

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE  
SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 4  
"ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTECNIA PARA OBRAS DE  
SANEAMIENTO"**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**HUGO ANTONIO COTOS PEREZ**

**Lima - Perú**

**2007**

## ÍNDICE DEL INFORME

<b>RESUMEN</b>	<b>4</b>
<b>INTRODUCCION</b>	<b>6</b>
<b>CAPITULO1 ANTECEDENTES</b>	<b>7</b>
<b>CAPITULO2 MARCO TEORICO</b>	<b>28</b>
2.1. Depósitos de suelo natural	28
2.2. Análisis mecánico del suelo	29
2.3. Tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura	29
2.4. Clasificación del suelo	31
2.5. Consolidación	31
2.6. Resistencia cortante del suelo	32
2.6.1 Criterios de falla de Mohr-Coulomb	32
2.6.2 Inclinação del plano de falla causado por un cortante	34
2.6.3 Ley de falla por cortante en suelo saturado	36
2.6.4 Prueba de Corte Directo	38
2.6.5 Prueba Drenada de Corte Directo sobre arena y arcilla saturadas	43
2.7. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi	<b>44</b>
2.8. Empuje de tierras	48
<b>CAPITULO 3 DESCRIPCION DE ZONA DE ESTUDIO</b>	<b>55</b>
3.1. Ubicación y descripción del área de estudio	55
3.2. Acceso al área de estudio	55
3.3. Condiciones climáticas de la zona	55
3.4. Altitud del área de estudio	56
3.5. Geomorfología, Geología y Sismicidad en el área de estudio	56
3.5.1. Antecedentes geológicos	56
3.5.2. Geomorfología	57
3.5.3. Geología	58
3.5.4. Sismicidad	59
<b>CAPITULO4 METODOLOGÍA DE TRABAJO</b>	<b>61</b>
<b>CAPITULOS ADQUISICION DE DATOS EN CAMPO Y LABORATORIO</b>	<b>62</b>
5.1. Investigación de campo	62
5.1.1. Trabajo de campo	62

5.2.	Característica del proyecto	63
5.3.	Ensayos de laboratorio	64
5.3.1.	Ensayos estándar	64
5.3.2.	Ensayos especiales	64
5.3.3.	Caracterización de suelos	64
5.4.	Columna y perfil estratigráfico	65
5.5.	Descripción de la conformación del subsuelo de la zona en estudio	66
	<b>CAPITULO&amp; PROCESAMIENTO DE DATOS Y RESULTADOS</b>	<b>67</b>
6.1.	Análisis de la cimentación	67
6.1.1.	Tipo y profundidad de cimentación	67
6.1.2.	Calculo de la capacidad portante admisible	67
6.1.3.	Calculo de asentamiento	68
6.2.	Análisis químico de sales agresivas al concreto de cemento Portland	70
6.3.	Empujes laterales	70
	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>72</b>
	<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>74</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>75</b>
	<b>ANEXOS</b>	<b>77</b>

## RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia para optar el título de Ingeniero Civil intitulado "FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 4 - ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTECNIA PARA OBRAS DE SANEAMIENTO", está basado en el estudio de las características físicas, mecánicas y químicas de los suelos, en la zona destinada al área urbana y de cimentación del Reservorio de 196 m<sup>3</sup> de capacidad que dará servicio a la zona urbana.

La zona de estudio se ubica en la ciudad de Cañete (km 160+000 de la carretera Panamericana Sur), provincia de Cañete, Departamento de Lima. El área destinada para habilitación urbana pertenece al proyecto "UNIPAMPA ZONA 4", ubicándose a 880 m aprox. al sureste de ésta, el área destinada para el Reservorio; ambas áreas se encuentran emplazadas sobre depósitos eólicos marinos compuestos de arenas pertenecientes a la era cuaternaria.

Para la definición del tipo de cimentación requerida por el Reservorio en función a la sollicitación de carga a soportar, y a las características físicas, mecánicas y químicas de los suelos se efectuaron trabajos de Campo y Gabinetes.

En la etapa de campo se ejecutaron Pozos Exploratorio (Calicatas) en las profundidades establecidas por el reglamento RNE E-050 (Suelos y Cimentaciones). Dichas prospecciones se realizaron tanto en la zona destinada para Habilitación Urbana como para la cimentación del Reservorio; en cada una de las calicatas se tomaron muestras representativas para ser sometidas a ensayos básicos de: granulometría, límites de consistencia, corte directo, sales totales, cloruros y sulfatos, en laboratorio.

En la etapa de gabinete se procesaron y analizaron la totalidad de los resultados de ensayos de laboratorio empleando fundamentalmente las teorías dadas por Kart Terzaghi y Ralph B. Peck, en base a lo cual se definió que la cimentación del Reservorio (de sección circular) será una platea, con profundidad de desplante igual a 1 m. En base a esto se definieron los parámetros de Capacidad de Carga Admisible ( $q_{adm}$ ) y Asentamiento diferencial ( $\Delta H_d$ ); cabe

señalar el análisis antes indicados se efectuaron para los suelos característicos de la zona donde se va a cimentar el Reservorio Apoyado, establecidos en la etapa previa como arenas limosas mal graduadas.

Finalmente se efectuaron los análisis de agresividad de elementos químicos nocivos encontrando que los suelos de cimentación presentan básicamente agresividad severa por presencia de Sulfatos, para lo cual se establecen las acciones correspondientes orientadas a mitigar tal agresividad.

## INTRODUCCIÓN

Las obras de saneamiento de agua y desagüe del Proyecto UNIPAMPA ZONA 4, para su definición requieren del conocimiento de las características físico, químicas y mecánicas de los suelos donde se cimentarán las estructuras comprometidas, para tal fin es necesario el estudio de las bondades de los suelos existentes dentro de la zona que comprende el Proyecto antes citado.

El presente informe de suficiencia para optar el título de Ingeniero Civil intitulado "FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 4 - ESTUDIO DE SUELOS Y GEOTECNIA PARA OBRAS DE SANEAMIENTO" tiene por objeto investigar el subsuelo del terreno asignado al Proyecto UNIPAMPA ZONA 4, ubicado en la ciudad de Cañete; por medio de trabajos de campo a través de pozos de exploración o calicatas "a cielo abierto", ensayos de laboratorio estándar y especiales a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, sus propiedades de resistencia y deformación, la agresividad química de sus componentes y labores de gabinete en base a los cuales se definen los perfiles estratigráficos, tipo y profundidad de cimentación, Capacidad Portante Admisible, Asentamientos y las recomendaciones generales para la cimentación.

El programa seguido para los fines propuestos, fue el siguiente:

### Etapa Campo

- Reconocimiento del terreno
- Distribución y ejecución de calicatas
- Toma de muestras disturbadas.
- Ejecución de ensayos de laboratorio

### Etapa Gabinete

- Elaboración de Columnas y Perfiles estratigráficos
- Análisis y Calculo de la Capacidad Portante Admisible
- Análisis y Calculo de Asentamientos
- Análisis de agresividad química de los componentes del Suelo al Concreto Hidráulico
- Calculo de parámetros para el análisis de Empujes Laterales
- Conclusiones y Recomendaciones

## **CAPITULO 1**

### **ANTECEDENTES**

El presente Informe de Suficiencia para Optar el título de Ingeniero Civil, se basa en el proyecto de "Formulación y Diseño del Proyecto de Saneamiento UNIPAMPA ZONA 4", el mismo que involucra proyectos de captación de aguas superficiales, tratamiento del agua para consumo humano, almacenamiento en reservorio, distribución del mismo mediante redes a los domicilios, así como de evacuación a través de obras de alcantarillado, tratamientos de aguas servidas entre otros.

Por ser temas de vital interés, el grupo de trabajo "L4F", vio por conveniente el desarrollo de los siguientes temas:

- 1.- Topografía
- 2.- Almacenamiento, Línea de Aducción y Red de Distribución
- 3.- Estudios de Suelos y Geotecnia
- 4.- Estudio de Impacto Ambiental

A continuación se exponen los resúmenes ejecutivos de los temas antes indicados.

### **TOPOGRAFÍA**

#### **Objeto del estudio**

El presente estudio tiene por objetivo evaluar el terreno entregado para desarrollar el proyecto de saneamiento.

La Escuela Profesional planteó la necesidad de desarrollar el estudio de una zona para expansión urbana con crecimiento ordenado en la margen izquierda del Río Cañete. Para lo cual se hizo entrega al equipo de L4F de información Catastral y Topográfica de una zona denominada Pampa Clarita lugar donde se delimitó un área de un kilómetro cuadrado (que en adelante llamaremos

Unipampa). para el desarrollo del estudio de un proyecto de habilitación urbana y saneamiento.

## **Ubicación**

El área donde se desarrolla el estudio se denomina Pampa Clarita y se encuentra ubicada en la margen izquierda del río Cañete a la altura del kilómetro 159 de la Carretera Panamericana Sur, en el distrito de San Vicente de Cañete, provincia de Cañete y departamento de Lima.

## **Descripción del procedimiento de trabajo**

El trabajo Topográfico constará de 3 Etapas:

### **- Trabajo de Gabinete 1:**

- Teniendo como base el plano del IGN y el plano digitalizado de curvas de nivel se procederá a ubicar dentro del kilómetro cuadrado asignado (Unipampa) la primera unidad urbana así como las zonas de expansión para las demás unidades similares.
- Luego se ubicarán las zonas designadas para el reservorio y la planta de tratamiento de aguas residuales.

### **- Trabajo de Campo:**

- A partir de los planos elaborados en el proceso anterior, y teniendo las coordenadas UTM de los elementos mencionados se procederá a:
  - a) ubicar los 4 vértices de Unipampa y hacer un reconocimiento visual del área asignada.
  - b) replantear mediante algún método topográfico los 4 vértices de la unidad urbana y las estructuras hidráulicas a construirse, se deberá dejar hitos monumentados que servirán como referencia pétra futuras visitas.

Se efectuará un registro fotográfico de la zona.

Para el replanteo, evaluación y monumentación en el terreno se dispuso de los siguientes equipos:



Un GPS digital.

Un Eclímetro

Una Wincha de 30m.

