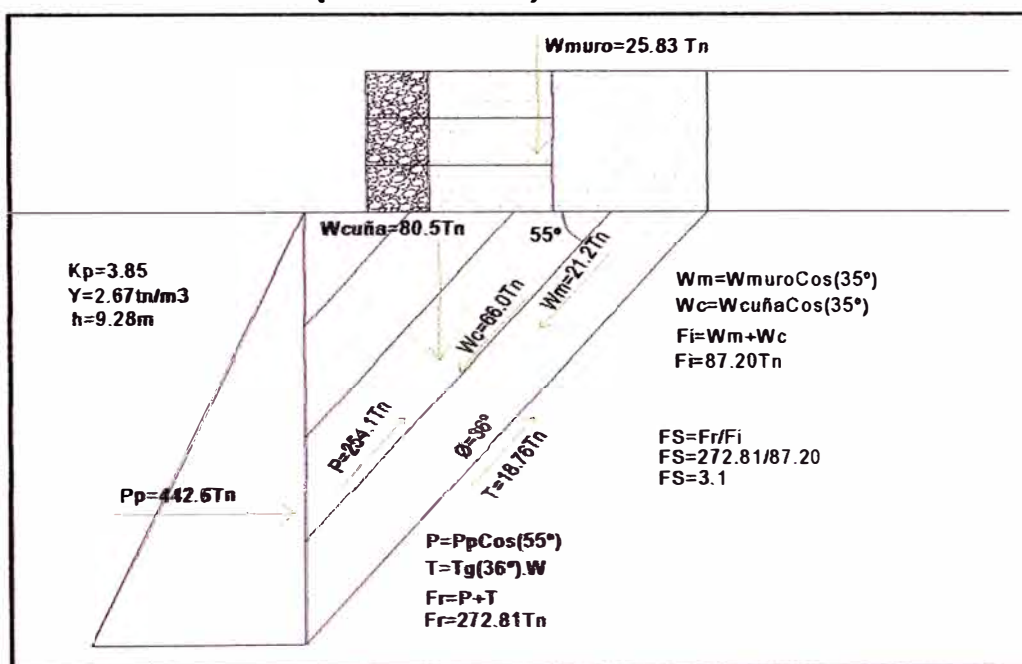


Fig. 3.4: Análisis de la falla planar (Condición estática)

En la **Tabla 3.25**, se presenta el cálculo del Factor de seguridad para la condición estática ante la falla planar, la cual deberá ser mayor que 1.5.

Tabla 3.25
Factor de seguridad estática

Fuerza resistente Fr (Tn)	Fuerza impulsora Fi (Tn)	Factor de seguridad FS=Fr/Fi	Condición FS>1.5
272.81	87.20	3.13	Cumple

Condición Dinámica (Kh=0.22 y Kv=0): Para esta condición se añadirá una fuerza sísmica de (Pae=4.28Tn), Fig. 3.5. La descomposición de esta fuerza en el sentido de la discontinuidad ($\beta=55^\circ$), genera una fuerza adicional a la fuerza impulsora considerada en el cálculo estático; la cual nos da una fuerza impulsora total de (Fi=90.70Tn). La fuerza resistente es la misma del análisis estático (Fr=272.81Tn).

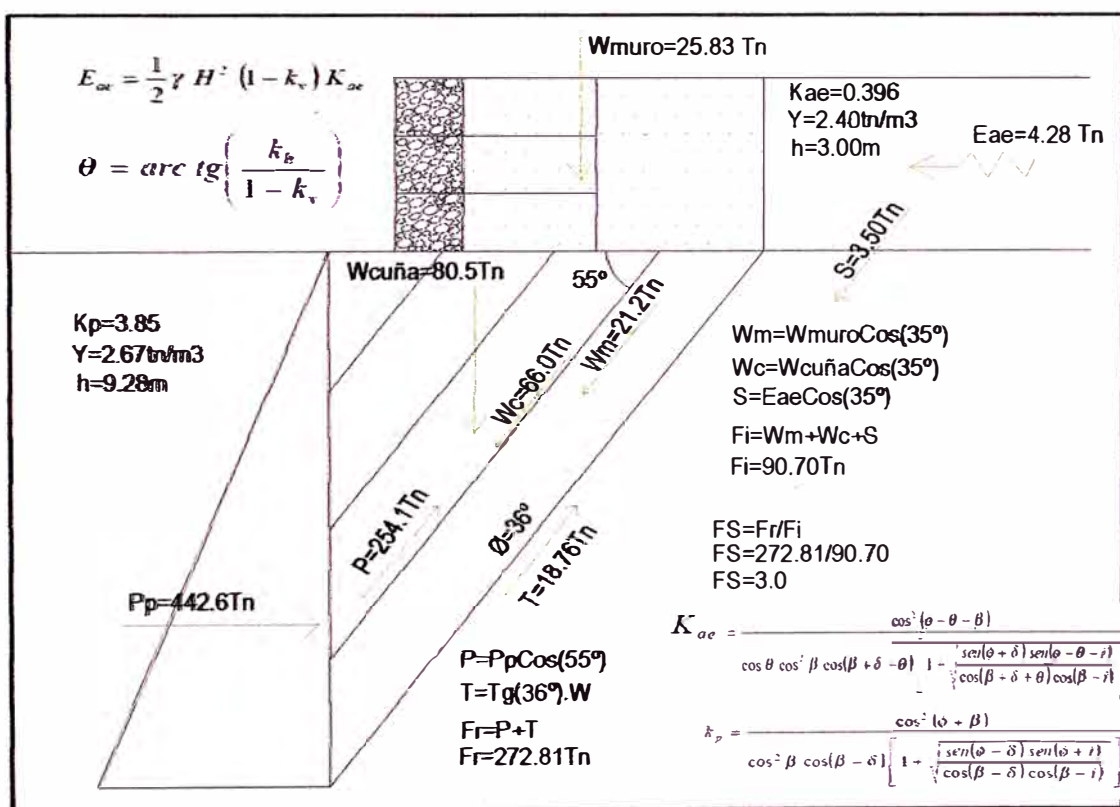


Fig. 3.5: Análisis de la falla planar (Condición dinámica)

En la **Tabla 3.26**, se presenta el cálculo del Factor de seguridad para la condición dinámica ante la falla planar, la cual deberá ser mayor que 1.25.

Tabla 3.26
Factor de seguridad dinámica

Fuerza resistente Fr (Tn)	Fuerza impulsora Fi (Tn)	Factor de seguridad FS=Fr/Fi	Condición FS>1.25
272.81	90.70	3.00	Cumple

3.6 Análisis de estabilidad mediante la clasificación SMR del talud

Este método de clasificación de los taludes, consiste en ajustar el RMR_{BASICO} , la cual ya se obtuvo en el ítem 4.2.3.2 dándonos un valor de 62; con unos componentes empíricos, para el ajuste de las discontinuidades F1, F2 y F3. En el que intervienen la dirección del buzamiento y buzamiento de las discontinuidades; así como la dirección de la inclinación y buzamiento del talud.

Adicionalmente se considera un valor de ajuste F4, de acuerdo al método de excavación o condición actual del talud.

La clasificación SMR se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$SMR = RMR_{\text{BASICO}} + (F1 \times F2 \times F3) + F4 \quad (3.10)$$

Para el mismo caso del ítem anterior, realizaremos el análisis de estabilidad. A continuación detallaremos los pasos a seguir:

De la **Tabla 2.16 (Capítulo II)**, obtendremos los siguientes parámetros:

F1:

Datos: $a_j = 74^\circ$ (N74E) $a_s = 93^\circ$ (S87E)

Caso: $a_j - a_s = 19^\circ > 10^\circ$ y $< 20^\circ$

Entonces: $F1 = 0.70$

F2:

Datos: $b_j = 55^\circ$ (NE)

Caso: $b_j > 45^\circ$

Entonces: $F2 = 1.0$

F3:

Datos: $b_j = 55^\circ$ (NE) $b_s = 90^\circ$

Caso: $b_j - b_s = -35^\circ < -10^\circ$

Entonces: $F3 = -60$

Por lo tanto el factor de ajuste por discontinuidades será:

$$F1 \times F2 \times F3 = 0.70 \times 1.0 \times (-60) = -42$$

De la **Tabla 2.17 (Capítulo II)**, obtendremos los siguientes parámetros:

F4:

Caso: Talud natural

Entonces: $F4 = +15$

Por lo que finalmente obtenemos el SMR del talud.

$$SMR = 62 - 42 + 15$$

$$SMR = 35$$

Según la **Tabla 2.18 (Capítulo II)**, la estabilidad del talud estudiado con SMR de 35 (mala), es de **clase IV, inestable**.

Para el caso de roturas planas según la **Tabla 2.19 (Capítulo II)**, para un $SMR > 15$ y > 40 , indica que la posibilidad de ocurrencia de este tipo de falla son muy grandes.

Del mismo modo como se analizó la estabilidad en el ítem anterior, que considera la presencia de una fuerza pasiva contraria al plano de deslizamiento inclinado del bloque de roca unitario. Esta fuerza pasiva es originada por la suposición de un macizo rocoso poco fracturado, la cual estabiliza el sistema.

CONCLUSIONES

En base a la investigación realizada se puede concluir lo siguiente

➤ Un Muro de contención con suelo reforzado, utilizando el Sistema TERRAMESH, se describe como una alternativa de construcción sencilla con mano de obra no calificada, supervisados por una persona con cierta experiencia en su desarrollo. Pudiendo ser aplicado en lugares donde se cuente con los materiales requeridos, como son la bolonería o bloques de roca de buena calidad, así como afirmado o material que cumpla con las características de gradación, plasticidad, contenido de finos, etc. Las cuales se presentan a continuación:

Tamaño de la Malla AASHTO (Abertura Cuadrada)	% Pasa (En peso)			
	Grad A	Grad B	Grad C	Grad D
2"	100	100	-	-
1"	75 - 95	75 - 95	100	-
3/8"	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100
Nº 4	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85
Nº 10	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70
Nº 40	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45
Nº 200	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15

Además, los siguientes requerimientos:

Índice Plástico = 4% - 9%

Porcentaje de Compactación del Proctor estándar = 95 % min.

Abrasión = 50% máx.

➤ Con respecto al tamaño de las piedras para el relleno de los gaviones que conforman el paramento frontal, en la Figura 3.1, se menciona lo siguiente:

Tamaño del canto	10 - 20cm	15 - 20cm	20 - 30cm
n (porosidad)	0.25 a 0.30	0.30 a 0.35	0.35 a 0.40

- En general el sistema TERRAMESH, trabaja bien en condiciones drenadas; esto que en lugares donde el nivel freático es alto o hay corrientes piezométricas en los taludes, se debe diseñar un sistema de impermeabilización y/o drenaje adecuado, con la finalidad de proteger la integridad del muro de contención.
- En el ámbito geológico regional, en el entorno del muro de contención proyectado, las rocas que afloran son de origen metamórfico que pertenecen a la denominada Formación Marcavilca. También afloran depósitos conglomerádicos, como son los depósitos aluviales pleistocénicos. Además, se observa la presencia de depósitos coluviales y depósitos antrópicos
- Geológicamente y geomorfológicamente, en la zona de estudio no se han encontrado problemas que pongan en riesgo el muro proyectado; ya sea por efectos de la geodinámica externa o estructuras geológicas tales como fallas o problemas de inestabilidad.
- La aceleración máxima del terreno es de $a=0.22g$, con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años (Fig. N° 07, Anexo IV). Este coeficiente sísmico será el que se utilice para los análisis dinámicos (Pseudo estáticos).
- El perfil estratigráfico en la zona de estudio, comprende de 0.00m a 0.25m de profundidad, por un relleno limoso, presencia de piedras pequeñas aisladas, raíces inertes, plásticos, etc.

Subyacente a esta capa de 0.25m a 0.45m de profundidad, se presenta roca fracturada lajoza, variando el grado de deterioro, en la calicata C-1 las lajas son de $TM=6"$ a $7"$ con espesor de $2"$, la cual presenta ligera oxidación, color beige; en la calicata C-2 se encuentra la roca se encuentra ligeramente fracturada con $TM=8"$ y espesores de $2"$ a $3"$; en la calicata C-3 la roca se encuentra muy fracturada con $TM=4"$ y espesor de $1"$, estas presentan laminillas de 5mm de espesor, color plomo, poco oxidado.

Finalmente, de 0.45m hasta la profundidad explorada, se presenta roca filita, fresca con fisuras de muy delgadas cada $1 \frac{1}{2}"$ a $3"$, estas fisuras tienen un espesor de 0.5mm, rellenas de limo y roca triturada, se fracturan en lajas de $TM=2"$ y $8"$ con $3"$ de espesor, color plomo.

Hasta la profundidad explorada. No se ha determinado el nivel freático en ninguna de las excavaciones. Ver Plano P-04, Anexo VI.

- El macizo rocoso analizado se tipifica como roca de regular a buena, con un RMR ajustado de 60 y un RQD del 60%. La orientación del sistema de discontinuidades se llevo a cabo mediante la representación polar de cada una de las diaclasas en la red estereográfica meridional (*Red de Wulff, Fig. 2.21, Capítulo II*), del cual se determinó que la familia de discontinuidades tiene una orientación de (N74°E) y su ángulo de buzamiento es de (55°NE) con respecto a la inclinación del talud del macizo rocoso (52°SW); concluyéndose que no es desfavorable a la estabilidad del talud, ya que estas buzan en sentidos contrarios.
- El muro se cimentara a una profundidad no menor de 0.30m con respecto al nivel de terreno natural; sobre un basamento rocoso (Filita). El análisis se realizó considerando una cimentación corrida.
- La capacidad de carga admisible para los niveles de cimentación sobre la Roca Filita es de $Q_{adm}=25.00\text{kg/cm}^2$. La cual fue calculada mediante la ecuación de Terzaghi dado en la expresión 3.6, para un tipo de rotura tipo Ranking, con diaclasas cerradas muy próximas. Este valor obtenido puede emplearse en los sectores donde se encuentra material rocoso.
- La estabilidad cinemática del talud ante la acción de la carga que genera le muro de contención, se realizó según el método de análisis de fallas planas de Hoek y Bray, la cual nos da un factor de seguridad estático de 3.13 (Mínimo 1.5) y factor de seguridad dinámico (Pseudo estático) de 3.0 (Mínimo 1.25). Por lo tanto el talud es estable para ambas condiciones.
- Según la clasificación SMR, el talud es de clase IV (Mala), inestable, para un SMR de 35. la cual indica que la posibilidad de ocurrencia de fallas tipo planar son muy grandes. Pero ante la consideración de una fuerza pasiva originado por la suposición de un macizo rocoso poco fracturado, el sistema se estabiliza.
- No se han considerado obras de drenaje, ya que las condiciones locales no ameritaban, debido a la poca precipitación, no se generan corrientes piezométricas.