6 estacas de fierro corrugado de 80 cm. membretadas con el punto a monumentarse.

Si bien es cierto que la precisión del equipo GPS puede arrojar un error de hasta 12 m. para éste nivel de estudio se considera suficiente.

### **-Trabajo de Gabinete 2:**

A partir de la información del proceso anterior se dará ubicación definitiva tanto a la urbanización como a los elementos hidráulicos.

Se desarrollará el peñil de la de las calles y de la urbanización.

### **Evaluación topográfica de la zona de trabajo**

#### **Trabajo de Campo:**

El reconocimiento visual del terreno confirmó la ubicación de las zonas de poca pendiente, las de pendiente pronunciada y las quebradas que no llegaban a ser sino pequeñas depresiones.

El área de trabajo comprende una zona plana de poca pendiente hacia el lado sur con una altitud que varía entre los 157 m. y 179 m. en una longitud de 1 Km. (2.2%) y una zona de pendiente considerable hacia el lado norte con pendientes que varían entre los 160 m. y 130 m. (35%) en una longitud de 600 m. (12.5%).

El kilómetro cuadrado correspondiente a Unipampa es un cuadrado de vértices A, B, C, D; siendo el lado AD paralelo a la costa (y a la carretera), y limita hacia el suroeste pasando la carretera con el acantilado que va hacia el mar, hacia el lado AB se encuentra la zona de pendiente pronunciada donde el terreno decrece rápidamente hasta llegar al fondo de un valle seco cuyas cotas varían entre 129 y 145 m. La parte de poca pendiente corresponde a los  $\frac{3}{4}$  del terreno de Unipampa midiéndose desde el lado CD hacia AB y sus cotas varían entre 157 m. pegado hacia la carretera y 178 m. en la parte mas alta (lado BC).

En la zona "plana" de Unipampa y en sentido paralelo a la costa, el punto más alto está aproximadamente a la mitad del lado AD con pendientes muy suaves hacia ambos lados.

Se monumentó en Unipampa los 4 vértices de la unidad urbana a proyectarse "L4F" siendo sus coordenadas UTM:

VÉRTICE	COORDENADA	
	NORTE	ESTE
A	8541935.89	353209.94
B	8542169.90	353534.35
C	8541904.70	353725.65
D	8541670.69	353 01.25

La unidad urbana es un área rectangular de 320 m en sentido O-E y 260 m en sentido N-S y consta de 12 manzanas de 6 000 m<sup>2</sup> (120 m x 50 m) conteniendo cada una de éstas 24 lotes de 250 m<sup>2</sup> (10 m x 25 m). En la parte central tiene la zona de servicios que ocupa un área total de 21600 m<sup>2</sup> (180 m x 120 m) incluyéndose en ésta un parque central, un colegio y establecimientos de gobierno y de salud.

Se planteó la ubicación del reservorio siendo sus coordenadas:

VÉRTICE	COORDENADA	
	NORTE	ESTE
◆ (centro)	8542348.49	354350.79

## ALMACENAMIENTO, LÍNEA DE ADUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN

En el presente documento se plantea la solución al sistema de almacenamiento, línea de aducción y red de distribución del proyecto de saneamiento UNIPAMPA ZONA 4 - CAÑETE, el cual se ha realizado a partir de la obtención de la demanda de agua de la Urbanización U'JIPAMPA, el cual se obtuvo de hacer

una proyección de dicha Urbanización para una población futura de 1728 hab y una dotación de 250 lt/hab/dia (según RNE).

## Almacenamiento

Se calculo la demanda de agua de la población el cual nos arrojo la un caudal medio diario ( $Q_{md} = 6.5 \text{ l/s}$ ) con el cual se diseño el reseNorio circular de dimensiones:  $H=4.20 \text{ m}$ ,  $O=8 \text{ m}$  luego del cual se empieza la búsqueda de la ubicación adecuada para colocar el reseNorio que de acuerdo a las necesidades de presión y caudal requeridas para el diseño de la línea de aducción y la red de distribución se ha visto limitada dicha ubicación a partir de la cota 180msnm, por tener el lote mas alto topográficamente la cota de 165msnm, y al necesitar la presión de salida de 10rne para la red como mínimo según Reglamento Nacional de Edificaciones, y tener las perdidas de carga debido a la tubería de aducción aproximadamente 6 me, entonces según la topografía del terreno se escogió un reseNorio apoyado en la cota 184, que cumple con los requerimiento para una ubicación adecuada.

El análisis estructural del ReseNorio se ha realizado con ayuda del programa SAP 2000, en el se han utilizado los modelos existentes C'FLINDER y DOME para representar como elementos Shell la cuba y la cúpula respectivamente.

Para la representación del anclaje de la estructura en su cimentación, se han utilizado los apoyos con restricciones en los tres ejes (empotramiento).

También se introdujo la carga hidrostática del agua según una ecuación lineal en función del tirante de agua.

Las fuerzas que actúan en las paredes del reseNorio son estáticas y dinámicas. La fuerza estática viene a ser la presión del agua, de distribución lineal. La dinámica esta representada por las fuerzas impulsivas y que vienen a ser las fuerzas impulsadas por el agua en movimiento dentro del reseNorio. Los refuerzos de acero se calcularon con los resultados máximos obtenidos como los esfuerzos y momento obtenido .en el análisis hecho con el sap2000.

## Línea de Aducción

La línea de aducción se diseño con el mismo caudal para diseñar la red de distribución que es el caudal medio horario ( $Q_{mh}=12.5$  l/s), esta tubería se diseño con una longitud total de 885.58 m, que esta dividido en 3 tramos debido a los quiebres que fue necesario realizar mediante codos para adecuarse a la topografía de la zona, el material apropiado para esta tubería es de PVC ISO clase 7.5, que es suficiente ya que la máxima presión que se obtendrá en la tubería será menor a 75mca, los diámetros calculados fueron de de dos dimensiones.

El tramo a partir del reservorio apoyado hasta el nudo Z tiene un diámetro de 200mm ya que fue necesario aumentar este diámetro en este tramo por la presión mínima requerida en el punto de salida X e inicio de la red de distribución, además debido a las perdidas de carga debido a la longitud de la línea de aducción, luego los tramos Z-Y, y Y-X tienen tuberías de 160mm con codos de  $22.5^\circ$  en los nudos Y y Z.

## Red de Distribución

diseño de la red de distribución de agua potable de la Urbanización UNIPAMPA, se ha basado en la Norma OS 050, con el caudal de diseño (Caudal Máximo horario  $Q_{mh}= 12.5$  lt/s), la red se ha dividido en un circuito cerrado principal y ramales secundarios las cuales se han analizado con el software watercad, para este fin se distribuyo los caudales en cada nudo de acuerdo al método de las áreas, luego del cual se corrió con el software watercad con el q se obtuvieron las presiones y las velocidades en cada nudo y tramo respectivamente comprobando que el diámetro de la tubería sea como mínima de 75mm y la presión mínima sea de 11.631mca  $>10$  mea y la máxima de 16.135 mea  $< 50$  mea según el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Las Redes Secundarias se ha considerado como abiertas las que se analizawn con las ecuaciones de Hazen y Williams y con la ecuación de Continuidad para la velocidad, donde también se obtuvo la presión máxima de 19.50 mea  $< 50$  mea y la presión mínima sea de 13.58 mea  $> 10$  mea de la misma manera se

verifico que la velocidad máxima en cualquier tramo de la red de distribución, no exceda 3 *mis*, ya que esto provocaría daños y deficiencias en las instalaciones.

Se están considerando conexiones prediales simples, se proyecta uno por unidad de vivienda, lo que hace un total de 288 conexiones, a parte de las conexiones por servicios de la comunidad como son: Colegios, Centro Comunal, y Centro de Salud. Las conexiones contarán con los siguientes elementos:

Elemento de toma, mediante una abrazadera, una llave CORPORATION y una transición de PVC.

Caja de concreto con anclaje de 25 cm x 50 cm, y 25 cm de profundidad, contará además con una superficie de apoyo que compartirá con la caja de desagüe, la cual será de 2.0 x 1.0 m<sup>2</sup>.

Marco y tapa de fierro galvanizado

Elemento de medición y control.- medidor de caudal de chorro múltiple de bronce.

Elemento de conducción.- tubería PVC ISO ½", clase 10

La caja de la conexión se está proyectando en la vereda a una distancia promedio de 0.80 m desde el límite de propiedad, para facilitar el acceso y supervisión de los técnicos encargados de la lectura.

## **Alcantarillado**

El desarrollo de la Red de Alcantarillado de la urbanización L4F de Unipampa comprende la instalación de una red de tuberías y buzones para el recojo domiciliario de las aguas servidas ,su conducción y recolección a través de las calles, y la conducción de todo este caudal hacia la planta de tratamiento.

Para el diseño de esta la red de alcantarillado se partió de la evaluación topográfica previamente hecha, de manera que se buscó que la mayor parte posible del flujo de aguas servidas se de por gravedad, cuidando parámetros físicos e hidráulicos para lograr características de velocidad y arrastre que garanticen la evacuación adecuada y rápida de los desagües domésticos y & su vez permitan un automantenimiento de limpieza en las tuberías.

Las Aguas Servidas son aquellas aguas provenientes de las residencias, instituciones públicas y edificios comerciales las cuales han sido contaminadas producto de las actividades humanas, domésticas y/o comerciales. Estas aguas deben de ser colectadas y evacuadas con rapidez para evitar que constituyan un peligro para la salud pública.

### **Elementos de la Red de Alcantarillado**

**Los ramales o montantes:** son las tuberías que recogen el desagüe del domicilio, desde la "caja de registro domiciliar" y lo conducen hacia la tubería sub-alterna que se encuentra en la calle en la cual descargan por su parte superior.

**Las tuberías de conducción:** son las tuberías que se encargan de conducir el desagüe domiciliario hacia su destino final.

**Los buzones:** son estructuras cilíndricas de concreto que se colocan cada cierto tramo de la red de alcantarillado para realizar desde ellas operaciones de mantenimiento y limpieza de las tuberías de conducción.

### **Parámetros de Diseño**

La urbanización L4F de Unipampa esta formada por 12 manzanas de 24 lotes cada una, para uso urbano y una zona central de uso público.

Según el reglamento Nacional de Edificaciones para nuevas habilitaciones Urbanas deberá considerarse una densidad poblacional mínima de 6 hab/vivienda.

Debido a que la población pequeña no nos enmarcaba a las indicaciones del RNE se tomaron en cuenta las indicaciones tanto del RNE como de SEDAPAL que fuesen más adecuadas al proyecto. Se consideró:

- Dotación de 250 lt/hab/día
- Coeficientes de 1.3 para el máximo diario y 2.6 para el máximo horario.
- 80% de contribución del agua potable al alcantarillado.

- Buzones de 1.20 m de diámetro interno y
- Profundidad a la clave de la tubería de 1.20m.

## Diseño Hidráulico

Se hará usando la formula de Manning:

$$V_0 = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (1)$$

$$Q_0 = V_0 * A \quad (2)$$

Se usará tubería de PVC con un coeficiente de Manning de 0.010 y variando las pendientes (a graves de la variación de las alturas de los buzones) se modelara el sistema buscando las características hidráulicas optimas como son: velocidad mínima para permitir el arrastre de sólidos 0.6 *mis* y velocidad máxima para evitar la erosión de la tubería de 3 *mis*, tuberías trabajando con una relacion y/d entre 0.5 y 0.75 para garantizar una superficie libre y evitar atoros.

## Calculo del Caudal de las Tuberías:

Se hará de acuerdo a las áreas de drenaje que drene cada colector considerando una componente de caudal unitario por área mas otra de caudal de infiltración por longitud de tubería.

## ESTUDIOS DE SUELOS Y GEOTECNIA

### Antecedente

Las obras de saneamiento de agua y desagüe del Proyecto UNIPAMPA Zona 4", contempla entre otros: captación de aguas (superficiales o subterráneas). tratamiento del agua para consumo humano, almacenamiento en reservorios. distribución del mismo mediante redes a los domicilios. así como de evacuación, tratamientos de aguas servidas y obras complementarias. En este contexto para la definición del tipo de cimentación que requieren las estructuras hidráulicas (reservorios). en función a la solicitud o carga a soportar. así como conocer

los materiales que se encuentran dentro de la zona de estudio para su posible empleo en las diferentes obras, es necesaria la definición de las características de los suelos y materiales existentes.

## **DESCRIPCIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO**

### **Ubicación y descripción**

El Área de estudio se encuentra ubicada en el departamento de Lima, Provincia de Cañete, en la denominada "UNIPAMPA ZONA 4". En la misma se distinguen dos áreas de estudio la primera corresponde a la destinada para habilitación urbana y la segunda para la cimentación del Reservoirio.

### **Acceso al área de estudio**

Se recorre la Carretera Panamericana Sur hasta llegar a la progresiva km 159+000, siguiendo luego 10 m en dirección Este para llegar a la coordenada D vértice del Área de Estudio (UNIPAMPA ZONA 4).

### **Condiciones climáticas de la zona**

La temperatura promedio varia de 18 °C a 25 °C, bajando en épocas de invierno hasta 15 °C, las precipitaciones son muy escasas (36 mm en promedio anual), con garúas en los meses de invierno.

## **GEOMORFOLOGÍA, GEOLOGÍA Y SISMICIDAD EN EL ÁREA DE ESTUDIO**

### **Antecedentes Geológicos**

De acuerdo al mapa de las condiciones geológicas de Martínez Vargas; 1986, la zona en estudio pertenece a depósitos aluviales Q-al y depósitos eólicas y marinas Qe y Qm de arena pertenecientes a la Era Cuaternaria, con vertient,3s rocosos cercanos.

De acuerdo a las condiciones de Mecánica de Suelos, la zona en estudio, está formada por arenas eólicas y marinas, encontrándose restos de conchuelas.



## **Geomorfología**

Por la información de los trabajos de Dollfos (1965), Macharé (1979) Sibrier - Macharé (1980) y Martínez (1981), que muestran evidencias de las diferencias del suelo, en especial el conglomerado se encuentra heterogéneo, errático y discontinuo desde su deformación por diferentes eventos, las mismas que son responsables de las erosiones, deposiciones, expresados en terrosas, acantiladas, cárcavas, depresiones, elevaciones, tendencias y perfiles de equilibrio de las ríos, litoral marino, efecto y filtraciones naturales han lavado los cantos y su matriz, y otras veces han cementado con carbonatos.

## **Geología**

### **Depósito Fluvio-Aluvionales**

A lo largo, se encuentran depósitos de material reciente suelto constituido por lechos de arena, más o menos en un 70% y, limo en otro 15% englobando clastos y bloques angulosos y sub-angulosos en otro 15% provenientes de las partes altas de las vertientes.

### **Depósitos Eólicos**

Las acumulaciones de arena transportada por el viento se ubican mayormente en los flancos. La dirección predominante es de SW y SSW y su promedio de velocidad media es de 1.7 m/seg.

### **Depósitos Fluvio - Aluvionales - Eólicos (Cuaternario)**

La acción denudante del Cuaternario modificó las primitivas formas topográficas que presentan la zona, debido principalmente a las variaciones de clima que existió en esta Era.

En el pleitoceno, la precipitación fue copiosa y permitieron mayor compactación de las arenas en comparación de las arenas en comparación con la época actual.

En el Holoceno predomina el clima seco con intensa insolación. Así en nuestra zona se aprecian rampas y proceso de escamación y desagregación de rocas produciendo acumulaciones coluviales que descendieron por las vertientes y quebradas, e igualmente hubo deposición de arenas eólicas.

### Sismicidad

La Zona de Estudio se ubica en la costa Occidental de Sudamérica, en una franja desértica entre el Océano Pacífico y los Andes. La región es parte del Cinturón Circum-Pacífico, que es una de las zonas sísmicas más activas del mundo.

Los sismos se originan principalmente por la subducción de la placa de Nazca, bajo la placa sudamericana. Esta zona ha generado sismos de alta magnitud con periodos de recurrencia relativamente cortos.

El suelo en estudio se encuentra en la Zona I de Alta Sismicidad, según el "Mapa de Zonificación Sísmica del Perú" de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Construcción.

Las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular de acuerdo a la siguiente relación:

$$H = \frac{Z \times U \times C \times S \times P}{R}$$

Donde  $S_s$  es el factor de suelo con un valor de 1.40, para un período predominante de  $T_s=0.9$  seg.

### METODOLOGÍA DE TRABAJO

La metodología de trabajo se basará fundamentalmente en tres aspectos:

- Recopilación de Información bibliográfica y otras procedentes de distintas fuentes que ayuden al desarrollo del presente Informe.
- Recopilación de datos en campo (Suelos, Topografía, Geología, etc.). las mismas que se efectuaran en la zona de estudio y otras adyacentes a esta.

- Procesamiento de datos, análisis de resultados y planteamiento de solución óptima en concordancia a las características de los suelos y materiales existentes en la zona de estudio.

## **ADQUISICIÓN DE DATOS DE CAMPO Y LABORATORIO**

### **INVESTIGACIÓN DE CAMPO**

#### **Calicatas o Pozos de Exploración**

##### **Área: Habilitación Urbana**

Se realizó 01 calicata o pozo exploratorio a "cielo abierto" designado como C-1, ubicado estratégicamente y con profundidad suficiente de acuerdo a la intensidad de las cargas estimadas en el proyecto. Hasta la profundidad explorada no se encontró el nivel freático. La excavación alcanzó una profundidad aproximada de 3.0 m.

##### **Área: Reservoirio**

Se realizaron dos (02) calicatas o pozos de exploración "a cielo abierto", designados como C-1 y C-2, los cuales fueron ubicados convenientemente y con profundidades suficientes de acuerdo a la intensidad de las cargas estimadas en el Proyecto. Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las diferentes características del subsuelo en su estado natural. Hasta la profundidad explorada no se encontró el nivel freático. Las excavaciones alcanzaron profundidades de 4 m.

#### **Muestras y Registros de Exploración**

Se tomaron muestras disturbadas representativas de los estratos atravesados en cada calicata y en cantidades suficientes como para realizar los ensayos de identificación y clasificación, también se extrajeron muestras representativas para el ensayo de Corte Directo Remoldeado e igualmente una para el Análisis Químico de Sales Agresivas al Concreto.

Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de exploración, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, compactación, etc.

## CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El presente proyecto contempla principalmente el estudio de análisis de la cimentación de la obra de almacenamiento de agua, estableciéndose que esta será un Reservorio apoyado de 8.0 m de diámetro, de 196 m<sup>3</sup> de capacidad, la cual transmitirá una carga del orden de 270 tn.

## ENSAYOS DE LABORATORIO

Se efectuarán ensayos estándar (Análisis Granulométrico ASTM D 422, Límites de Consistencia ASTM D 4318, Contenido de Humedad ASTM D 2216) y ensayos especiales (Corte Directo Consolidado Drenado ASTM D 3080, Sales Totales, Cloruros y Sulfatos).

## CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

Las muestras ensayadas en el laboratorio se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, tal como se indican a continuación:

ÁREA	HABILITACION URBANA	RESERVORIO	
	C-1	C-1	C-2
Profundidad t)	0.0-3.0	0.0-4.0	0.0-4.0
Muestra	M-1	M-1	M-2
Clasificación SUCS	SP-SM	SP-SM	SP-SM

## COLUMNA Y PERFIL ESTRATIGRÁFICO

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y a la inspección realizada se efectuó una columna estratigráfica en la zona representativa del

área destinada para Habilitación Urbana (Pozo C-1 ), mientras que para la zona donde se va a cimentar el Reservorio Apoyado se efectuó un Perfil Estratigráfico inferido de eje A-A que une los Pozos C-1 y C-2 distanciados entre sí 8 m.

## DESCRIPCIÓN DE LA CONFORMACIÓN DEL SUBSUELO DE LA ZONA EN ESTUDIO

### Área: Habilitación Urbana

De acuerdo a la Columna Estratigráfica, se determina que de 0.00 m a 3.00 m conformado por material de arena mal graduada con limo y graba, color beige plumizo, poco húmeda, en estado semisuelto a semicompacto, con 10.3 % de material fino que pasa la malla N° 200.