RECOMENDACIONES

En el diseño de la cimentación deben tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El primer paso para realizar un estudio geotécnico es efectuar un reconocimiento de la zona de trabajo y elaborar un programa de exploración. La cual nos dará una idea preliminar acerca de cómo debemos orientar el trabajo de campo.
- Para el caso que la cimentación esté apoyada en roca, se deberá efectuar un estudio geológico a fin de clasificar el tipo de roca, identificar la presencia de estructuras geológicas y determinar la calidad del macizo rocoso, tales como el grado de fracturamiento, intemperismo y composición mineralógica a través de un análisis petrográfico microscópico.
- Para nuestro proyecto se cimentará sobre la Roca Filita, al hacer el corte esta se deberá hacer hasta la roca fresca, removiendo toda roca fracturada o mala. El bulbo de presiones de los cimientos tiene una profundidad de influencia adicional de 1.5 veces el ancho del cimiento, desde el fondo de cimentación, por lo que la roca es el terreno de fundación comprometido; ver perfil estratigráfico, Plano P-04, Anexo VI.
- Después de terminada las excavaciones para la cimentación deben efectuarse una nivelación manual y eliminar en lo posible las puntas o materiales sueltos lajosos; que puedan dañar las mallas de los gaviones y refuerzo horizontal.
- De ser necesario se deberá colocar una cama nivelante de material afirmado (o similar) debidamente apisonada, con la finalidad de eliminar las imperfecciones del terreno de cimentación.
- Se debe evitar perturbar el suelo debajo de los niveles de Cimentación recomendados.
- El relleno estructural deberá ser compactado en capas no mayor de 0.15m al 95% de la máxima densidad seca del próctor estándar. El control de compactación se deberá realizar cada dos capas, mediante ensayos de densidad de campo, como puede ser el ensayo del cono y la arena o métodos nucleares.

➤ La siguiente información deberá transcribirse en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa y deberá cumplirse con todo lo especificado en el presente estudio de suelos y en el RNE.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION
Tipo de Cimentación: Cimiento corrido.
Estrato de apoyo de la cimentación: Roca Filita
Parámetros de diseño de la Cimentación: $C=3.10\text{kg/cm}^2$; $\phi=36^\circ$ y P.U. = 2.69tn/m^3
Profundidad de cimentación: 0.30m
Capacidad de carga admisible: 25.00kg/cm^2
Factor de seguridad: 3
Asentamiento diferencial máximo: 4.00cm Asentamiento admisible: 1.85cm
Recomendaciones adicionales: El fondo de la excavación para cimentación debe quedar limpio y parejo. Se deberá retirar todo material suelto y puntiagudo, antes de la colocación de los gaviones y mallas. Se debe evitar perturbar el suelo debajo de los niveles de Cimentación recomendados.

➤ A pesar de que estas estructuras toleran asentamientos o deformaciones por ser estructuras flexibles, no se debe pasar por alto el problema que puede generar un suelo de fundación que ante la presencia de humedad excesiva y otros agentes, cambien drásticamente su condición natural.

➤ En caso que estas estructuras se encuentren apoyadas en depósitos problemáticos o erráticos, se deberá considerar la opción de excavar y eliminar el suelo perjudicial, una estabilización química o utilizar cimentaciones profundas.

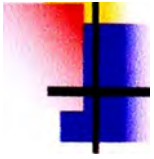
➤ Para proteger la cara externa del paramento frontal, ante la degradación ambiental o por agentes externos; puede utilizarse el TERRAMESH VERDE.

- Se recomienda implementar en el país laboratorios que prueben a escala natural, las propiedades mecánicas de los materiales y elementos que intervienen en el diseño de estos muros de suelo reforzado.
- La etapa de investigación y/o proyecto en la Ingeniería, es donde se debe determinar las mejores soluciones técnicas y económicas para la construcción en este caso de muros de contención, que se ajusten a realidades geográficas locales y que cuenten con los materiales adecuados disponibles.
- El muro de contención mediante el sistema TERRAMESH, es recomendado en regiones como la sierra o zonas específicas de la costa, como pueden ser Asentamientos Humanos ubicados en laderas de cerros en el caso de la provincia de Lima, ya que estos cerros son de naturaleza intrusiva, cuyos bloques pueden ser utilizados para el relleno de las cajas o celdas de gaviones, siempre y cuando califiquen como adecuadas.
- En zonas como la selva, es poco práctico proyectar este sistema, por que no se cuenta con los materiales necesarios o si lo hay es en poca cantidad y de mala calidad, teniendo que transportar de lugares lejanos dichos materiales, aumentando innecesariamente el presupuesto de la obra. En todo caso de querer optar un sistema de mediante suelo reforzado, opcional al concreto armado o al muro de gravedad, se puede proyectar mediante un muro con geotextiles, previo análisis técnico-económico.

BIBLIOGRAFÍA

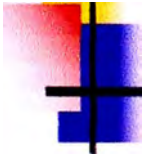
1. **Alva Hurtado, Jorge**, Dinámica de suelos, 1^{ra} edición, Edición sección de postgrado FIC-UNI, Perú – 2002.
2. **Berry, Peter & Reid, David**, Mecánica de suelos, Trad. De la 1^{ra} edición en inglés, Editorial McGraw-Hill, Colombia – 1993.
3. **Braja M. Das**, Fundamentos de ingeniería de geotécnica, 1^{ra} edición, Editorial Thomson-Leaming, México – 2001.
4. **Delgado Vargas, Manuel**, Ingeniería de cimentaciones-Fundamentos e introducción al análisis geotécnico, 2^{da} edición, Editorial Escuela colombiana de Ingeniería, grupo editor Alfaomega, Colombia - 1996.
5. **Departamento Académico de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería**, Curso: Actualización profesional, Mecánica de suelos aplicada a cimentaciones superficiales, Edición DAMS-UNI, Lima – Perú – 2000.
6. **Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica de la Universidad Nacional de Ingeniería**, Curso de mecánica de rocas, Edición Laboratorio de Mecánica de Rocas-FIGMM, Lima - Perú – 2001.
7. **González de Vallejo, Luis**, Ingeniería Geológica, 1^{ra} edición, Editorial PEARSON, Madrid – 2005.
8. **Juárez Badillo & Rico Rodríguez**, Mecánica de suelos, Tomo I, II, III, 2^{da} edición, Editorial Limusa, México - 1989.
9. **Lambe, T.W. & Whitman, R.V.**, Mecánica de suelos, 7^{ma} edición, Editorial Limusa, México – 1990.
10. **Maccaferri América Latina** – Estructuras en Tierra Reforzada.
11. **Maccaferri del Perú S.A.C** – Diseño de Estructuras de Suelo Reforzado “Sistema Terramesh”, Lima – Perú 2007.
12. **Martin Escorza, Carlos**, La aplicación de la Proyección estereográfica en la Geología estructural, 1^{ra} edición, Editorial Blume, España – 1975.
13. **Matheson, G. D.**, Rock stability assessment in preliminary site investigations – Graphical methods, 1^{ra} edición, Edition Transport and Road Research Laboratory, Escocia – 1983.
14. **Peck-Hanson-Thombum**, Ingeniería de cimentaciones, 9^{na} edición, México – 1996.
15. **Reglamento Nacional de Edificaciones**, Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.

16. Ruiz Vásquez – González Huesca, Geología aplicada a la ingeniería civil, 3^{ra} edición, Editorial Limusa, México – 2002.
17. US Army corps of engineers, Engineering and design, rock foundations, Edition Department of the Army, Washington DC – 1994.
18. Whitlow, Roy, Fundamentos de Mecánica de suelos, 2^{da} edición, Editorial CECSA, México – 1994.



ANEXO I

REGISTROS DE EXCAVACIONES



ANEXO II

ENSAYOS DE LABORATORIO

Proyecto: **MURO DE SUELO REFORZADO**

Cliente: **TITULACION UNI - GRUPO No 5**

Nº de Proyecto: ---

No Informe de Lab.: ---

Ubicación: **UNI - Facultad de Ingeniería de Minas**

Solicitado por: **Grupo Nº 5**

Nº de muestra: **Relleno Estructural**

Fecha: **16/Abr/2007**

Descripción/Zona: ---

Estado : Remoldeado (densidad 1.967 gr/cm³)

Clasificación : **GC-GM**

Etapa	Inicial	Final
Altura (cm)	14.60	14.52
Diámetro (cm)	7.12	7.07
Humedad (%)	8.50	15.13
Densidad seca (gr/cc)	1.967	2.006

Velocidad (pulg/min)	0.01
Parámetro "B"	0.99
Presión de celda KPa	376
Contra presión KPa	276
Esf. Efect. Inicial KPa	100

Deformación (%)	Esf. Desv. KPa	μ KPa	σ_3 KPa	σ_1 KPa	\bar{p} KPa	\bar{q} KPa	\bar{q} / \bar{p}	Oblicuidad (σ_1 / σ_3)
0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00	0.00	0.00	1.00
0.05	52.10	6.21	93.79	145.90	119.85	26.05	0.22	1.56
0.10	78.11	10.34	89.66	167.77	128.71	39.06	0.30	1.87
0.19	106.32	15.86	84.14	190.46	137.30	53.16	0.39	2.26
0.35	132.13	20.68	79.32	211.44	145.38	66.06	0.45	2.67
0.49	165.77	27.58	72.42	238.19	155.31	82.89	0.53	3.29
0.73	193.49	35.16	64.84	258.33	161.58	96.74	0.60	3.98
0.97	203.11	38.61	61.39	264.50	162.95	101.56	0.62	4.31
1.22	210.45	36.54	63.46	273.91	168.68	105.23	0.62	4.32
1.46	212.16	43.44	56.56	268.73	162.65	106.08	0.65	4.75
1.70	210.53	45.51	54.49	265.02	159.76	105.26	0.66	4.86
1.97	208.86	46.19	53.81	262.66	158.23	104.43	0.66	4.88
2.45	202.29	49.64	50.36	252.65	151.50	101.15	0.67	5.02
2.94	200.18	50.33	49.67	249.85	149.76	100.09	0.67	5.03
3.43	196.99	52.40	47.60	244.59	146.09	98.49	0.67	5.14
3.91	193.82	53.09	46.91	240.73	143.82	96.91	0.67	5.13
4.40	191.75	54.47	45.53	237.28	141.41	95.88	0.68	5.21
4.89	190.77	55.85	44.15	234.93	139.54	95.39	0.68	5.32
5.88	187.72	57.23	42.77	230.49	136.63	93.86	0.69	5.39
6.85	184.72	57.92	42.08	226.80	134.44	92.36	0.69	5.39
7.83	182.79	58.61	41.39	224.18	132.79	91.39	0.69	5.42
8.82	180.82	59.98	40.02	220.84	130.43	90.41	0.69	5.52
9.79	177.87	59.98	40.02	217.88	128.95	88.93	0.69	5.44
10.77	176.96	60.67	39.33	216.28	127.80	88.48	0.69	5.50
11.74	175.02	60.67	39.33	214.35	126.84	87.51	0.69	5.45
12.72	174.08	61.36	38.64	212.72	125.68	87.04	0.69	5.51
13.73	175.00	62.05	37.95	212.95	125.45	87.50	0.70	5.61
14.67	174.06	62.05	37.95	212.01	124.98	87.03	0.70	5.59
15.64	173.03	62.74	37.26	210.29	123.77	86.52	0.70	5.64
16.61	172.92	62.74	37.26	210.18	123.72	86.46	0.70	5.64
17.59	171.84	63.43	36.57	208.41	122.49	85.92	0.70	5.70

Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados pueden y deberían ser reinterpretados por un profesional competente en esta técnica.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Fecha:

TBP

TOM

CSM

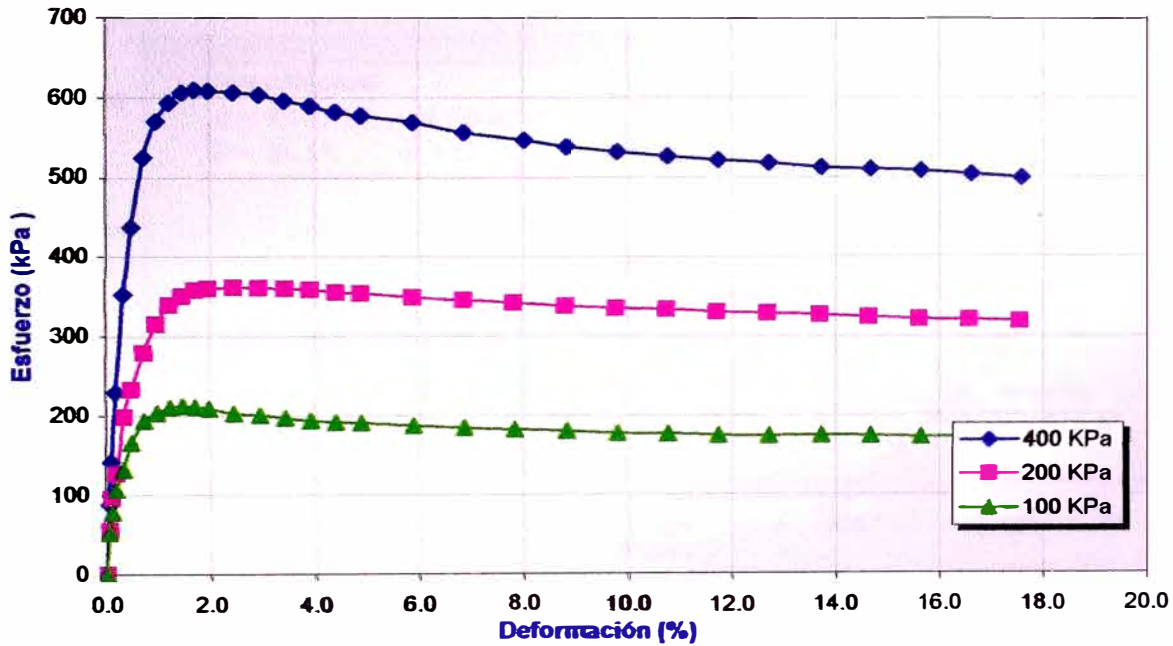
16/Abr/2007

Proyecto:	MURO DE SUELO REFORZADO	No Informe de Lab.:	---
Cliente:	TITULACION UNI - GRUPO No 5	Solicitado por:	Grupo No 5
Nº de Proyecto	---	Fecha:	16/Abr/2007
Ubicación	UNI - Facultad de Ingenieria de Minas		
Nº de muestra	Relleno Estructural		
Descripcion/Zona:	---		