### Área: Reservorio

De acuerdo a los perfiles estratigráficos inferidos, se determina que superficialmente y hasta la profundidad explorada de 4.00m presenta material de arena mal graduada, poco limosa, color beige plumizo, húmedo, no plástica, en estado semisuelto a semicompacto, con 10.30% - 10.58% de material fino que pasa la malla N° 200.

## PROCESAMIENTO DE DATOS Y RESULTADOS

### ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

- Tipo y Profundidad de Cimentación

La cimentación será apoyada por medio de platea de cimentación. desplantada a la profundidad de 1.00 m.

- Calculo de la Capacidad Portante Admisible

Capacidad Portante por Asentamiento - Relación Meyerhoft:  
Propuso la siguiente relación para un asentamiento de 1"

$$q_{adm} = 7.99 \text{ N} \left( \frac{3.288 + 1.0}{3.288} \right)^2$$

donde:

$$q_{adm} = 1.38 \text{ Kg/cm}^2$$

### Capacidad Portante por Resistencia al Esfuerzo Cortante

Con los resultados obtenidos en el ensayo de Corte Directo Remoldeado-Saturado y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborado por Meyerhoft para cimentaciones superficiales, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{1}{FS} (\gamma_d \times D_f \times N'_q + 0.6 \times R \times \gamma_d \times N'_y)$$

donde:

$$q_{adm} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$$

En base a los resultados obtenidos se establece que la Capacidad Portante Admisible es:

$$q_{adm} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$$

### • Calculo de Asentamiento

#### Calculo de Asentamiento utilizando el valor de N

Se tiene un asentamiento permisible de 1", entonces calculamos los asentamientos mediante la siguiente relación:

$$\Delta H = \frac{(1 - 0.25 d/8) \times f(8)}{0.5 N_8} \times \acute{O} Q_a$$

donde:

$$f(8) = \left( \frac{28}{1 + B} \right)^2$$

reemplazando valores, obtenemos:

$$\acute{O} H_d = 1.14 \text{ cm}$$

### Calculo de Asentamiento Aplicando el Método Elástico

$$S = \frac{q \times B \times (1-\mu^2) \times l_f}{E_s}$$

donde:

$$\diamond Hd = 1.26 \text{ cm}$$

En base a los resultados obtenidos se establece un Asentamiento Diferencial del orden de :

$$\diamond Hd = 1.26 \text{ cm}$$

### • Empujes laterales

Los empujes laterales a considerar pueden calcularse tomando en cuenta un diagrama triangular de presiones de suelo en el cual el Empuje  $E_a$  a cualquier profundidad podrá calcularse con los siguientes parámetros:

$$E_a = K_a \times v_{nat} \times \frac{H^2}{2}$$

donde:

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$v_{nat} = \text{Densidad Natural del suelo } \text{gr/cm}^3$$

$$\phi = \text{Angulo de Fricción Interna} = 32^\circ$$

$$H = \text{Altura del muro a considerar}$$

$$K_a = \text{Coeficiente de empuje activo} = 0.3072$$

### ANÁLISIS QUÍMICO DE SALES AGRESIVAS AL CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND

Los resultados de ensayos de análisis químicos practicados a la muestra de suelos, se indican a continuación:

#### Área: Habilitación Urbana

Pozo C-1, prof. 00- 3.0 m

- Contenido de Sales Solubles Totales = 16 723 ppm

- Contenido de Sulfatos, expresados como ión  $\text{SO}_4 = 16\ 723$  ppm
- Contenido de Cloruros, expresados como ión  $\text{Cl}^- = 8\ 325$  ppm

### **Área: Reservorio**

Pozo C-1, prof. OO - 4.0 m

- Contenido de Sales Solubles Totales = 28 320 ppm
- Contenido de Sulfatos, expresados como ión  $\text{SO}_4 = 12\ 533$  ppm
- Contenido de Cloruros, expresados como ión  $\text{Cl}^- = 8\ 300$  ppm

De acuerdo a estos valores, se determina que existe agresividad severa de los Sulfatos al Concreto de Cemento Portland y de los Cloruros al Acero (Fierro). Por tanto es recomendable el uso de Cemento Portland tipo V, así como de Aditivos Impermeabilizantes y buena densificación del Concreto (mediante vibrado) y una relación agua-cemento de 0.45 como valor máximo.

### **IMPACTO AMBIENTAL**

El presente tema trata sobre el Estudio de Impacto Ambiental ocasionado por la construcción de la laguna de estabilización de las aguas residuales del Proyecto de Saneamiento "UNIPAMPA", ubicado en la provincia de Cañete, a la altura del kilómetro 159 de la Carretera Panamericana Sur; éste Proyecto de Saneamiento contempla diversas obras; éstas obras civiles ocasionarán obviamente un cambio en el ecosistema de la zona. El presente informe abarcará los estudios de Impacto Ambiental ocasionados por la construcción de la laguna de estabilización de las aguas residuales.

La situación actual del sistema de saneamiento afronta un problema grave, requiriéndose una solución inmediata. Se puede apreciar que hay un enorme daño a la población y al entorno ambiental, principalmente al mar, que es donde desembocan las aguas servidas, junto con las aguas de los campos de cultivo.

El sistema de desagüe del pueblo de Unipampa desemboca en un canal de riego, el cual es utilizado, además para el riego de áreas de cultivo; terminando



en el mar, el cual es contaminado en forma permanente. De ese mismo mar es de donde se extraen productos marinos para el consumo de los pobladores.

Las obras necesarias para la construcción de la laguna de estabilización de las aguas residuales del pueblo de Unipampa podrían producir cambios en el ecosistema de la zona. El presente informe trata de demostrar la necesidad que en toda obra ingenieril debe existir en forma obligatoria un adecuado estudio del impacto ambiental que ocasionarán las obras a implementarse. Se trata de realizar estudios antes de la ejecución del proyecto con los cuales podamos identificar algunos de los principales problemas y dar medidas correctivas ó mitigar éstos problemas.

La construcción de la laguna de estabilización abarca la instalación de la tubería necesaria para empalmar la tubería actual hasta la laguna de estabilización, la construcción de la infraestructura para las lagunas de estabilización primaria y secundaria y la instalación de la tubería para la evacuación final de las aguas servidas.

En éste tema se podrán apreciar los diversos problemas que se suscitarán al inicio, durante y al final de las obras de Ingeniería Civil necesarias para la construcción de la laguna de estabilización para las aguas residuales del proyecto Unipampa.

Además, se presentarán las propuestas de Mitigación con el fin de minimizar los cambios producidos en el ecosistema en dos períodos de tiempo claramente definidos, esto es, antes de la construcción de la laguna de estabilización de las aguas residuales del proyecto Unipampa y posteriormente cuando el sistema ya esté funcionando.

Los componentes del Estudio de Impacto Ambiental se pueden diferenciar desde el punto de vista de su origen, como : componentes ambientales de naturaleza física, componentes ambientales de naturaleza biótica y componentes ambientales socio económicos.

Los objetivos del Estudio de Impacto Ambiental se pueden describir: identificar, predecir y evaluar los impactos ambientales potenciales directos e indirectos que la obra pueda ocasionar en los componentes del medio ambiente; proponer las medidas de mitigación para atenuar o anular los impactos identificados; establecer medidas ambientales específicas con el fin de ser incluidas en los diseños de ingeniería; preparar un Plan de Manejo Ambiental con las medidas adecuadas para evitar y/o mitigar los impactos negativos.

Así mismo, podemos diferenciar los impactos ambientales en positivos y negativos.

Los principales impactos ambientales positivos son : generación de empleo local temporal durante la duración de las obras e incremento de la actividad económica del pueblo de Unipampa por servicios de hotelería y hostelería, venta al por menor en bodegas, etc.

Igualmente, los impactos ambientales negativos más importantes son : emisión material en partículas y polvo, generación de aguas residuales , generación de residuos sólidos, incremento de los niveles de ruido, cambios en la estructura del suelo (propiedades físico-químicas), remoción y afectación de la cobertura vegetal, incremento en los niveles de accidentes, alteraciones de las costumbres y cultura de la comunidad, impacto visual, dificultades del tránsito provocado por el cierre de las calles, corte temporal de abastecimiento de agua.

El Plan de Manejo Ambiental debe constar de las siguientes medidas:

- Durante la etapa de Construcción : adecuación o apertura de Caminos de acceso, despeje y corte de vegetación, instalación de campamentos. transporte, operación y mantenimiento de maquinaria, equipos diversos y materiales, movimiento de tierras, eliminación de material excedente. instalación de tuberías, laguna de estabilización, información y comunicación a la comunidad.
- Durante la etapa de operación: mantenimiento del sistema de alcantarillado, mantenimiento de la laguna de estabilización,

El presente Estudio de Impacto Ambiental propone así mismo las siguientes recomendaciones: el contratista deberá tomar las precauciones del caso durante la contratación de los trabajadores; el contratista deberá implementar servicio médico básico para la atención de emergencias médicas; el contratista deberá limpiar y mantener periódicamente las superficies en las cuales se ubican los campamentos; al término de los trabajos, se recomienda revegetalizar el área utilizada y las zonas aledañas asimismo, cerrar los caminos de acceso utilizados durante la etapa de construcción, mediante el restablecimiento de la cobertura vegetal; propiciar la revegetalización y reforestación de los taludes, cortes y terraplenes; las especies a utilizarse deberán ser las existentes del lugar; con la finalidad de evitar accidentes durante el proceso de construcción de la laguna de estabilización, se recomienda señalizar la zona de la obra mediante una señalización específica, para la conservación de los recursos naturales; también se recomienda un programa de vigilancia; los operarios deberán contar con un equipo adecuado; elaborar un manual de educación ambiental; estructurar un programa de educación ambiental para el personal a cargo de la construcción; control de las actividades de utilización de recursos por parte del responsable del personal de la rehabilitación.