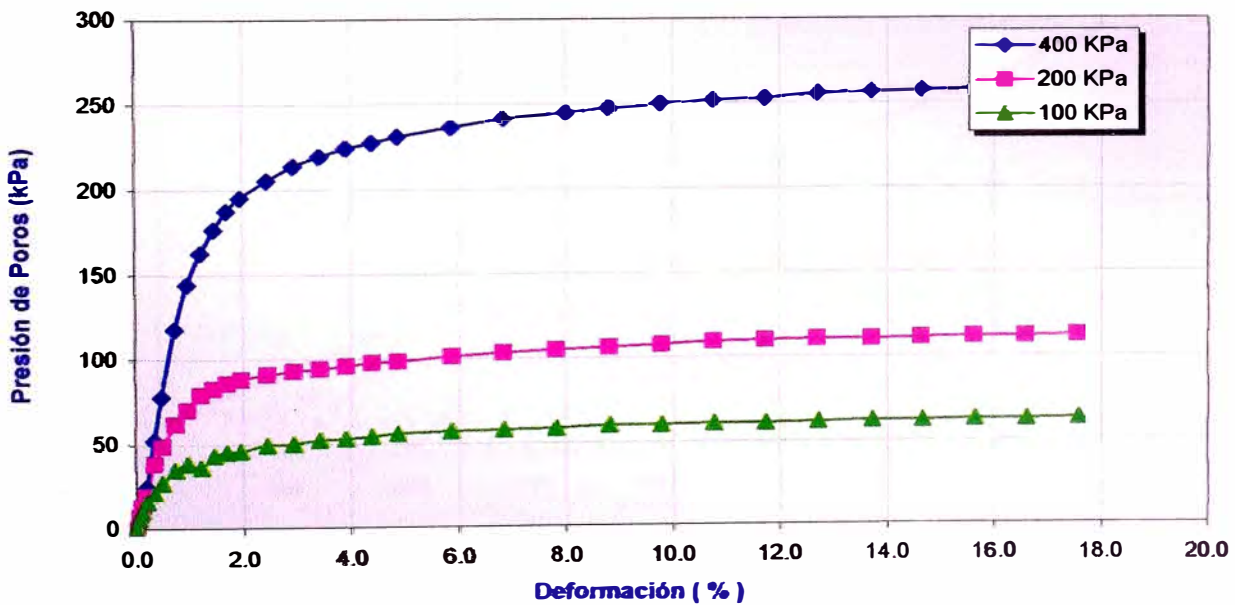
Estado : Remoldeado (densidad 1.967 gr/cm³)

Clasificación : GC-GM

DEFORMACIÓN vs. ESFUERZO



DEFORMACIÓN vs. PRESIÓN DE POROS



Realizado por:

TBP

Ingresado por:

TOM

Revisado por:

CSM

Fecha:

16/Abr/2007

Proyecto: **MURO DE SUELO REFORZADO**

Cliente: **TITULACION UNI - GRUPO No 5**

Nº de Proyecto: **---**

No Informe de Lab.: **---**

Ubicación: **UNI - Facultad de Ingenieria de Minas**

Solicitado por: **Grupo Nº 5**

Nº de muestra: **Relleno Estructural**

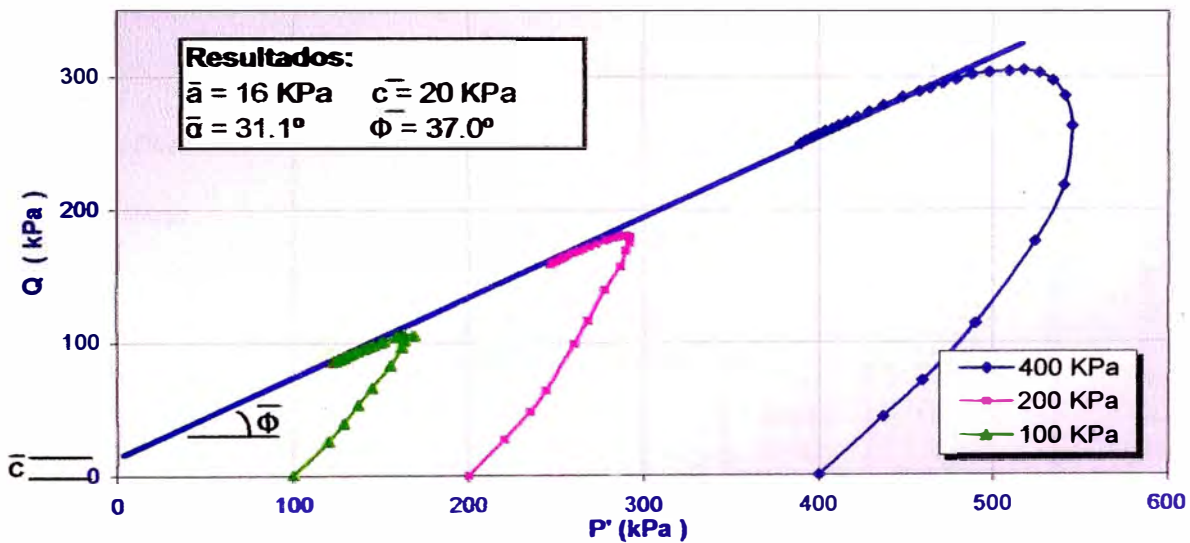
Fecha: **16/Abr/2007**

Descripción/Zona: **---**

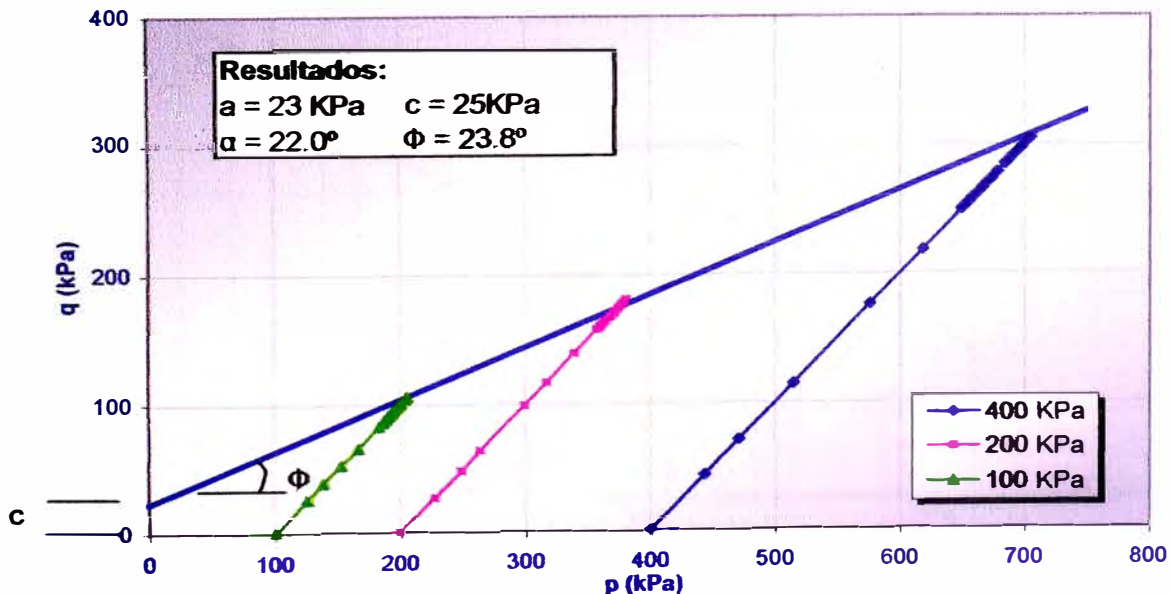
Estado : Remoldeado (densidad 1.967 gr/cm³)

Clasificación : GC-GM

TRAYECTORIA DE ESFUERZOS EFECTIVOS



TRAYECTORIA DE ESFUERZOS TOTALES p vs. q



Observaciones:

Los parámetros de resistencia cortante reportados pueden y deberían ser reinterpretados por un profesional competente en geotecnia.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Fecha:

TBP

TOM

CSM

16/Abr/2007

Nombre del Proyecto:	MURO DE SUELO REFORZADO	N° Informe de Lab.:	---
Cliente:	TITULACIÓN UNI - GRUPO No 5	Solicitado por:	Juan M. Sanchez
N° de Proyecto:	---	Fecha:	03/Abr/2007
Ubicación:	UNI - Facultad de Ingeniería de Minas		
N° de muestra:	Relleno Estructural		
Descripción / Zona:	---		

Partículas >3" (%): ---

Grava (%): 37.8

Arena (%): 33.9

Limos y Arcillas (%): 28.3

Limites de Atterberg:

LL (%): 18

LP (%): 14

IP (%): 4

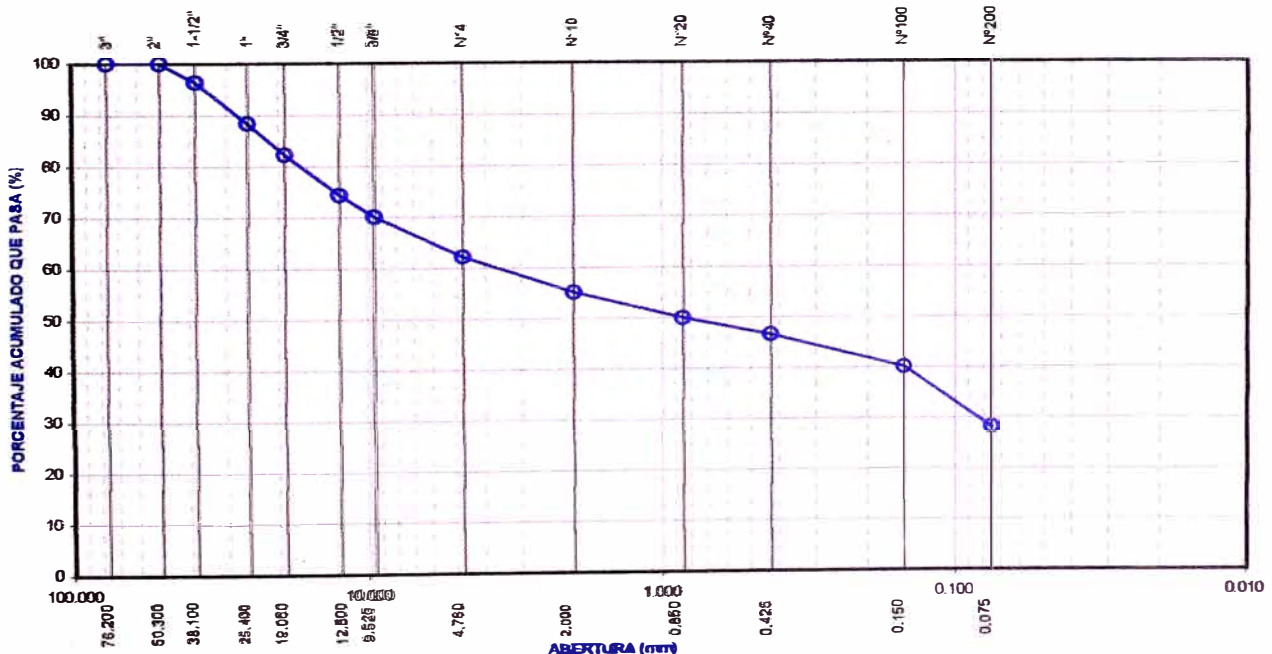
Humedad (%): 4.7

Clasificación SUCS: **GC-GM**

D10: ---
D30: 0.08
D60: 3.62
Cu: ---
Cc: ---

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.300	100.0
1 1/2"	38.100	96.4
1"	25.400	88.4
3/4"	19.050	82.3
1/2"	12.500	74.4
3/8"	9.525	70.1
Nº4	4.760	62.2
Nº10	2.000	55.2
Nº20	0.850	50.0
Nº40	0.425	46.6
Nº100	0.150	40.1
Nº200	0.075	28.3

CURVA GRANULOMÉTRICA



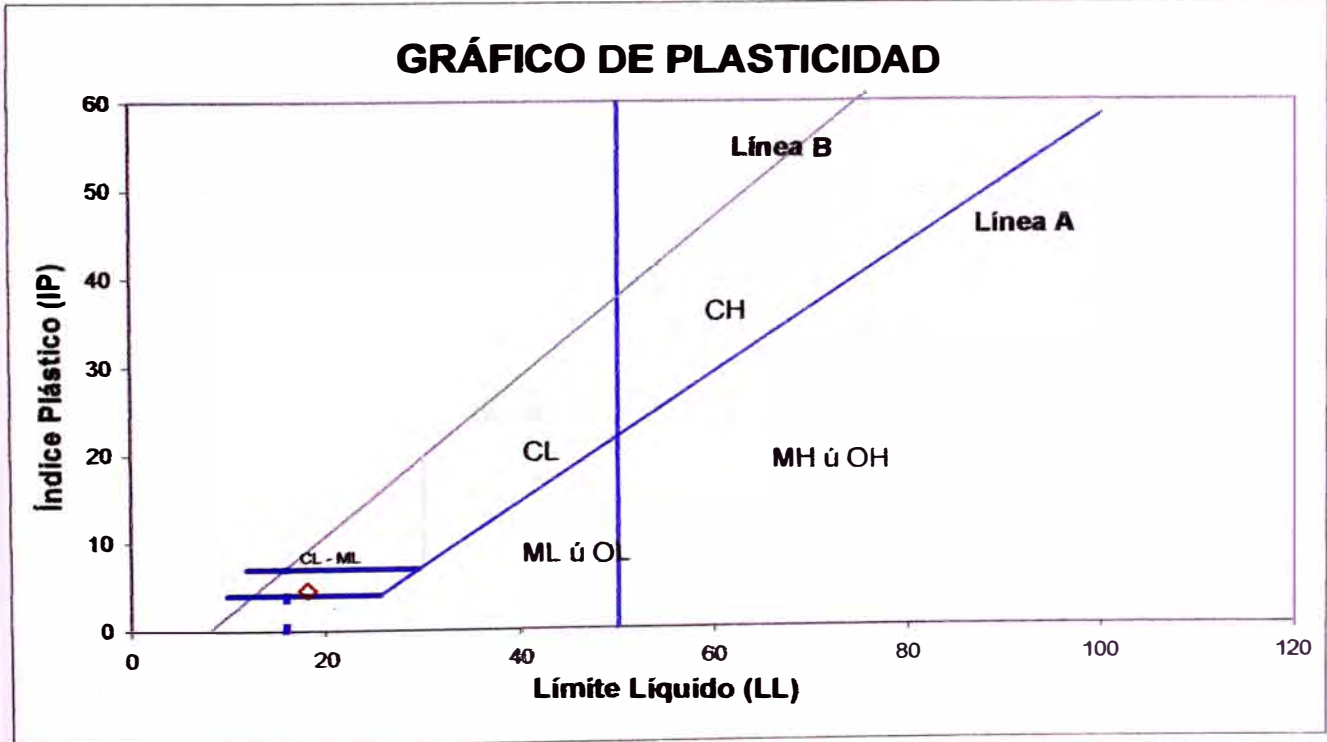
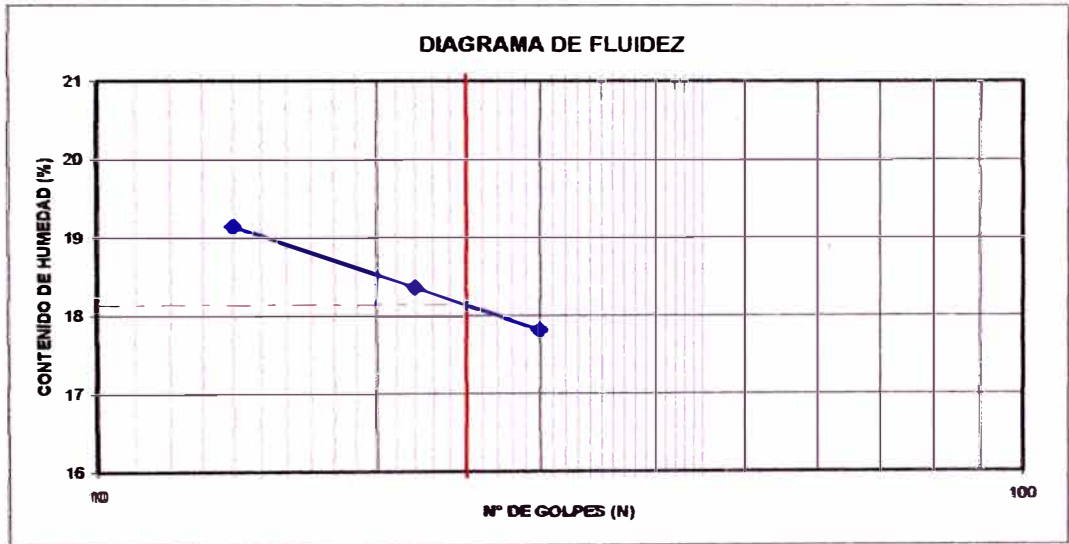
Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Vector Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Vector Perú S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos representados aquí.