## **CAPITULO 2**

### **MARCO TEÓRICO**

A continuación se exponen una breve descripción de los temas y/o teorías empleadas para el desarrollo del presente informe:

#### **2.1. DEPÓSITOS DE SUELO NATURAL**

El suelo es producido por intemperismo, es decir, por la fractura y rompimiento de varios tipos de rocas en piezas más pequeñas mediante procesos mecánicos y químicos. Algunos suelos permanecen donde se forman y cubren la superficie rocosa de la que se derivan y se llaman suelos residuales. En contraste, algunos productos intemperizados son transportados por medio de procesos físicos a otros lugares y depositados, esos se llaman suelos transportados. Según el agente de transporte, se subdividen en tres categorías principales:

1. Aluviales o fluviales: depositados por agua en movimiento
2. Glaciales: depositados por acción glaciár.
3. Eólicos: depositados por acción del viento.

En adición a los suelos transportados y residuales, las turbas se derivan de la descomposición de materiales orgánicos encontrados en áreas de poca altura donde el nivel freático está cerca o arriba de la superficie del terreno.

La presencia de un nivel alto del agua freática ayuda o soporta el crecimiento de plantas acuáticas, que al descomponerse, forman turba. Este tipo de depósito de encuentra comúnmente en áreas costeras y regiones glaciares. Cuando un porcentaje relativamente grande de turba se mezcla con suelo inorgánico, se le denomina suelo orgánico. Estos suelos orgánicos tienen la característica de un contenido natural de agua de entre 200% y 300%, y son altamente compresibles.

Las pruebas de laboratorio muestran que, bajo carga, se obtiene un gran asentamiento debido a la consolidación secundaria de los suelos orgánicos.

Durante la planificación, diseño y construcción de cimentaciones, terraplenes y estructuras de retención, se deben conocer el origen de los depósitos de los suelos sobre los que se construirán las cimentaciones debido a que cada depósito de suelo tiene atributos físicos propios y únicos.

## 2.2. ANÁLISIS MECÁNICO DEL SUELO

El análisis mecánico es la determinación del rango del tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje de peso (o masa) seco total. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo:

- 1) Análisis con cribado (tamiz), para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm (retenido en tamiz N° 200)
- 2) Análisis hidrométrico, para tamaños de partículas menores de 0.075 mm (pasante tamiz N° 200).

## 2.3. TAMAÑO EFECTIVO, COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Y COEFICIENTE DE CURVATURA

Las curvas granulométricas se usan para comparar diferentes suelos. Además, tres parámetros básicos del suelo se determinan con esas curvas que se usan para clasificar los suelos granulares. Los tres parámetros del suelo son:

1. Diámetro efectivo.
2. Coeficiente de uniformidad.
3. Coeficiente de curvatura.

El diámetro en la curva de distribución del tamaño de las partículas correspondiente al 10% de finos se define como diámetro efectivo, o  $D_{10}$ .

El coeficiente de uniformidad está dado por la relación

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

$C_u$  = coeficiente de uniformidad.

$D_{60}$  = diámetro correspondiente al 60% de finos en la curva de distribución granulométrica.

El coeficiente de curvatura se expresa como

$$C_c = \frac{D_{10}^3}{D_{30} \times D_{60}}$$

Donde:

$C_c$  = coeficiente de curvatura

$D_{30}$  = diámetro correspondiente al 30% de finos

La curva de distribución granulométrica muestra no sólo el rango de los tamaños de partículas presentes en un suelo, sino también la distribución de varios tamaños de partículas. Esas curvas se muestran en la figura 2.1. La curva I representa un tipo de suelo en el que la mayoría de los granos son del mismo tamaño, y se llama suelo mal graduado. La curva II representa un suelo en el que los tamaños de las partículas están distribuidos sobre un amplio rango y se le llama bien graduado. Un suelo bien graduado tiene un coeficiente de uniformidad mayor de aproximadamente 4 para gravas y 6 para arenas, y un coeficiente de curvatura entre 1 y 3 (para gravas y arenas). Un suelo puede tener una combinación de dos o más fracciones uniformemente graduadas. La curva III representa tal suelo y se le llama de granulometría discontinua.

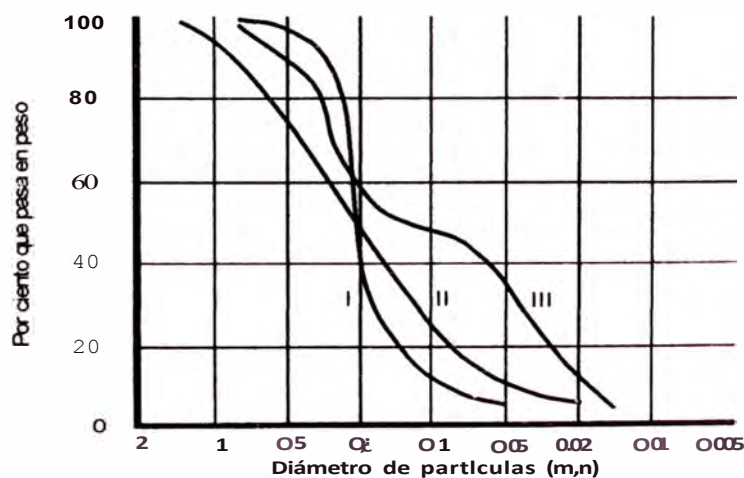


FIGURA 2.1 Diferentes tipos curvas granulométricas.

## 2.4. CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Estos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS. El sistema AASHTO lo usan principalmente en pavimentos, mientras que los ingenieros geotécnicos usualmente prefieren el sistema SUCS.

## 2.5. CONSOLIDACIÓN

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por:

- a) deformación de las partículas del suelo.
- b) reacomodo de las partículas del suelo, y
- c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos.

En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

1. Asentamiento inmediato, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
2. Asentamiento por consolidación primaria, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
3. Asentamiento por consolidación secundaria, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la

estructura del suelo. Este sigue al asentamiento por consolidación bajo un esfuerzo efectivo constante.

## **CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES SOBRE CONSOLIDACION**

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente. En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente. Sin embargo, no es el caso para suelos arcillosos, que tienen baja permeabilidad. El asentamiento por consolidación depende del tiempo.

## **2.6. RESISTENCIA CORTANTE DEL SUELO**

La resistencia cortante de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Los ingenieros deben entender la naturaleza de la resistencia cortante para analizar los problemas de la estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga, estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras.

### **2.6.1 CRITERIOS DE FALLA DE MOHR-COULOMB**

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la forma (figura 2.2 a):



$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2.6.1.1)$$

donde:

$\tau_1$  = esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

$a$  = esfuerzo normal sobre el plano de falla.

La envolvente de falla definida por la ecuación (2.6.1.1) es una línea curva, como muestra la figura 2.2 b. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación se escribe como:

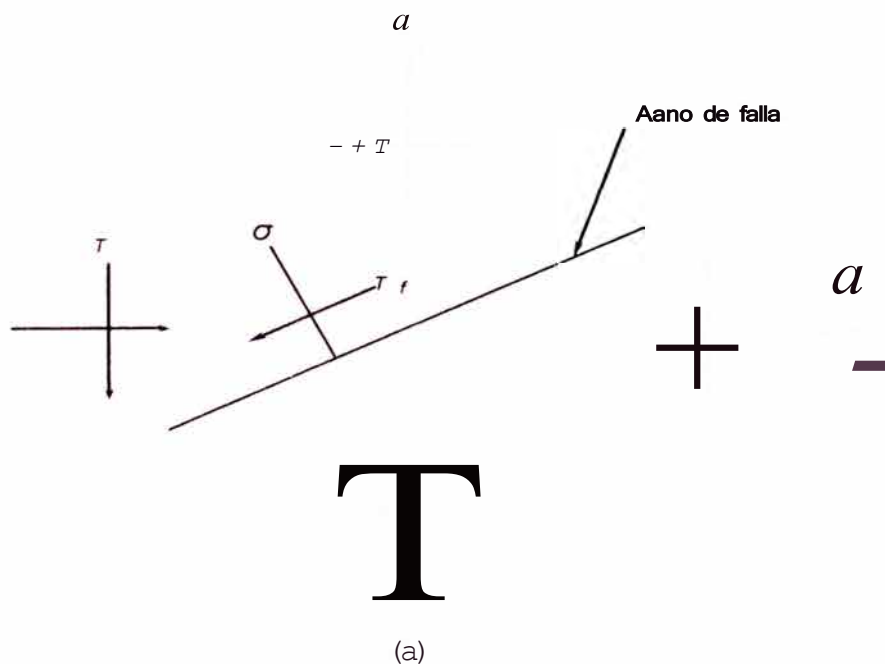
$$\tau_1 = e + a \tan \phi \quad (2.6.1.2)$$

donde:

$c$  = cohesión

$\phi$  = ángulo de fricción interna

La ecuación precedente se llama criterio de falla de Mohr-Coulomb.



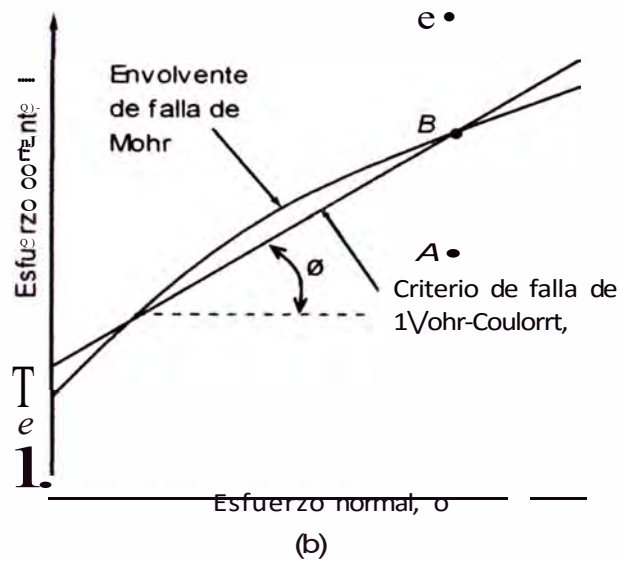


FIGURA 2.2 Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb.

El significado de la envolvente de falla se explica como sigue: si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A en la figura 2.2 b, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (que se encuentra sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C no existe porque éste queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo.

### 2.6.2 INCLINACION DEL PLANO DE FALLA CAUSADO POR UN CORTANTE

Como se establece en el criterio de falla de Mohr-Coulomb, la falla por cortante ocurrirá cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la ecuación (2.6.1.2). Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, refiérase a la figura 2.3, donde  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son, respectivamente, los esfuerzos principales mayor y

menor. El plano de falla EF forma un ángulo  $\theta$  con el plano principal mayor. Para determinar el ángulo  $\theta$  y la relación entre  $a_1$  y  $\frac{a_2}{a_1}$ , refiérase a la figura 2.4, que es una gráfica del círculo de Mohr para el estado de esfuerzo mostrado en la figura 2.3. En la figura 2.4, fgh es la envolvente de falla definida por la relación  $s = e + a \tan(\theta)$ . La línea radial ab define el plano principal mayor (CD en la figura 2.3), y la línea radial ad define el plano de falla (EF en la figura 2.3). Se muestra que  $L.hud = 2\theta = 90 + (\theta)$

$$\theta = 45 + \frac{\theta}{2} \tag{2.6.2.1}$$

De nuevo, de la figura 2.6.3, tenemos:

$$\frac{ad}{fa} = \tan(\theta) \tag{2.6.2.2}$$

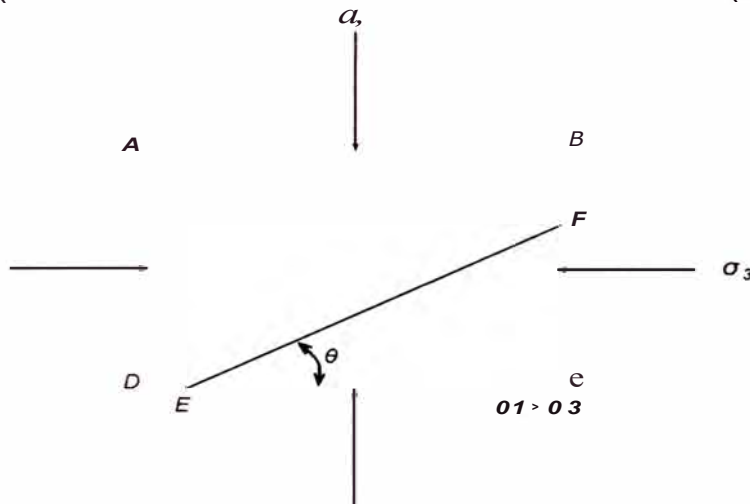


FIGURA 2.3 Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor.

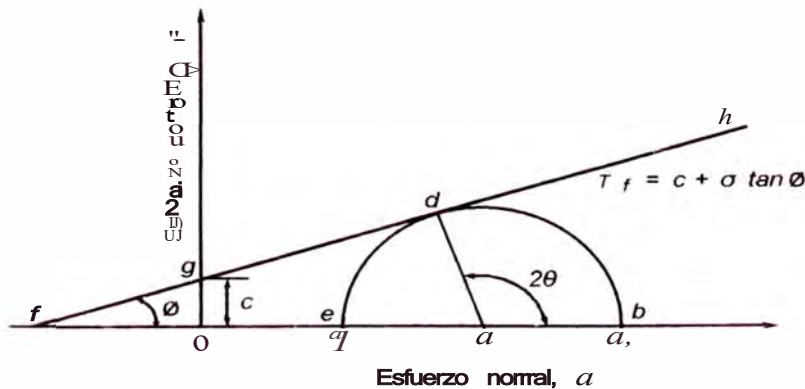


FIGURA 2.4 Círculo de Mohr y envolvente de falla.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_v = c \cot(b) + \frac{CT + CT_1}{2} \quad (2.6.2.3)$$

También,

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.6.2.4)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.6.2.3) y (2.6.2.4) en la ecuación (2.6.2.2), obtenemos:

$$\sin(b) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cot(b) + \sigma_1 + \sigma_3}$$

o

$$CT_1 = CT_3 \left( \frac{1 + \sin(b)}{1 - \sin(b)} \right) + 2c \left( \frac{\cos(P)}{1 - \sin(P)} \right) \quad (2.6.2.5)$$

Sin embargo,

$$\frac{1 + \sin(b)}{1 - \sin(b)} \tan \left( 45 + \frac{P}{2} \right)$$

y

$$\frac{\cos(P)}{1 - \sin(P)} = \tan \left( 45 + \frac{P}{2} \right)$$

Entonces:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left( 45 + \frac{P}{2} \right) + 2c \tan \left( 45 + \frac{P}{2} \right) \quad (2.6.2.6)$$

Esta relación es el criterio de falla de Mohr-Coulomb expresada en términos de los esfuerzos de falla.

### 2.6.3 LEY DE FALLA POR CORTANTE EN SUELO SATURADO

En el suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro:

$$CT = \sigma' + u \quad (2.6.3.1)$$

El esfuerzo efectivo  $a'$  es tomado por los sólidos del suelo. Entonces, para aplicar la ecuación (2.6.3.1) a la mecánica del suelo tenemos que reescribirla como:

$$\tau_1 = c + (a - u) \tan \phi = c + a' \tan \phi \quad (2.6.3.2)$$

El valor de  $c$  para la arena y el limo inorgánico es 0. Para arcillas normalmente consolidadas,  $c$  se considera igual a 0. Las arcillas sobreconsolidadas tienen valores de  $c$  que son mayores que 0. El ángulo de fricción  $\phi$  se llama a veces el ángulo de fricción drenado. Valores típicos de  $\phi$  para algunos suelos granulares se dan en la tabla 2.6.3.1.

Para arcillas normalmente consolidadas, el ángulo de fricción  $\phi$  generalmente varía entre  $20^\circ$  y  $30^\circ$ . Para arcillas preconsolidadas, la magnitud de  $\phi$  decrece.

Para arcillas naturales no cementadas, preconsolidadas con presión de preconsolidación menor que aproximadamente  $1000 \text{ kN/m}^2$ , la magnitud de  $c$  cae en el rango de 5 a  $15 \text{ kN/m}^2$ .

## DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE LOS PARÁMETROS DE LA RESISTENCIA CORTANTE

Los parámetros de la resistencia cortante de un suelo son determinados en el laboratorio principalmente con dos tipos de ensaye; la prueba de corte directo y la prueba triaxial. Los procedimientos para conducir cada una de éstas se explican con detalle en las siguientes secciones.

Tabla 2.6.3.1 Valores típicos del ángulo de fricción drenado para arenas y limos.

Tipo de suelo	$\phi$ , (grad. $\phi$ )
Valores redondeados	
Suelta	27 - 30
Media	30 - 35
Densa	35 - 38

Tipo de suelo	$\phi$ (grados)
Arena: granos angulares	
Suelta	30 - 35
Media	35 - 40
Densa	40 - 45
Grava con algo de arena	34 - 48
Limos	26 - 35

#### 2.6.4 PRUEBA DE CORTE DIRECTO

La prueba de corte es más antigua y simple. Un diagrama del aparato para la prueba de corte directo se muestra en la figura 2.5. El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen. Las muestras pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de los especímenes generalmente usados es aproximado de 20 a 25 cm<sup>2</sup> transversalmente y de 25 a 30 mm de altura. La caja está cortada horizontalmente en dos partes. La fuerza normal sobre el espécimen se aplica desde la parte superior de la caja de corte. El esfuerzo normal sobre los especímenes debe ser tan grande como 1000 kN/m<sup>2</sup>.

La fuerza cortante es aplicada moviendo una mitad de la caja respecto a la otra para generar la falla en el espécimen de suelo.

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En las pruebas controladas por el esfuerzo, la fuerza cortante es aplicada en incrementos iguales hasta que el espécimen falla, lo cual tiene lugar a lo largo del plano de separación de la caja de corte.

Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide por medio de un micrómetro horizontal. El cambio en la altura del espécimen (y por tanto el cambio de su volumen) durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.

En pruebas controladas por la deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranajes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensaye horizontal o con una celda de carga.

El cambio de volumen durante la prueba se obtiene de manera similar a las pruebas controladas por el esfuerzo. La figura 2.6 es una fotografía del equipo de prueba de corte directo controlado por la deformación unitaria.

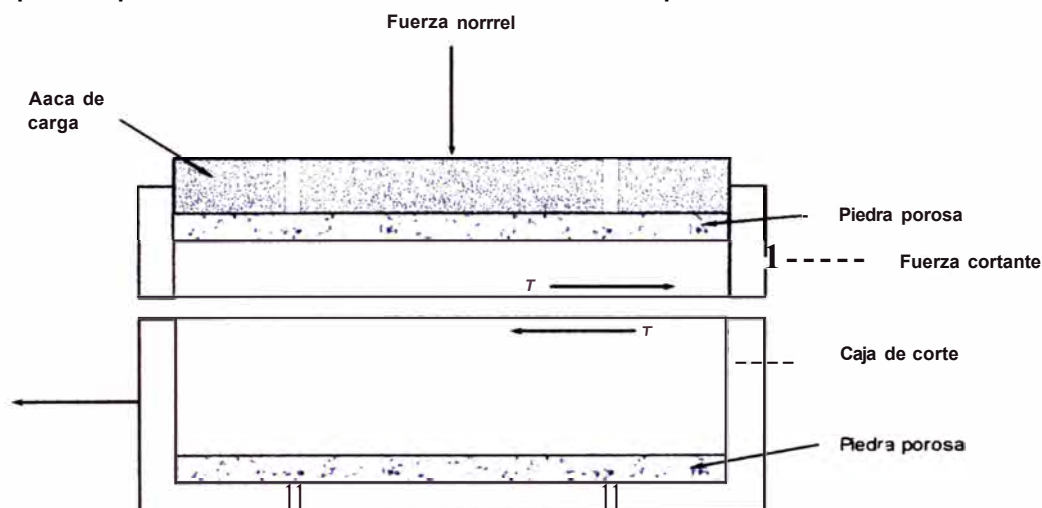


FIGURA 2.5 Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo.

La ventaja de las pruebas por deformación unitaria controlada es que, en el caso de arena densa se observa y grafica la resistencia cortante pico (es decir, en la falla) así como resistencias cortantes menores (es decir, en un punto después de la falla llamado resistencia última). En las pruebas por esfuerzo controlado, sólo la resistencia cortante pico se observa y grafica. Note que la resistencia cortante pico en las pruebas controladas por el esfuerzo sólo es aproximada, debido a que la falla ocurre a un nivel de esfuerzo situado entre el incremento de carga de pretalla y el incremento de carga de falla. No obstante, las pruebas de esfuerzo controlado probablemente simulan mejor las situaciones reales de campo que las pruebas controladas por deformación controlada.