Realizado por: **JYCh** Ingresado por: **TOM** Revisado por: **CSM** Laboratorio: **---**

Nombre del Proyecto:	MURO DE SUELO REFORZADO		
Ciente:	TITULACIÓN UNI - GRUPO No 5		
N° de Proyecto:	—	N° Informe de Lab :	—
Ubicación:	UNI - Facultad de Ingeniería de Minas	Solicitado por:	Juan M. Sanchez
N° de muestra :	Relleno Estructural	Fecha:	03/Abr/2007
Descripción / Zona:	—		

Límites de Atterberg

LL (%): 18
LP (%): 14
IP (%): 4



Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados en la autorización de Vector Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Vector Perú S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos representados aquí.

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:
JYCh	TOM	CSM

Nombre del Proyecto: **MURO DE SUELO REFORZADO**

Ciente: **TITULACIÓN UNI - GRUPO No 5**

N° de Proyecto: —

N° Informe de Lab : —

Ubicación: **UNI - Facultad de Ingeniería de Minas**

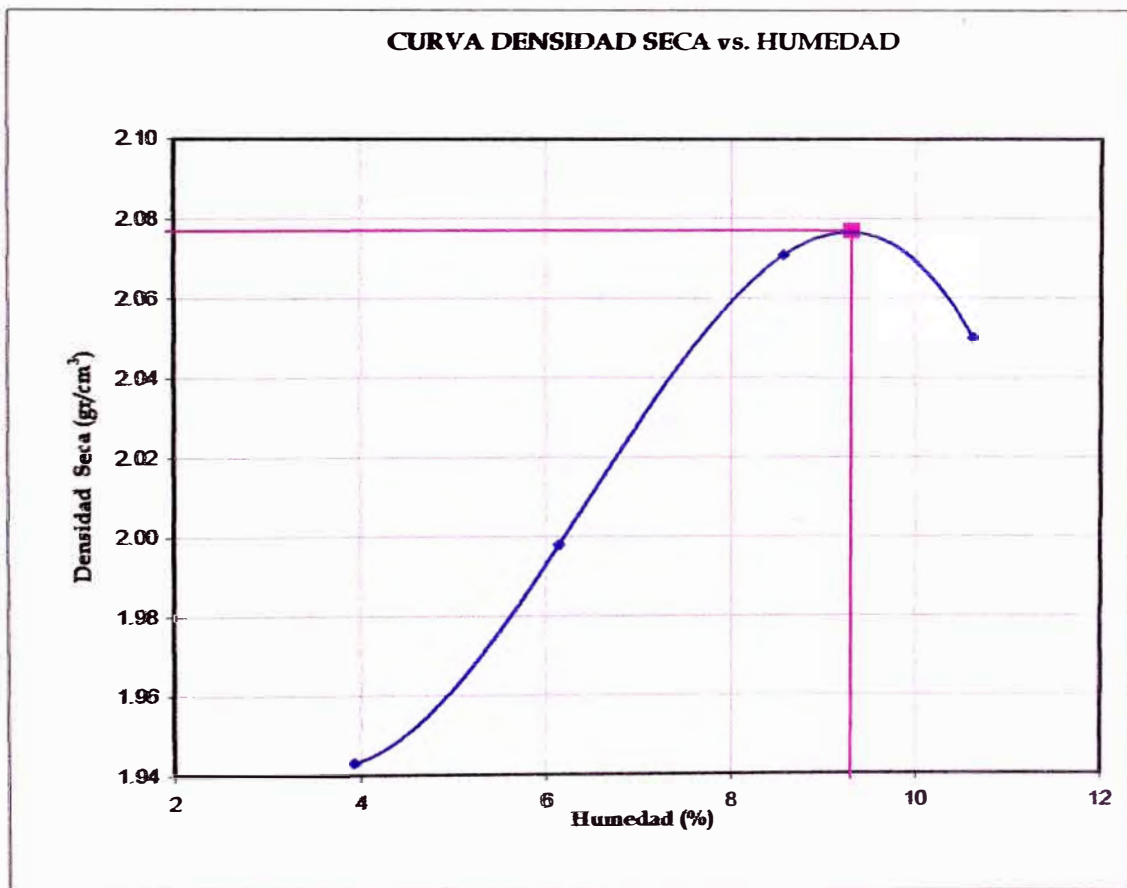
Solicitado por: **Juan M. Sanchez**

N° de muestra : **Relleno Estructural**

Fecha: **03/Abr/2007**

Descripción / Zona: —

Prueba N°	1	2	3	4	5
Densidad seca (gr/cm^3)	1.943	1.998	2.071	2.050	
Humedad(%)	3.9	6.1	8.6	10.6	



Máxima Densidad Seca (gr/cm^3) : **2.077**

Máxima Densidad Seca Corregida (gr/cm^3) : **2.235**

Óptimo Contenido de Humedad (%): **9.3**

Óptimo Contenido de Humedad Corregida (%): **8.3**

Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en este trabajo no pueden ser utilizados sin la autorización de Vector Perú S.A.C. Con la excepción de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Vector Perú S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos al costo de los ensayos respectivos expresados aquí.

Realizado por:

JYCh

Ingresado por:

TOM

Revisado por:

CSM

Nombre del Proyecto: **MURO DE SUELO REFORZADO**

Ciente: **TITULACIÓN UNI - GRUPO No 5**

N° de Proyecto: —

N° Informe de Lab: —

Ubicación: **UNI - Facultad de Ingeniería de Minas**

Solicitado por: **Juan M. Sanchez**

N° de muestra: **Relleno Estructural**

Fecha: **03/Abr/2007**

Descripción / Zona: —

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA N° 4

% Retenido en la Malla N° 4	P ₁	37.8		
N° de Prueba		1	2	
1) Peso de grava en agua S.S.S. en aire (gr)		963	990	
2) Peso de grava en agua S.S.S. en agua (gr)		591	609	
3) Peso de grava seca (gr)		948	977	Promedio
4) Gravedad Específica de Sólidos Aparente (3) / [(3)-(2)]	G _{s1}	2.66	2.65	2.66
5) Gravedad Específica de Sólidos Seca (3) / [(1)-(2)]		2.55	2.56	2.56
6) Gravedad Específica de Sólidos S.S.S. (1) / [(1)-(2)]		2.59	2.60	2.59
7) Absorción (%) [(1)-(3)] / (3) * 100		1.58	1.33	1.46

MATERIAL PASA LA MALLA N° 4

% Pasa la Malla N° 4	P ₂	62.2	
1) N° de Fiola		1	2
2) Peso de Fiola (gr)		182.2	180.2
3) Peso de Muestra Seca (gr)		100.0	100.0
4) Peso de Muestra Seca + Fiola (gr)		282.2	280.2
5) Peso de Muestra Seca + Fiola + Agua (gr)		743.7	741.8
6) Peso de Fiola + Peso de agua		680.5	678.1
7) Gravedad Específica de Sólidos (3)/[(3)+(6)-(5)]	G _{s2}	2.72	2.75
8) Temperatura (°C)		23	23
9) Corrección por Temperatura (K)		0.99933	0.99933
10) Gravedad Específica de Sólidos Corre (7)*(9)	G _{s2 (20°C)}	2.73	

$$G_{s_{prom}} = \frac{1}{\frac{P_1}{100 \times G_{s1}} + \frac{P_2}{100 \times G_{s2 (20^\circ C)}}}$$

$$G_{s_{prom}} = 2.70$$

Nota:

1) El Gprom reportado está dado en función al Peso Especifico de Sólidos Aparente.

Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Vector Perú S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está

Realizado por:

JYCh

Ingresado por:

TOM

Revisado por:

CSM



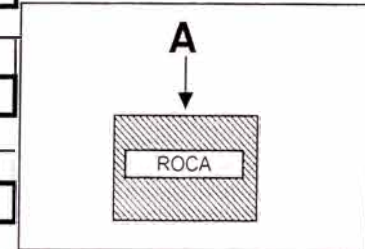
LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE LAS ROCAS

MURO TERRAMESH

	Lect 1	Lect 2	Lect 3	Lect 4	Lect 5	Lect 6	Lect 7	Lect 8	Lect 9	Promedio
ROCA C-1										
PERPEN.	45	46	44	44	40	47	43	42	45	44.00
ROCA C-2										
PERPEN.	40	41	40	44	42	45	40	45	45	42.44
ROCA C-3										
PERPEN.	40	40	40	42	42	42	44	40	42	41.33




Ing. JOSE A. MARTINEZ DEL ROSARIO
Especialista en Geotecnia y Prospeccion Sismica
C.I.P. N° 53362




LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



RESULTADOS DE PRUEBAS ESCLEROMETRICAS DE LAS ROCAS

	UBICACIÓN	CALICATA	VALOR PROMEDIO	Kg/CM2
1	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA	C - 3	41.33	482

VALORES DE	
65	780
60	754
55	734
50	652
45	549
40	458
35	366
30	284
35	366
30	284
21	70


Ing. JOSE A. MARTINEZ DEL ROSARIO
Especialista en Geotecnia y Prospeccion Sismica
C.I.P. N° 53362



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



LABORATORIO GEOTECNICO MECANICA DE SUELOS

PROYECTO : MURO DE TERRAMESH
SOLICITADO : GRUPO MURO DE TERRAMESH
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°	M - 1	M - 1	M - 1						
PROFUNDIDAD (m)									
W TARA (B) + Hg	635.60	635.60	635.60						
W TARA (B)	23.20	23.20	23.20						
W Hg	612.40	612.40	612.40						
W Hg (RESTANTE)	234.00	172.00	253.00						
γ Hg	13.60	13.60	13.60						
W ROCA	40.00	31.20	50.00						
VOLUMEN	17.21	12.65	18.60						
DENSIDAD	2.32	2.47	2.69						

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
<http://lnh.uni.edu.pe>


Ing. JOSE A. MARTINEZ DEL ROSARIO
Especialista en Geotecnia y Prospeccion Sismica
C.I.P. N° 53362



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



LABORATORIO GEOTECNICO MECANICA DE SUELOS

PROYECTO : MURO DE TERRAMESH
SOLICITADO : GRUPO 5 MURO DE TERRAMESH
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
HECHO POR : Y.F.A/K.C.L/M.A.L. FECHA: 21 Abril 2007

GRAVEDAD ESPECIFICA

CALICATA	Grava	Grava							
MUESTRA N°									
PROFUNDIDAD (m)									
W TARA (B) + Hg	632.80	630.80							
W TARA (B)	23.13	23.13							
W Hg	609.67	607.67							
W Hg (RESTANTE)	237.60	236.00							
γ Hg	13.80	13.80							
W ROCA	47.20	47.20							
VOLUMEN	17.47	17.35							
DENSIDAD	2.70	2.72							

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



ANEXO III

RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN
DEL MACIZO ROCOSO

ESTUDIO PETROGRAFICO MACROSCOPICO

Proyecto: Muro de Contención con suelo Reforzado-Sistema TERRAMESH

Muestra: M-1

Procedencia: Macizo rocoso

A) Minerales observados:

Se aprecian minerales tales como, Cuarzo, Biotita, Plagioclasa, Cianita. La roca tiene una textura foliada

B) Características geológicas – geotécnica de la roca

En general la roca se encuentra en buenas condiciones litológicas, tiene poco fracturamiento superficial y se encuentra medianamente oxidada, a profundidad tiende a ser más fresca y menos fracturada.

C) Clasificación de la roca

Es una roca procedente del metamorfismo de las arcillas y arcillitas.

D) Nombre de la roca

Filita

**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 (KN/m3)	26.9
# 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):..	48.2
Calidad del testigo de perforación RQD (%)	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 `SR' Ligeramente rugoso `S' Liso `SK' Espejo de falla	R
Espesor del relleno en la junta (en mm)	0.1
Condición de intemperismo del muro rocoso `UW' No intemperizado `SW' Ligeramente intemperizada `MW' Moderadamente intemperizada `HW' Altamente intemperizada `CW' Completamente intemperizada	SW
Condiciones Generales del agua subterránea `CD' Completamente seca `DM' Húmedo `WT' Mojado `DP' Goteo `FW' Flujo	
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).....