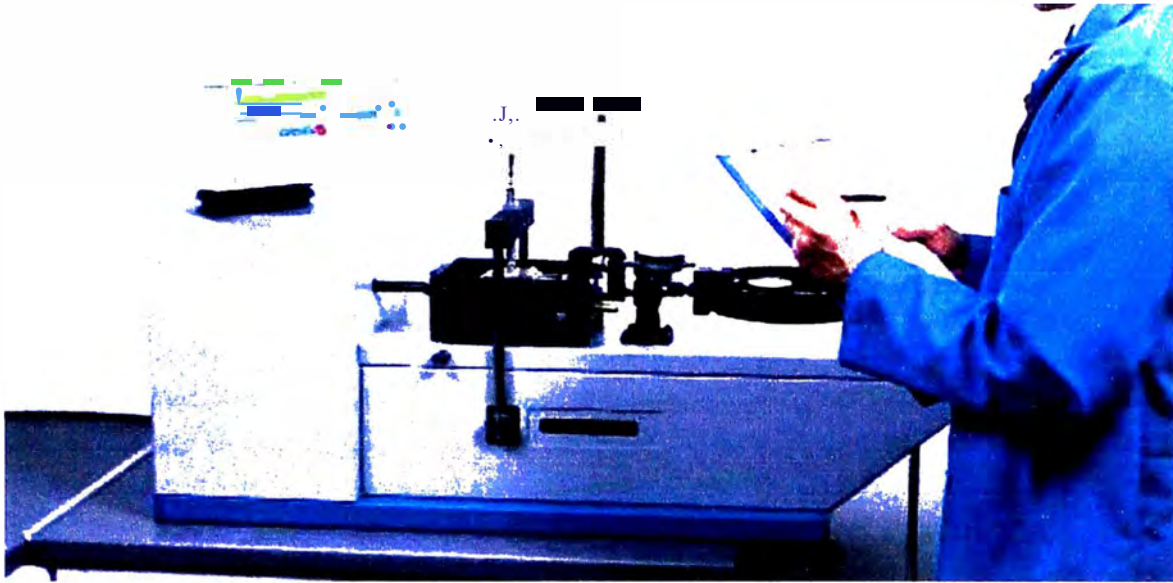


FIGURA 2.6 Equipo para la prueba de corte directo.

Para una prueba dada, el esfuerzo normal se calcula como:

$$a = a' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}} \quad (2.6.4.1)$$

El esfuerzo cortante resistente para cualquier desplazamiento cortante se calcula como:

$$r = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{fuerza cortante resistente}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}} \quad (2.6.4.2)$$

La figura 2.7 muestra una gráfica típica del esfuerzo de corte y el cambio en la altura del espécimen versus el desplazamiento cortante para arenas sueltas y densas. Esas observaciones se obtuvieron en una prueba de deformación controlada. Las generalizaciones siguientes se hacen de la figura 2.7 respecto a la variación del esfuerzo cortante resistente con el desplazamiento cortante.

1. En arena suelta, el esfuerzo cortante resistente crece con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo cortante de



falla  $r_f$ . Después de eso, la resistencia cortante permanece aproximadamente constante con cualquier incremento adicional del desplazamiento cortante.

- En arena densa, el esfuerzo cortante resistente crece con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo de falla  $r_f$ , llamado resistencia cortante pico. Después de que se alcanza el esfuerzo de falla, el esfuerzo cortante resistente decrece gradualmente conforme crece el desplazamiento cortante hasta que alcanza finalmente un valor constante llamado la resistencia cortante última.

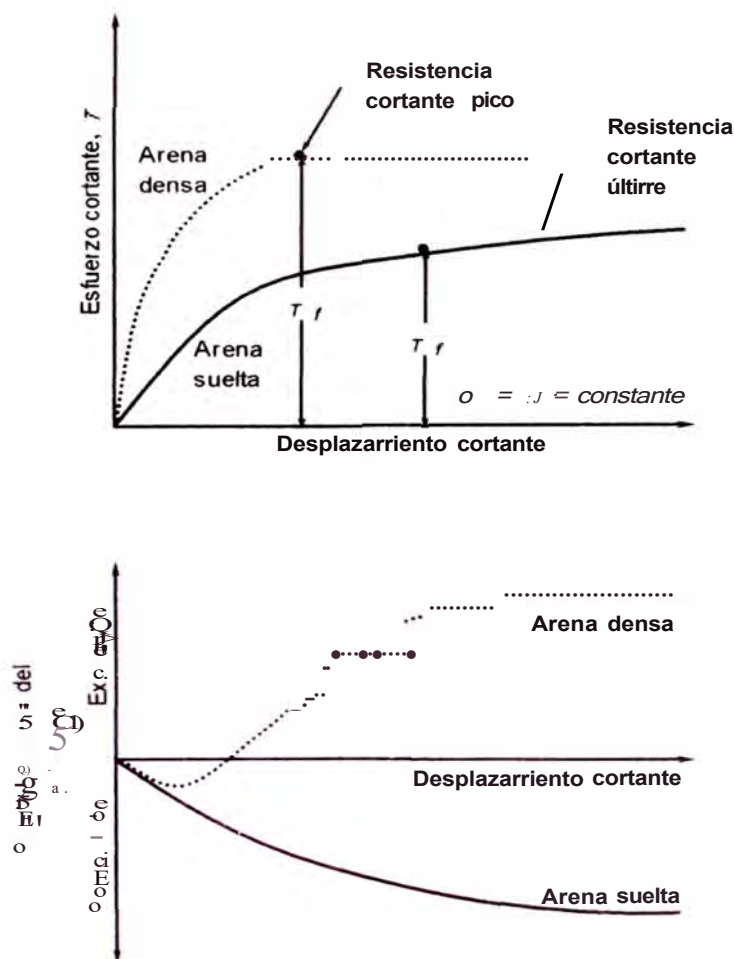


FIGURA 2.7 Gráfica del esfuerzo cortante y cambio en altura del espécimen versus desplazamiento cortante para arena seca, suelta y densa (prueba de corte directo).

Las pruebas de corte directo se repiten en especímenes similares bajo esfuerzos normales diversos.

Los esfuerzos normales y los correspondientes valores de  $r_l$  obtenidos de varias pruebas, se trazan en una gráfica, de la cual se determinan los parámetros de resistencia al corte. La figura 2.8 muestra una gráfica tal para pruebas en arena seca. La ecuación para la línea promedio obtenida de los resultados experimentales es:

$$\tau = a' \tan \phi \quad (2.6.4.3)$$

(Nota:  $c = 0$  para arena y  $a = a'$  ; para condiciones secas).

El ángulo de fricción es entonces

$$\phi = \tan^{-1} \left( \frac{\tau}{\sigma} \right) \quad (2.6.4.4)$$

Es importante notar que las arenas cementadas in situ muestran un valor  $c$ .

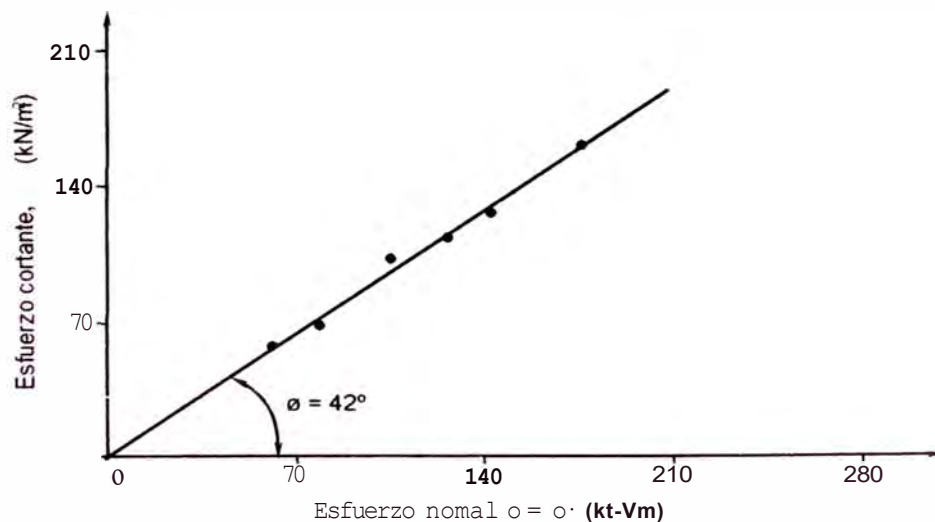


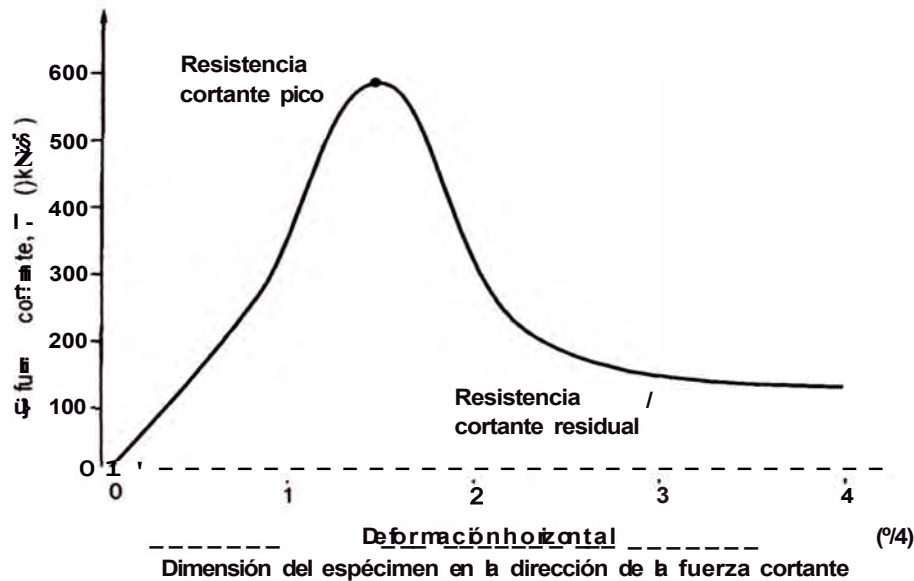
FIGURA 2.8 Determinación de los parámetros de resistencia cortante para una arena seca usando los resultados de pruebas de corte directo.