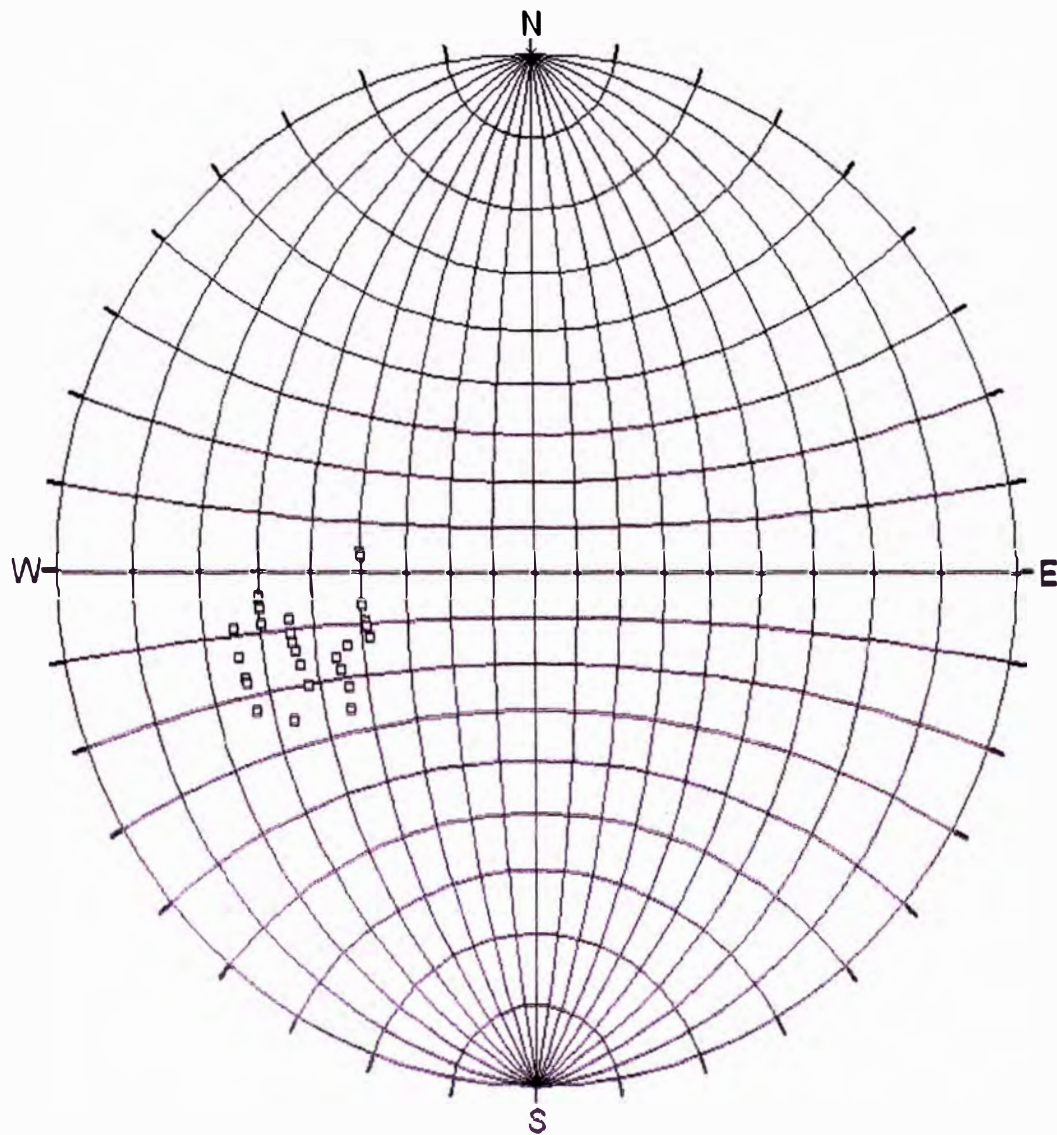
N

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 °



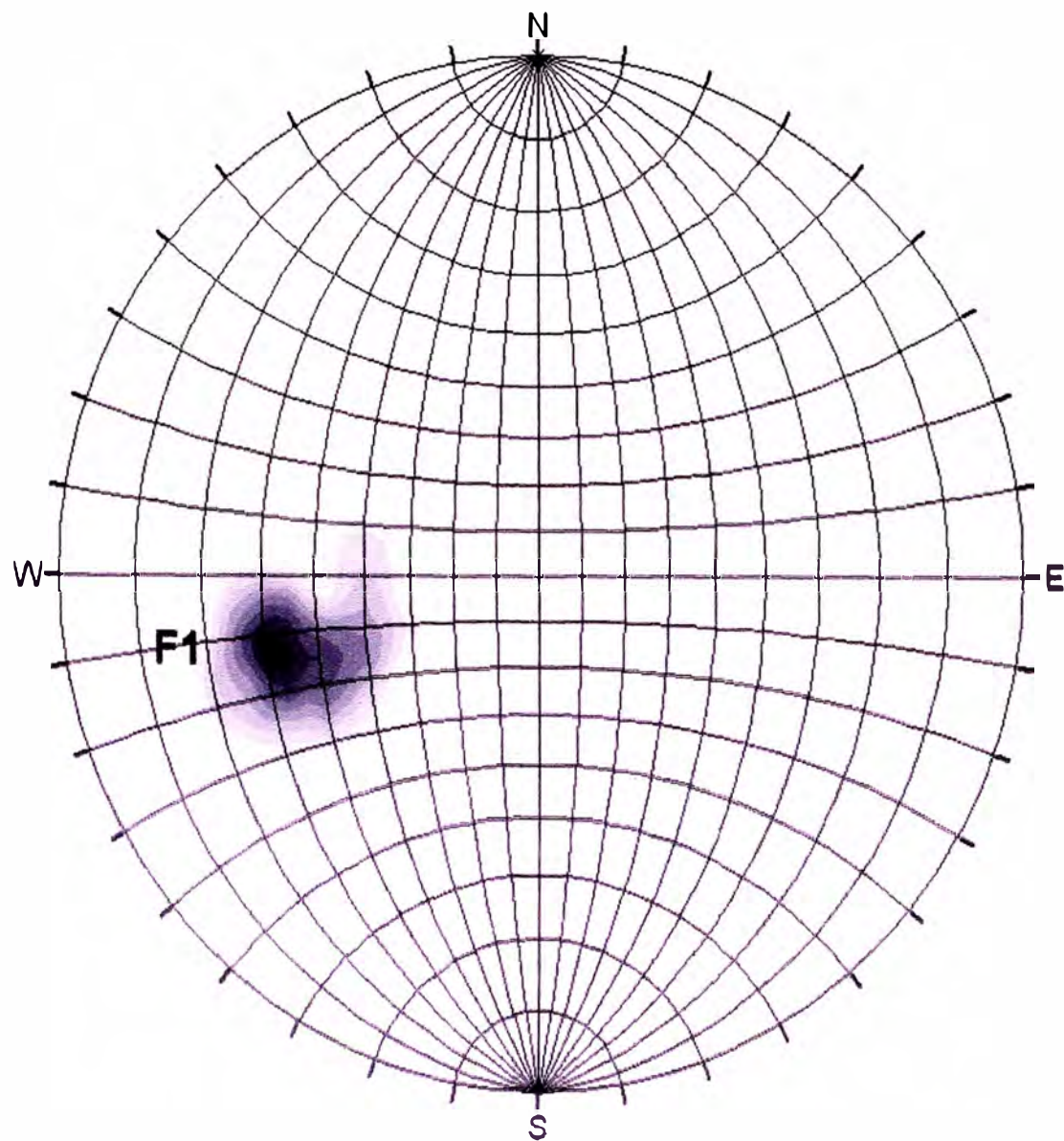
Ing. JOSE A. MARTÍNEZ DEL ROSARIO
 Especialista en Geotecnia y Prospeccion Sismica
 C.I.P. N° 53362



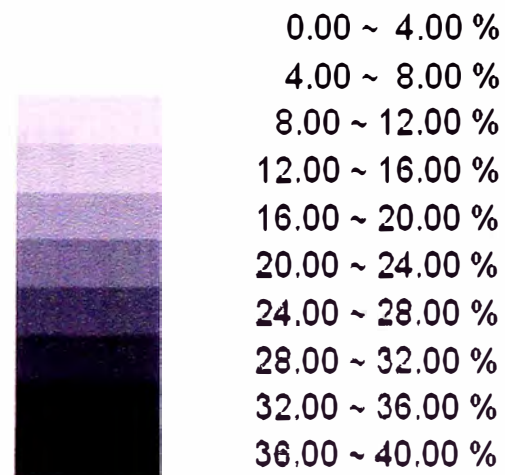
□ Poles

**D-01: REPRESENTACION
POLAR DEL BUZAMIENTO DE
LAS DISCONTINUIDADES**

TOTAL: 41 POLOS

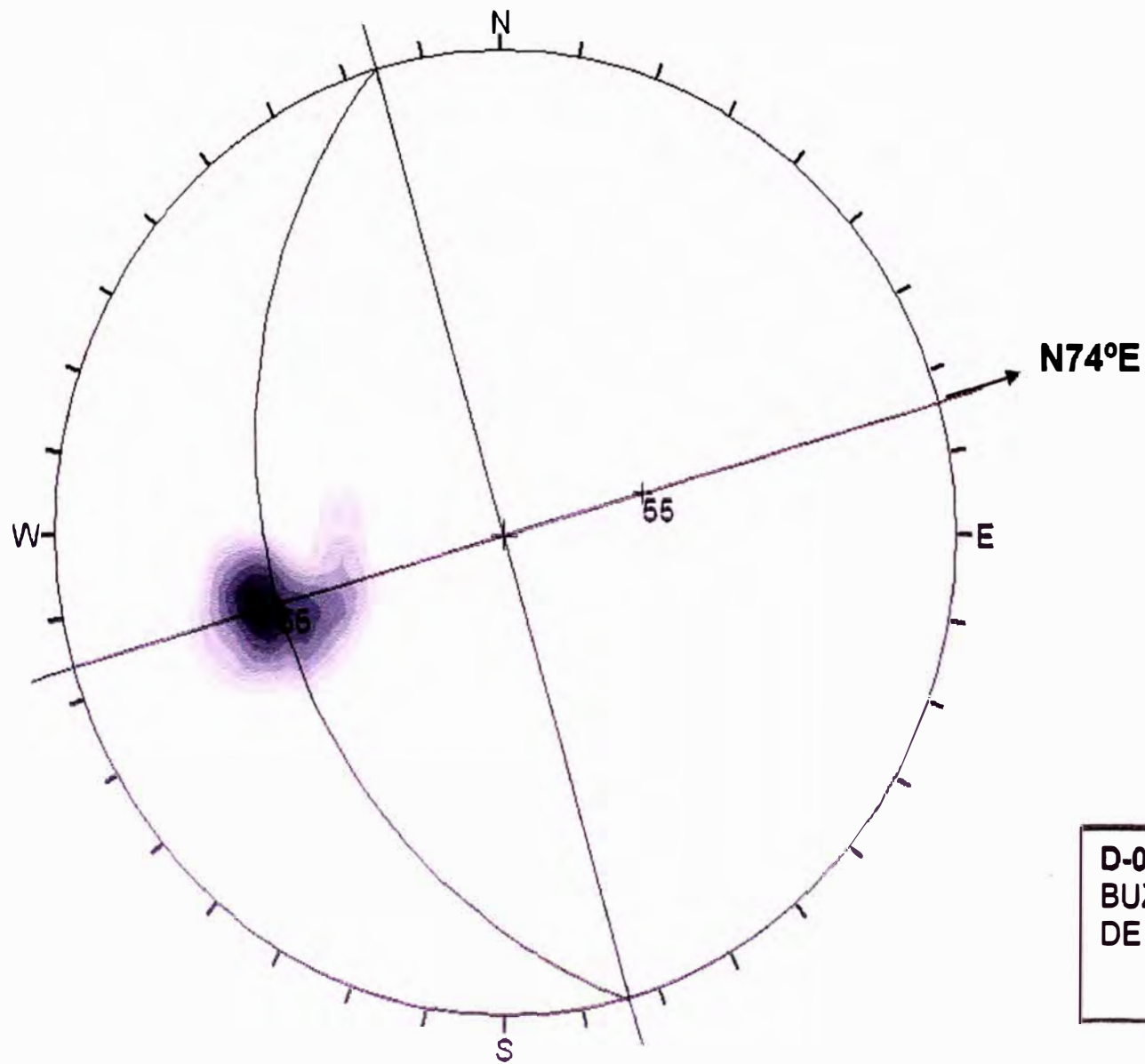


Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area



No Bias Correction
Max. Conc. = 36.0525%

**D-02: REPRESENTACION EN
CURVAS DE NIVEL DE LA
DENSIDAD DE POLOS**

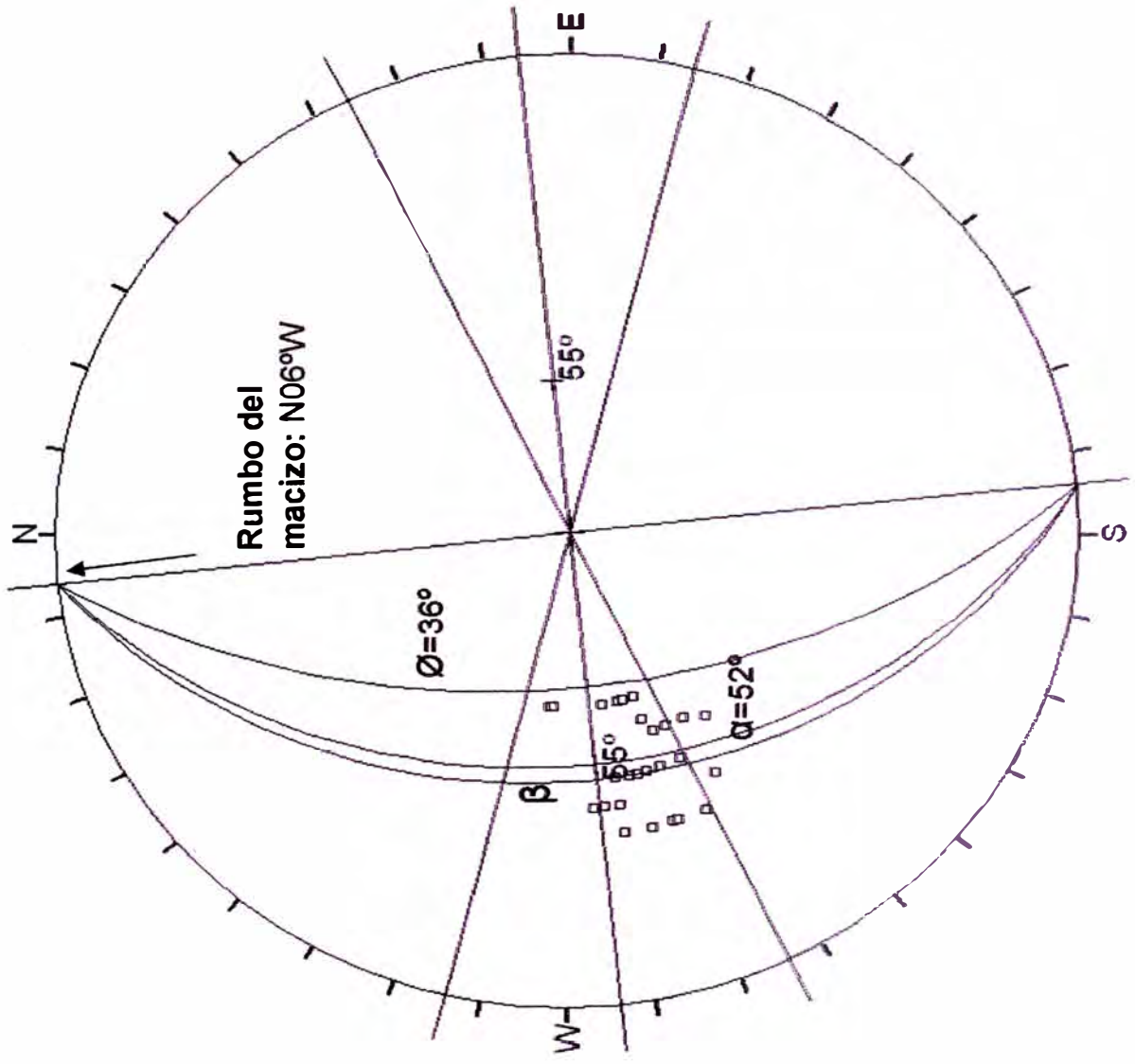


Orientations

ID	Trend / Plunge
1	074 / 55

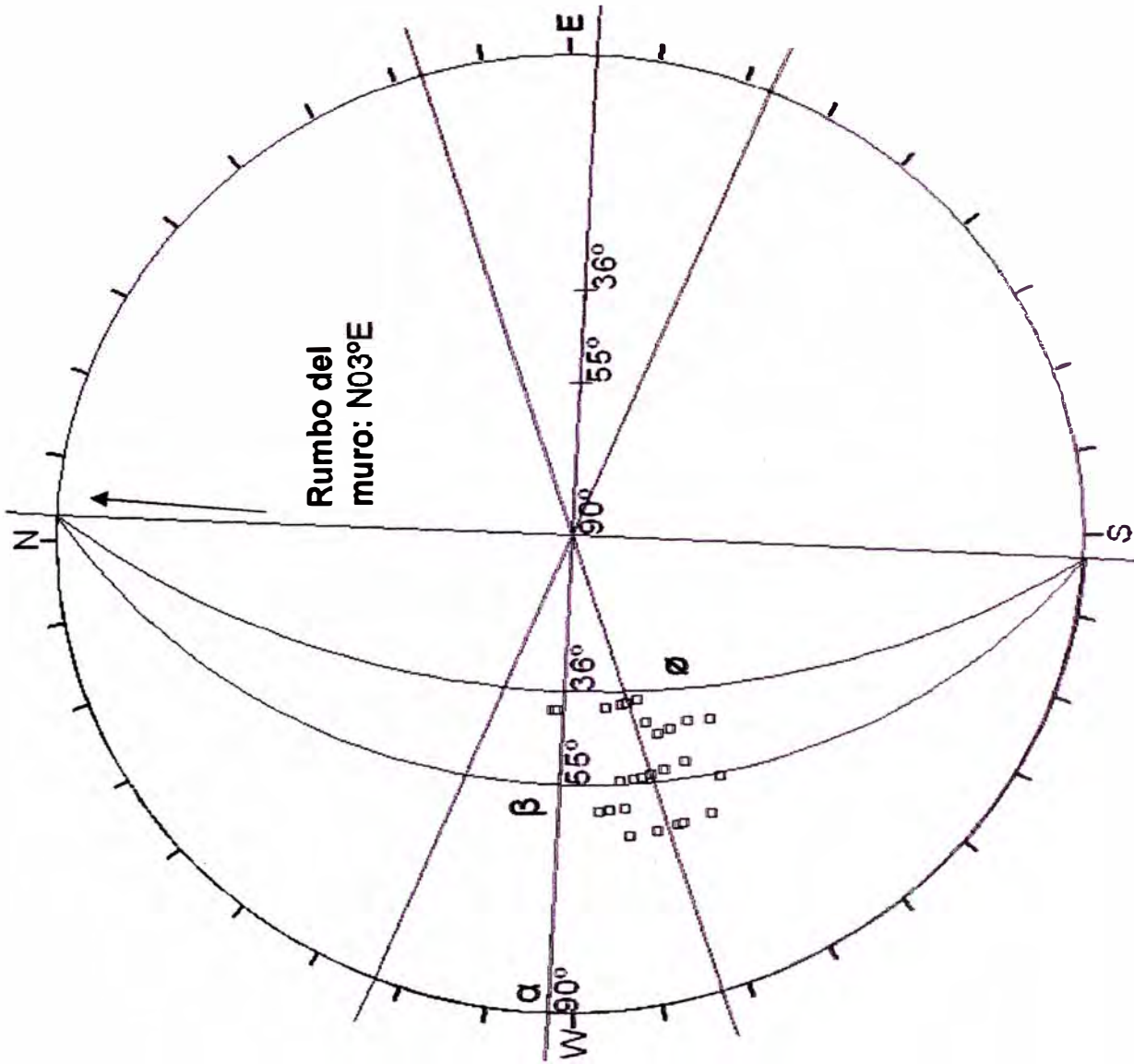
D-03: ORIENTACION Y BUZAMIENTO DE LA FAMILIA DE DISCONTINUIDADES

D-04: ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD DEL MACIZO ROCOSO



D-05: ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD CON RESPECTO AL MURO DE CONTENCIÓN

Poles





ANEXO IV

FIGURAS

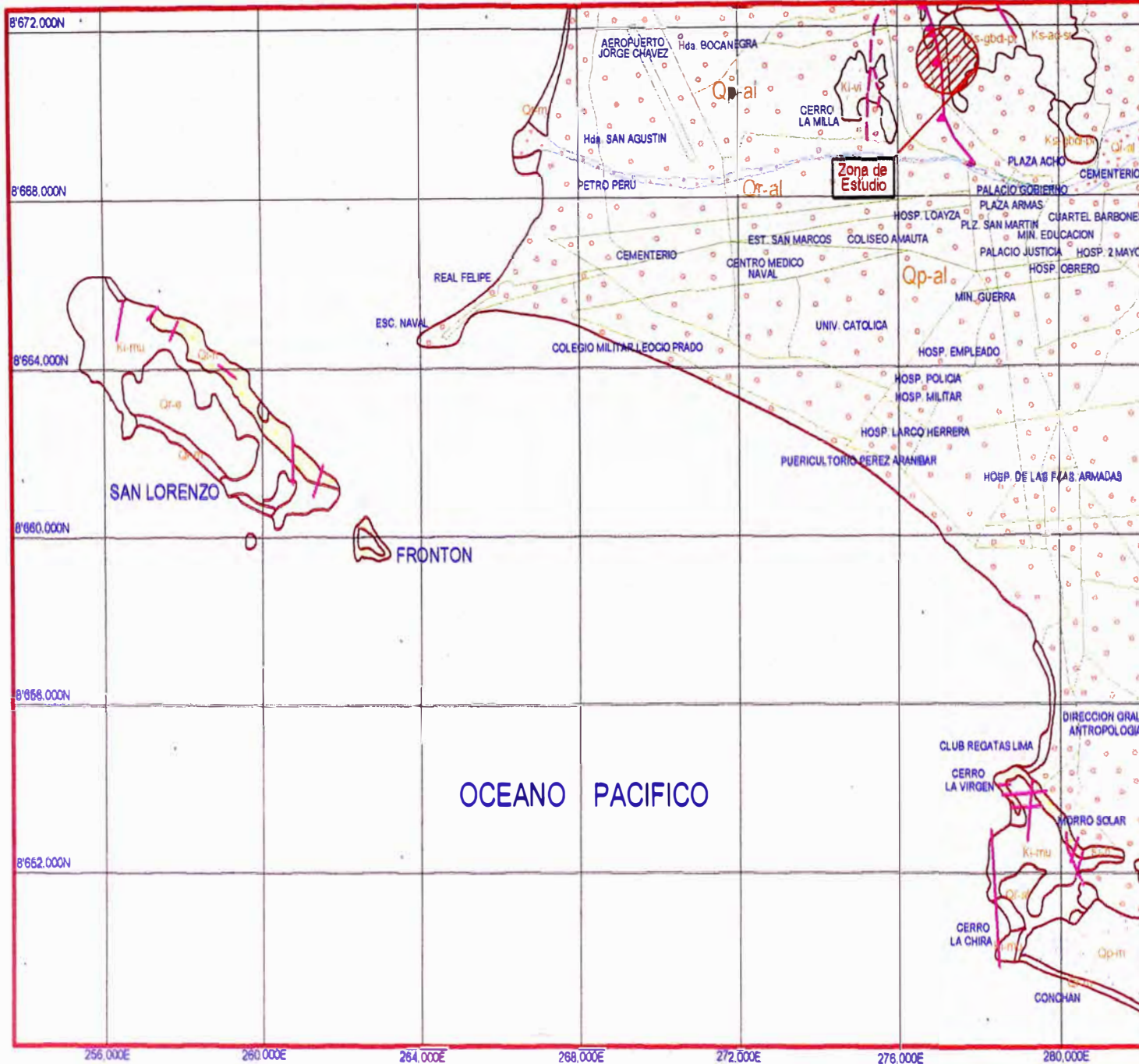


Fig. N° 01: GEOLOGIA REGIONAL DE LA ZONA EN ESTUDIO



Fig. N° 05: MAPA DE ZONIFICACION SISMICA DEL PERU

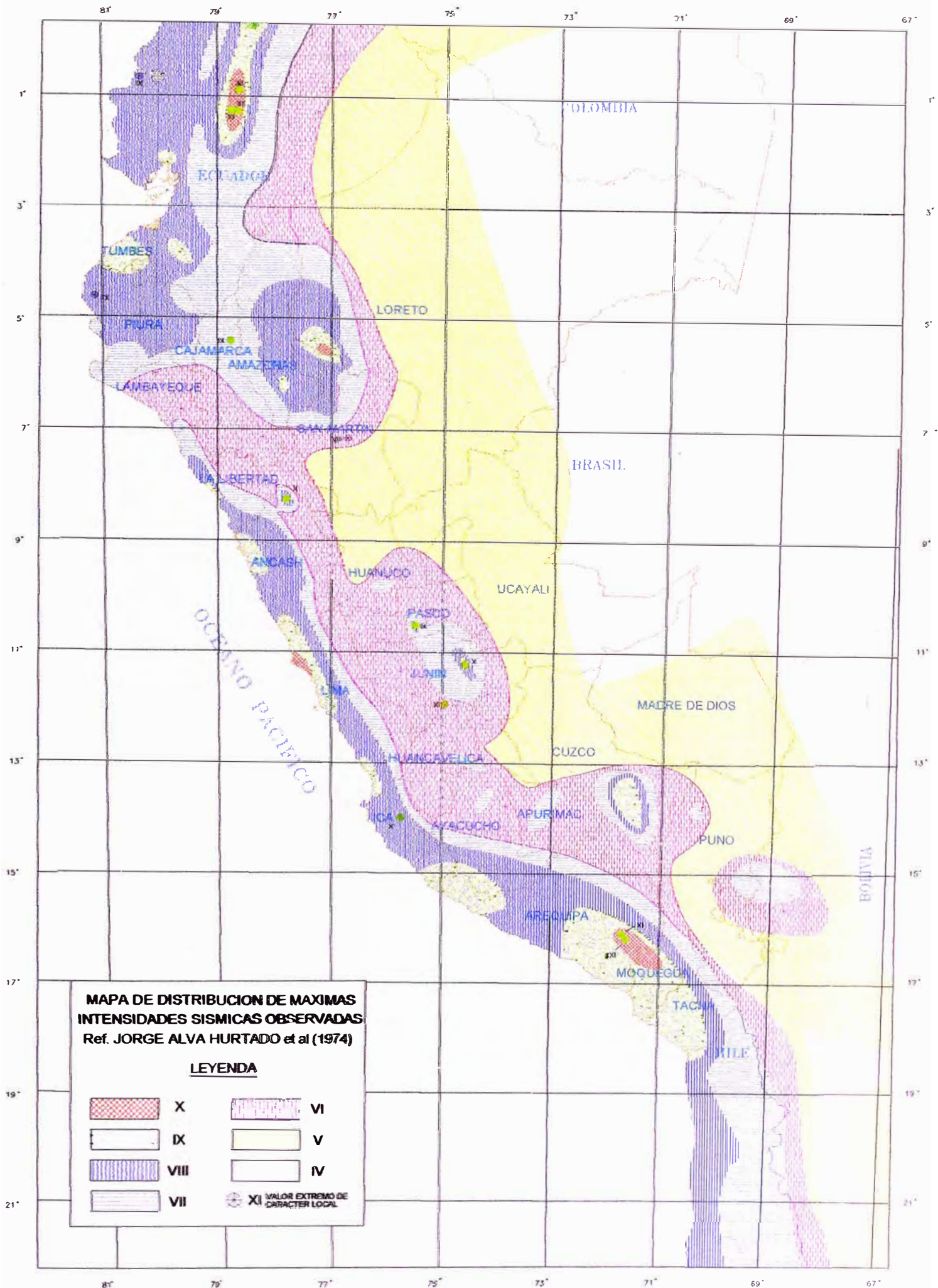


Fig. N° 06: MAPA DE MAXIMAS INTENSIDADES SISMICAS DEL PERU

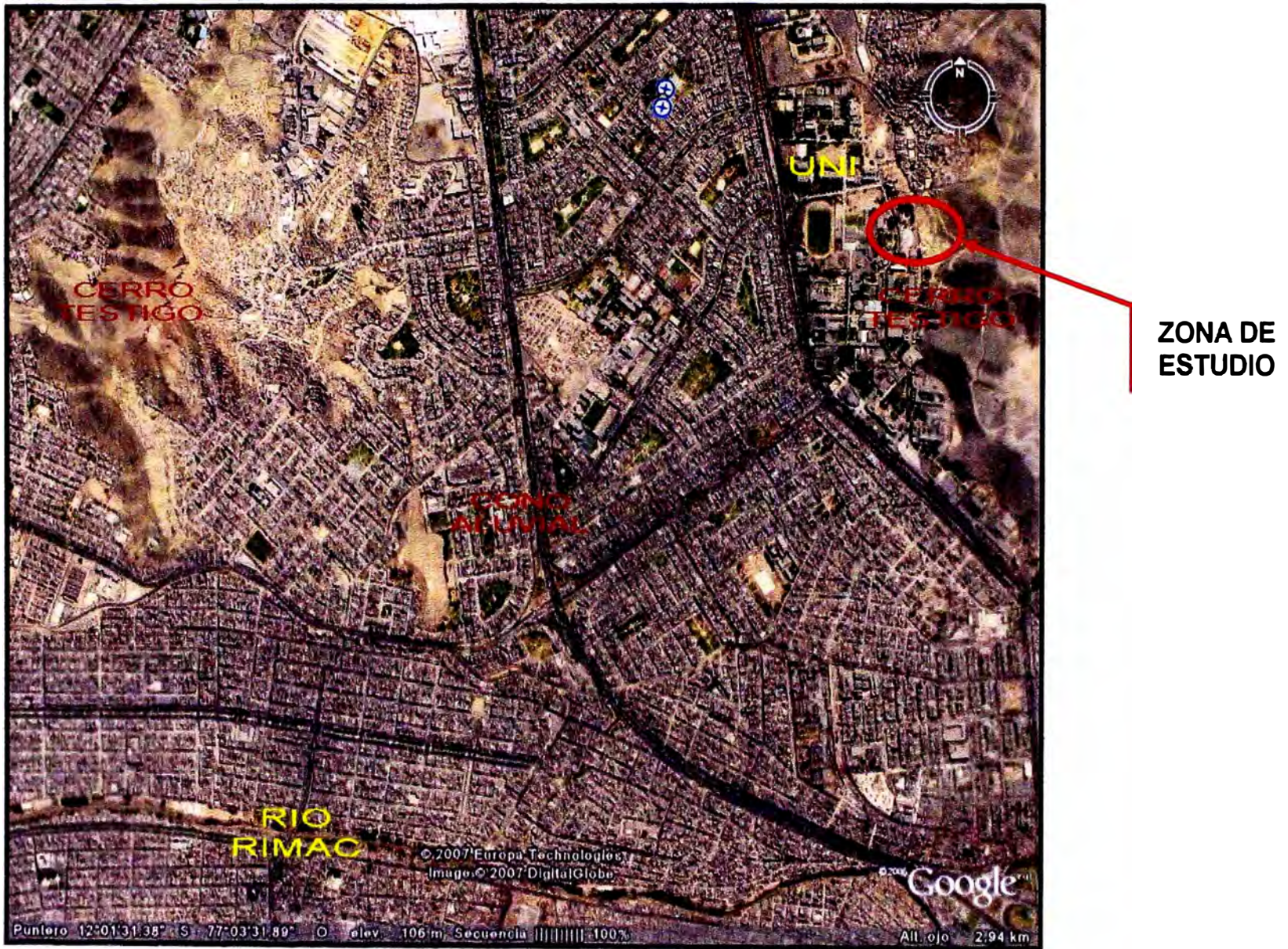


Fig. N° 02: GEOMORFOLOGIA DE LA ZONA EN ESTUDIO

LEYENDA

CRONOESTRATIGRAFIA			LITOESTRATIGRAFIA																				
ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES ESTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS																			
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE	Dep. edificas	Or-e	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th style="text-align: left;">SUPER UNIDAD</th> <th style="text-align: left;">TIPO DE ROGA</th> <th style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></th> </tr> <tr> <td rowspan="3" style="vertical-align: top;">Soria Rosa</td> <td>Adameita</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Ks-ad-ar</td> </tr> <tr> <td>Tonalita-Granodiorita</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Ks-ton-gr</td> </tr> <tr> <td>Tonalita-Diorita</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Ks-ton-di</td> </tr> <tr> <td rowspan="2" style="vertical-align: top;">Parapo</td> <td>Granodiorita</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Ks-gr-di</td> </tr> <tr> <td>Jonalia-Diorita</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Ks-jon-di</td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;">Patap</td> <td>Batre-diorita</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Ks-bat-di</td> </tr> </table>	SUPER UNIDAD	TIPO DE ROGA		Soria Rosa	Adameita	Ks-ad-ar	Tonalita-Granodiorita	Ks-ton-gr	Tonalita-Diorita	Ks-ton-di	Parapo	Granodiorita	Ks-gr-di	Jonalia-Diorita	Ks-jon-di	Patap	Batre-diorita	Ks-bat-di
		SUPER UNIDAD	TIPO DE ROGA																				
		Soria Rosa	Adameita	Ks-ad-ar																			
			Tonalita-Granodiorita	Ks-ton-gr																			
			Tonalita-Diorita	Ks-ton-di																			
		Parapo	Granodiorita	Ks-gr-di																			
			Jonalia-Diorita	Ks-jon-di																			
		Patap	Batre-diorita	Ks-bat-di																			
		CRETACEO	PLEIS-TOCENO	Dep. aluviales		Or-al																	
	Dep. marinos			Or-m																			
	Dep. edificas			Op-e																			
	MEDIO SUPERIOR		<u>Dep. aluviales</u>	Dep. aluviales		Op-al																	
				Dep. marinos		Op-m																	
			Grupo Cepino	Volk. Guatuzaná		Kms-g																	
				Volk. Muzrangal		Kms-h																	
			Fm. Abocongo	Ks-al		<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="vertical-align: top;">Fm. Yangas</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Ks-y</td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;">Volk. Ancón</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">Ks-va</td> </tr> </table>	Fm. Yangas	Ks-y	Volk. Ancón	Ks-va													
			Fm. Yangas	Ks-y																			
	Volk. Ancón	Ks-va																					
Fm. Pampelona	Ks-pa																						
<u>Fm. Maravilla</u>	Ks-m																						
Fm. Herradura	Ks-h																						
Fm. Sallardel Frate	Ks-sf																						
Grupo Piedra	Fm. Cerro Blanco	Ks-cb																					
	Fm. Ventanilla	Ks-v																					
	Fm. Pasadita Inga	Ks-pi																					
Volk. Santa Rosa	Ks-sr																						
JURASICO	SUPERIOR																						

Fig. N° 03: ESTRATIGRAFIA GEOLOGICA REGIONAL

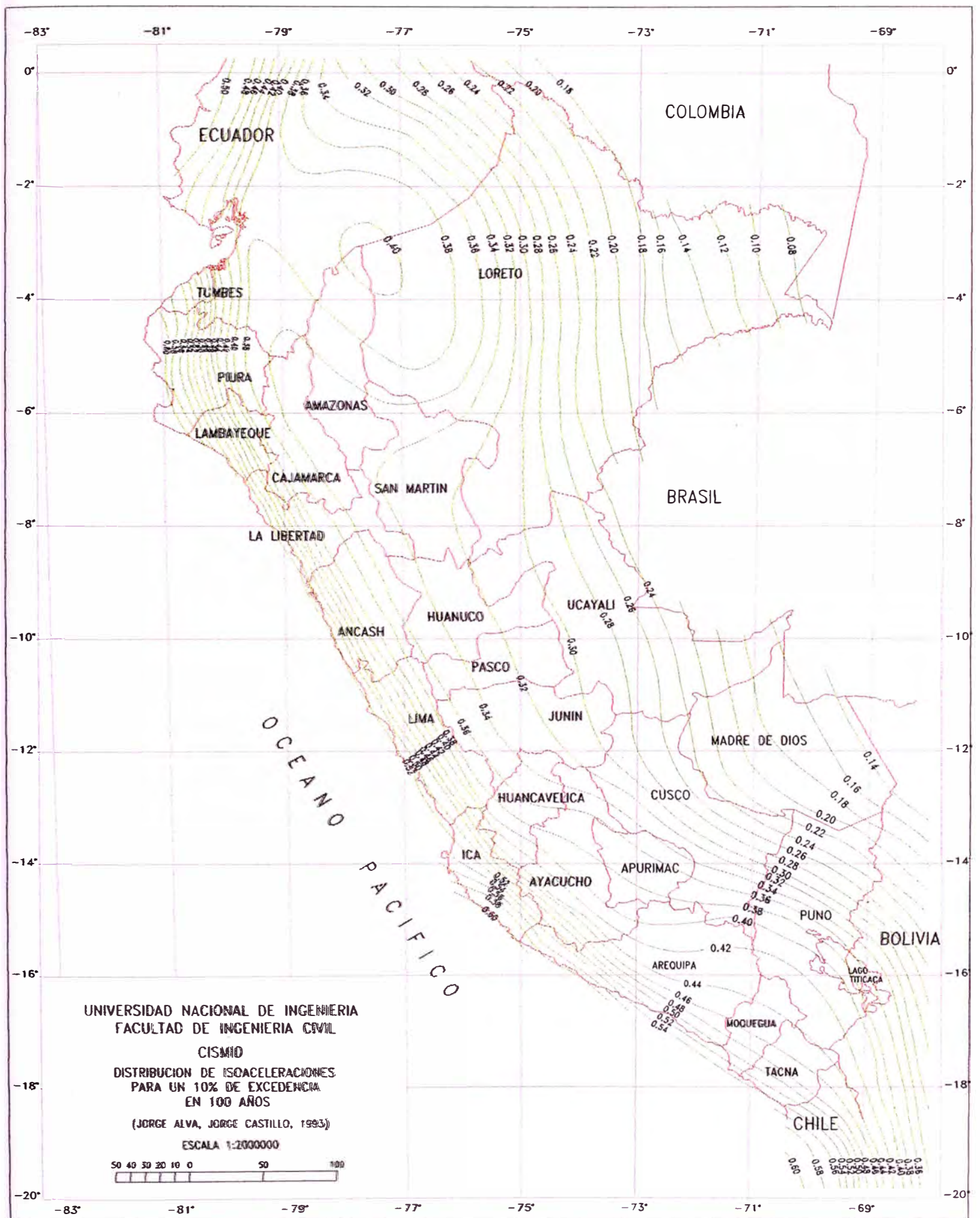


Figura N° 06: Isoaceleraciones para una vida útil de 100 años, con 10% de excedencia

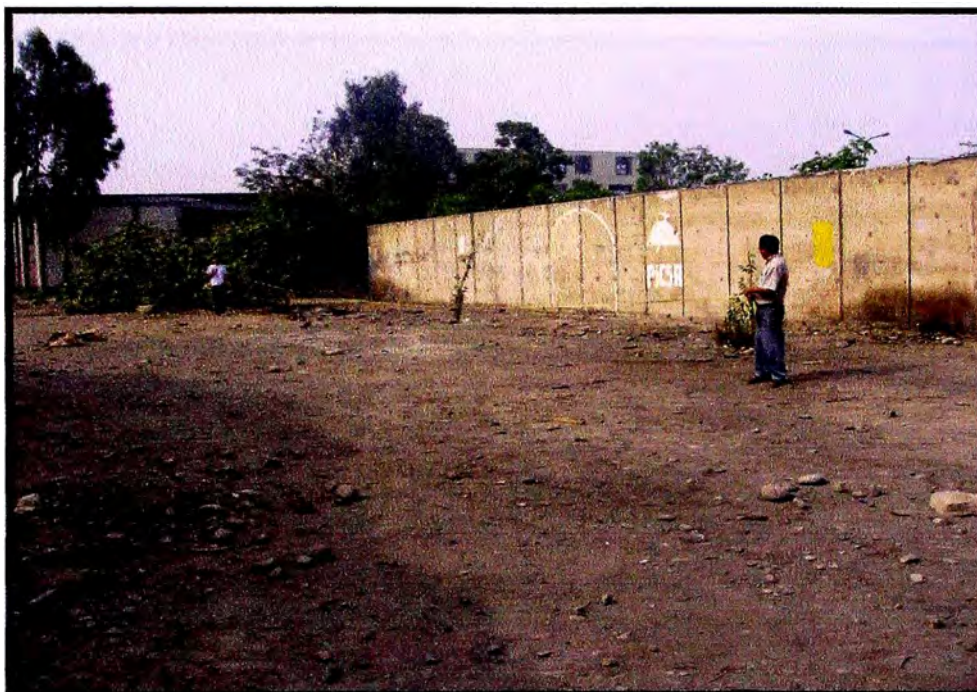


Foto N° 01: Demarcación del área de trabajo, antes de los trabajos de campo



Foto N° 02: Inicio del trabajo de campo (Excavación de calicatas)



Foto N° 03: Ubicación de la Calicata C-1, dentro del área de trabajo.



Foto N° 04: Estratigrafía de la Calicata C-1, nótese la roca fresca con fisuras, al fondo de la excavación.



Foto N° 05: Ubicación de la Calicata C-2



Foto N° 06: Estratigrafía de la Calicata C-2, se aprecia que la roca presenta fisuras muy cerradas.



Foto N° 07: Ubicación de la Calicata C-3



Foto N° 08: Estratigrafía de la Calicata C-3, se presenta roca ligeramente fracturada al fondo de la excavación.



Foto N° 09: Vista del macizo rocoso, nótese la dirección de las discontinuidades, en sentido contrario a la inclinación del talud.



Foto N° 10: Medición del rumbo y buzamiento, de las discontinuidades.



Foto N° 11: Compactación del relleno estructural.

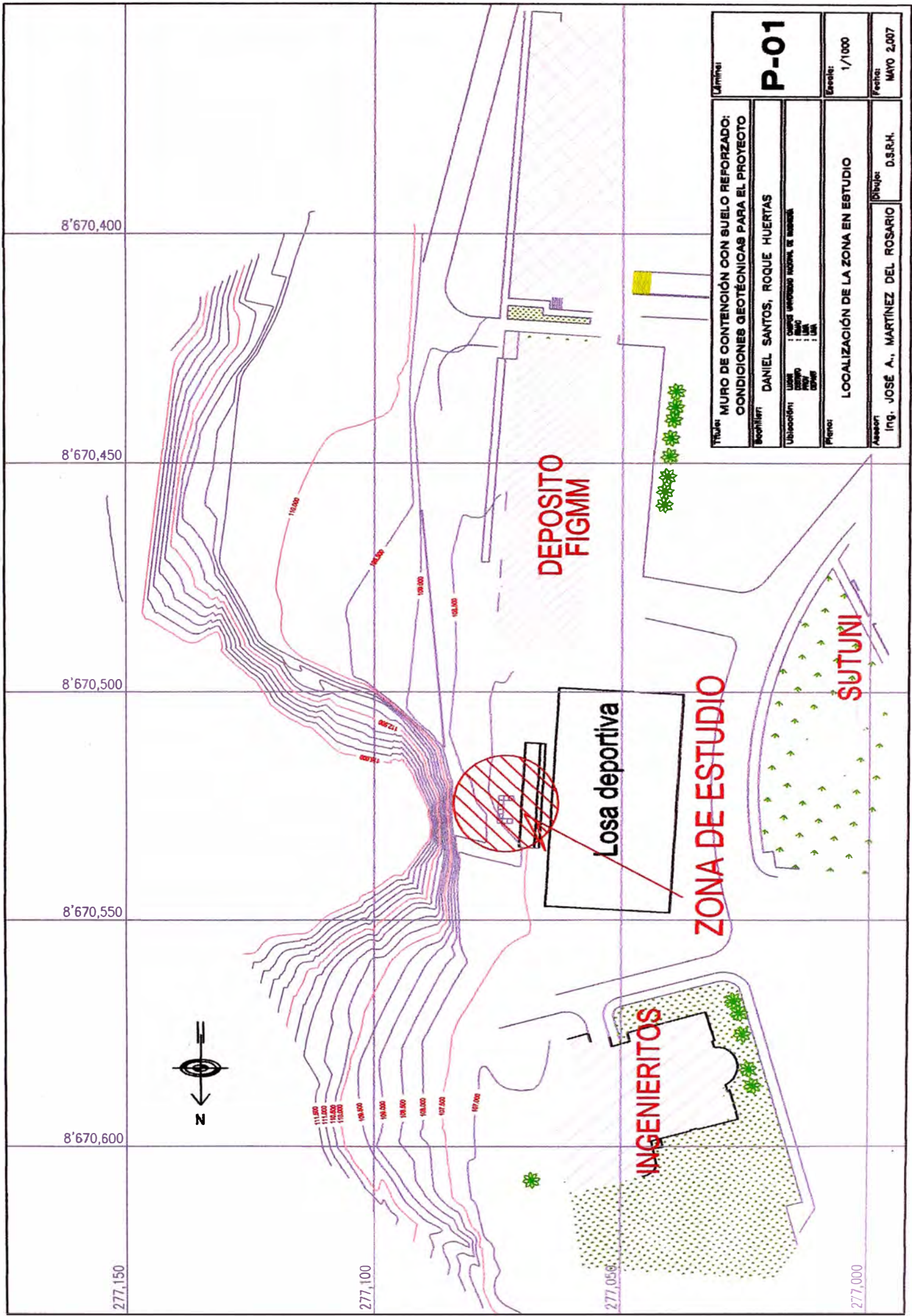


Foto N° 12: Muro terminado, se aprecia dos puntos de control de la compactación

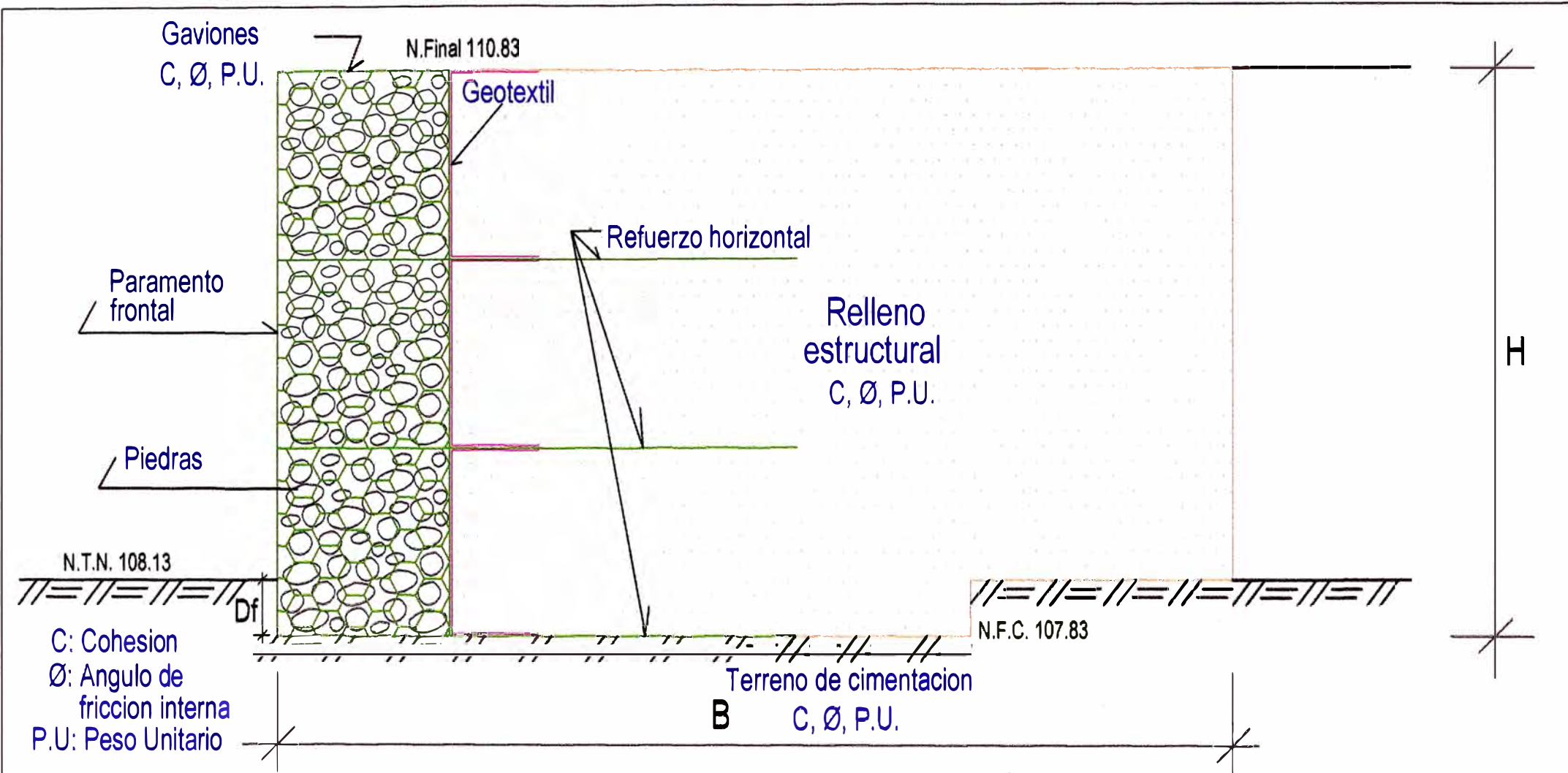


ANEXO VI

PLANOS

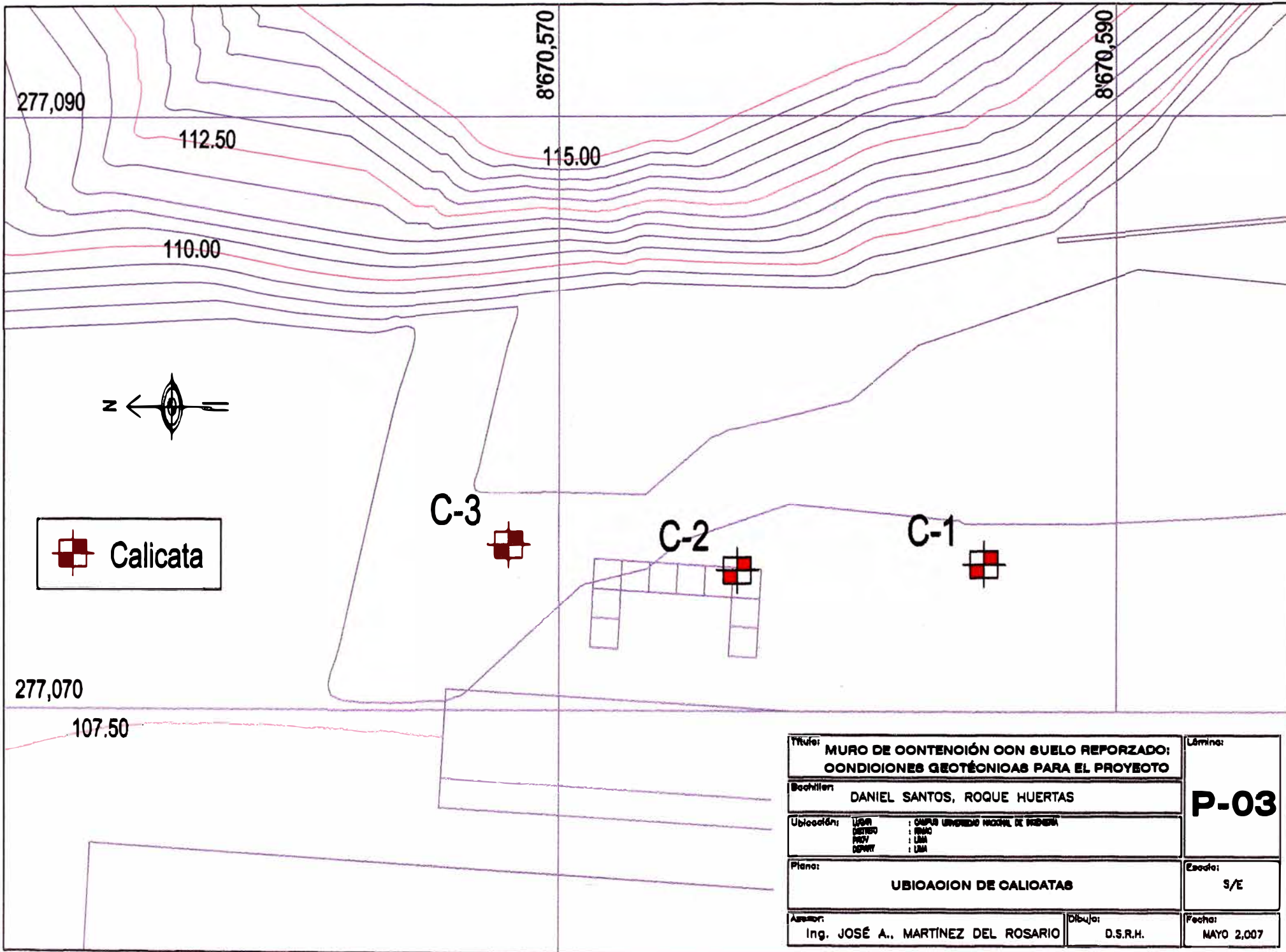


Título: MURO DE CONTENCIÓN CON SUELO REFORZADO: CONDICIONES GEOTÉCNICAS PARA EL PROYECTO		Udini:
Recopilari: DANIEL SANTOS, ROQUE HUERTAS		P-01
Ubicacion: URB. : CASAS UNIFICADAS REGIONAL DE MARIKAL	Urb. : MARIKAL	Fecha: 1/1000
Proy. : 1:1000	Corre. : 1:1000	Fecha: MAYO 2,007
Prensa: LOCALIZACIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO		Dibujar: D.S.R.H.
Asesor: Ing. JOSÉ A., MARTÍNEZ DEL ROSARIO		



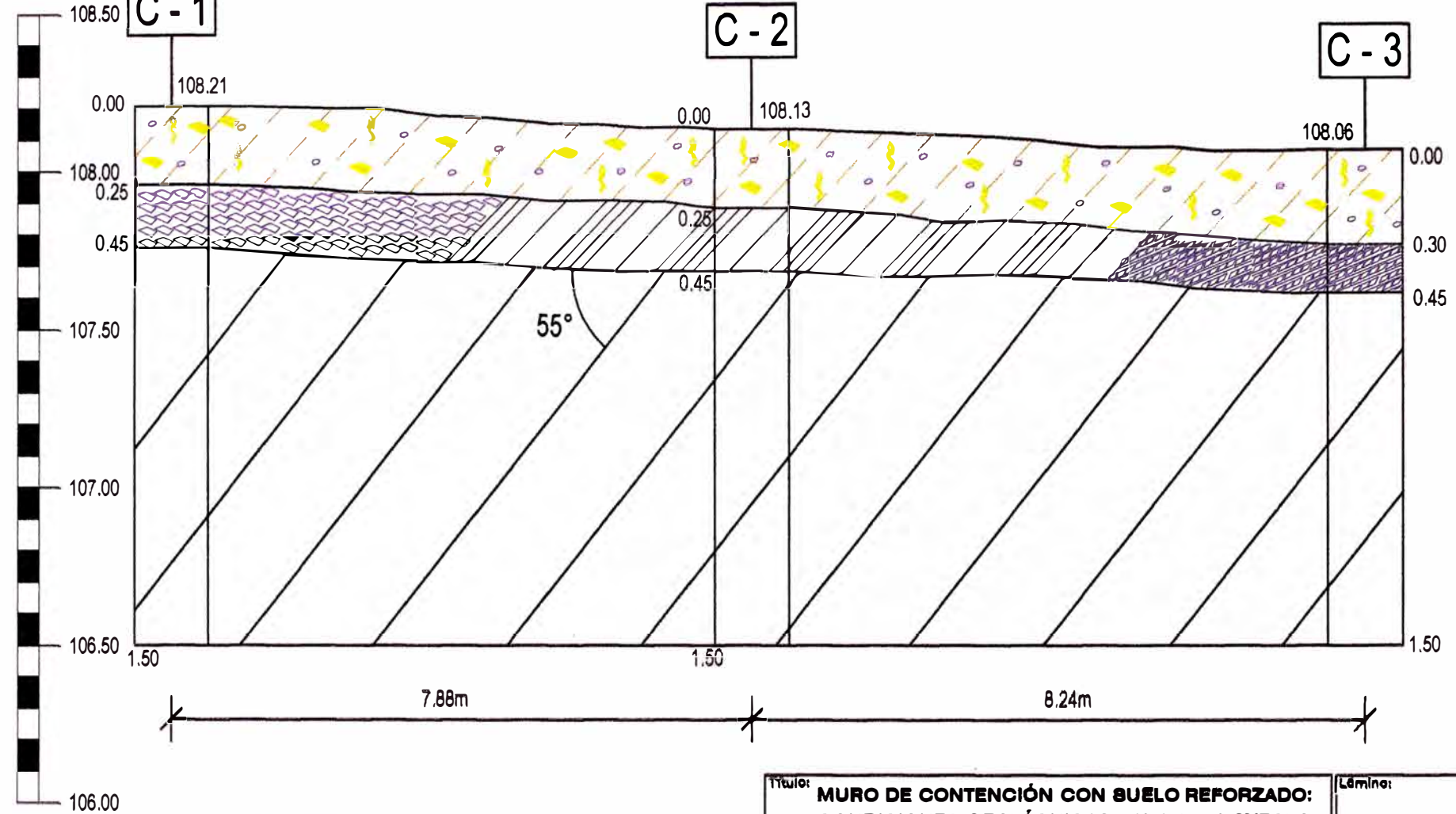
Df: Profundidad de cimentación
B: Ancho de la base del muro
H: Altura total del muro

Título: MURO DE CONTENCIÓN CON SUELO REFORZADO: CONDICIONES GEOTÉCNICAS PARA EL PROYECTO		Lámina: P-02							
Revisor: DANIEL SANTOS, ROQUE HUERTAS		Escala: S/E							
Ubicación: <table border="0"> <tr> <td>LUGAR:</td> <td>: CAMPUS UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUERFANA</td> </tr> <tr> <td>DISTRITO:</td> <td>: PERMO</td> </tr> <tr> <td>PROV:</td> <td>: LIMA</td> </tr> <tr> <td>DEPART:</td> <td>: LIMA</td> </tr> </table>			LUGAR:	: CAMPUS UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUERFANA	DISTRITO:	: PERMO	PROV:	: LIMA	DEPART:
LUGAR:	: CAMPUS UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUERFANA								
DISTRITO:	: PERMO								
PROV:	: LIMA								
DEPART:	: LIMA								
Plano: ESTRUCTURACION DEL MURO DE CONTENCIÓN CON EL SISTEMA TERRAMESH		Fecha: MAYO 2,007							
Aprobación: Ing. JOSÉ A., MARTÍNEZ DEL ROSARIO	Dibujo: D.S.R.H.								

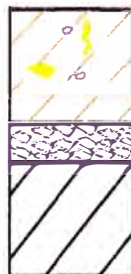


Título: MURO DE CONTENCIÓN CON SUELO REFORZADO; CONDICIONES GEOTÉCNICAS PARA EL PROYECTO		Lámina: <h1>P-03</h1>
Realizó: DANIEL SANTOS, ROQUE HUERTAS		
Ubicación: LUGAR : CAMPUS UNIVERSIDAD NACIONAL DE PUEBLO DISTRITO : PUEBLO PROV : LIMA DEPART : LIMA		Escala: S/E
Plano: UBICACION DE CALICATAS		
Autor: Ing. JOSÉ A. MARTINEZ DEL ROSARIO	Dibujo: D.S.R.H.	Fecha: MAYO 2,007

Cota
m.s.n.m.



LEYENDA	
C - X	: Calicata N° X
m	: Metros
Todas las medidas en metros.	



RELLENO LIMOSO, LIGERA CONTAMINACION

ROCA FRACTURADA EN LAJAZ

FILITA (Buzamiento de las discontinuidades 55°)

Título: MURO DE CONTENCIÓN CON SUELO REFORZADO: CONDICIONES GEOTÉCNICAS PARA EL PROYECTO		Lámina: <h1 style="text-align: center;">P-04</h1>
Bochiler: DANIEL SANTOS, ROQUE HUERTAS		Escola: S/E
Ubicación: LUGAR : CAMPUS UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA DISTRITO : PERU PROV : LIMA DEPART : LIMA		
Plano: PERFIL ESTRATIGRAFICO		Fecha: MAYO 2,007
Asesor: Ing. JOSÉ A., MARTÍNEZ DEL ROSARIO	Dibujo: D.S.R.H.	