## 2.6.5 PRUEBA DRENADA DE CORTE DIRECTO SOBRE ARENA Y ARCILLA SATURADAS

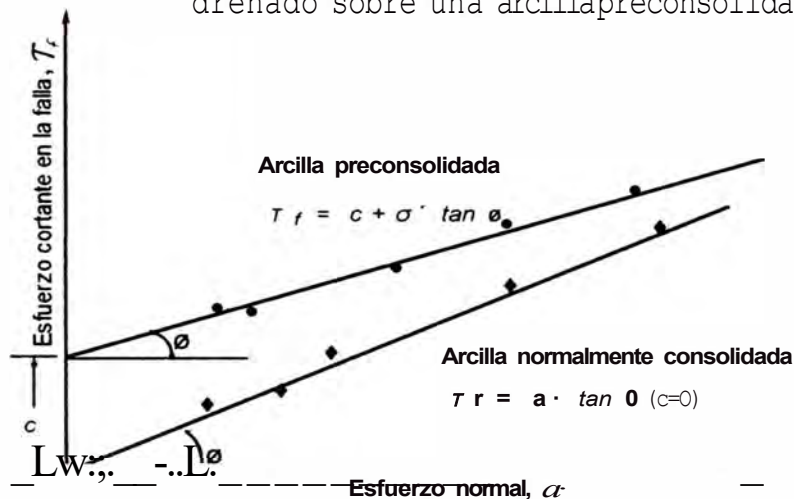
La caja de corte directo que contiene el espécimen de suelo es generalmente mantenido dentro de un recipiente que se llena con agua para saturar el espécimen. Una prueba drenada se lleva a cabo sobre un espécimen de suelo saturado manteniendo la velocidad de carga suficientemente lenta de manera que el exceso de presión de poro del agua generada en el suelo se disipe completamente por drenaje. El agua de poro del espécimen es drenada a través de dos piedras porosas (ver la figura 2.5).

Como la permeabilidad de la arena es grande, el exceso de presión de poro del agua generada por la carga (normal y cortante) se disipa rápidamente. Por lo tanto, para una velocidad ordinaria de carga, existen esencialmente condiciones de drenaje total. El ángulo de fricción  $\phi$  obtenido de una prueba de corte directo drenada en arena saturada será la misma que para un espécimen similar de arena seca.

La permeabilidad de la arcilla es muy pequeña comparada con la de la arena. Cuando se aplica una carga normal a un espécimen de suelo de arcilla, un periodo de tiempo suficientemente largo debe transcurrir para una consolidación plena, es decir, para la disipación del exceso de presión de poro del agua. Por esa razón, la carga cortante tiene que ser aplicada a una velocidad muy pequeña. La prueba dura de 2 a 5 días. La figura 2.9 muestra los resultados de una prueba de corte directo drenada sobre una arcilla preconsolidada; la figura 2.10 muestra la gráfica de  $r_f$  versus  $e'$  obtenida de varias pruebas de corte directo drenadas sobre una arcilla normalmente consolidada y una preconsolidada. Note que  $e_c = e'$  Y el valor de  $c = 0$  para una arcilla normalmente consolidada.



**FIGURA 2.9** Resultados de una prueba de corte directo drenado sobre una arcilla preconsolidada.



**FIGURA 2.10** Envolvente de falla para arcilla obtenida de pruebas de corte directo drenadas.

## 2.7. TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGHI

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con ésta una cimentación es *superficial* si la profundidad,  $O$ , de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con  $O$ , igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como *cimentaciones superficiales*.

Terzaghi sugirió que para una *cimentación corrida* (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la siguiente figura:

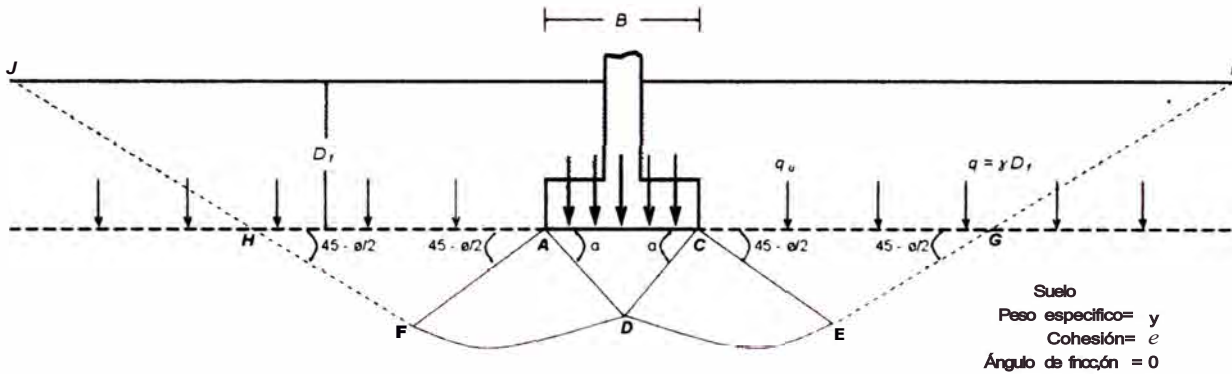


FIGURA 2.11 Terzaghi, superficie de falla

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva  $q = \gamma D_f$  (donde  $\gamma$  = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes:

1. La *zona triangular ACD* inmediatamente debajo de la cimentación
2. Las *zonas de corte radiales ADF y CDE*, con las curvas *DE* y *DF* como arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de *Ranking triangulares AFH y CEG*

Se supone que los ángulos *CAD* y *ACD* son iguales al ángulo de fricción del suelo,  $\phi$ . Note que, con reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente  $q$ , la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla *GI* y *HJ* fue despreciada.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r \quad (\text{cimentación corrida})$$

Donde:

$c$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso específico del suelo

$q$  =  $\gamma O_c$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo  $\phi$  de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga,  $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$ , se definen mediante las expresiones

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2.3r} \tan^2 \phi}{2 \cos^2 \phi}$$

$$N_\gamma = \frac{K_{pr} \gamma}{2 \cos^2 \phi} - \gamma \tan \phi$$

Donde  $K_{pr}$  = coeficiente de empuje pasivo

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos se dan en la siguiente tabla

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
25	25.13	12.72	8.34
26	27.09	14.21	9.84
27	29.24	15.90	11.60
28	31.61	17.81	13.70
29	34.24	19.98	16.13
30	37.16	22.46	19.13
31	40.41	25.28	22.65
32	44.04	28.52	26.87
33	48.09	32.23	31.94
34	52.64	36.50	38.04
35	57.75	41.44	45.41
36	63.53	47.16	54.36
37	70.01	53.80	65.27
38	77.50	61.55	78.61
39	85.97	70.61	95.03
40	95.66	81.27	115.31

<sup>a</sup> Según Kumbhojkar (Ú) 93)

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares, la ecuación es:

$$Q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4yBN_r \quad (\text{cimentación cuadrada})$$

y

$$Q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3yBN_r \quad (\text{cimentación circular})$$

En las anteriores ecuaciones B es igual al lado del cuadrado (cimentación cuadrada) y diámetro de la cimentación (cimentación circular) respectivamente.

Para cimentaciones que exhiben falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió modificaciones a las anteriores ecuaciones, como sigue:

$$Q_u = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} yBN'_r \quad (\text{cimentación corrida})$$

$$Q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4yBN'_r \quad (\text{cimentación cJadrada})$$

$$Q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3yBN'_r \quad (\text{cimentación circular})$$

$N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_r$ , son los factores de capacidad de carga modificada. Estos se calculan usando las ecuaciones usando las ecuaciones para el factos de capacidad de carga (para  $N_e$ ,  $N_q$  y  $N_r$ ) reemplazando  $<!\> \pm \tan^{-1} (\frac{1}{2} \tan(j))$ . La variación de  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_r$  con el ángulo  $\phi$  de fricción del suelo, se dan en la siguiente tabla:

$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_r$
25	14.80	5.60	2.25
26	15.53	6.05	2.59

$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_r$
27	16.30	6.54	2.88
28	17.13	7.07	3.29
29	18.03	7.66	3.76
30	18.99	8.31	4.39
31	20.03	9.03	4.83
32	21.16	9.82	5.51
33	22.39	10.69	6.32
34	23.72	11.67	7.22
35	25.18	12.75	8.35
36	26.77	13.97	9.41
37	28.51	15.32	10.90
38	30.43	16.85	12.75
39	32.53	18.56	14.71
40	34.87	20.50	17.22

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modificaron para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (BA.), profundidad de empotramiento (O), e inclinación de la carga.

## 28. EMPUJE DE TIERRAS

### TEORÍA DE RANKINE

Se funda esta teoría en un caso particular de material no cohesivo, y para el cual la teoría puede considerarse como exacta. Sin embargo, para otro tipo de suelo la teoría es sólo aproximada.

Supóngase una masa de suelo sin cohesión (arena) de longitud infinita en dirección perpendicular al dibujo, descansando sobre una base perfectamente lisa y limitada de manera lateral por dos paredes también perfectamente lisas que puedan desplazarse lateralmente (ver figura 2.-12).

Se supone que en el momento inicial el suelo se encuentra en estado de reposo. lo que queda representado por la circunferencia de línea punteada en la figura 2.13.



Supóngase ahora que las dos paredes que limitan el terreno experimentan un movimiento, manteniéndose verticales pero alejándose una distancia  $L/B$ , como se muestra en la figura 2.14.

Debido al alejamiento de las paredes verticales en una cantidad  $L/B$ , la compresión horizontal disminuirá en una cantidad de  $c_r = E \cdot L/B$ , ya que  $E = c_r/c$ , o sea que  $c_r = Ec$ ; por lo tanto, la compresión horizontal será de:

$$K_o \cdot \gamma_n \cdot Z - E \frac{L}{B}$$

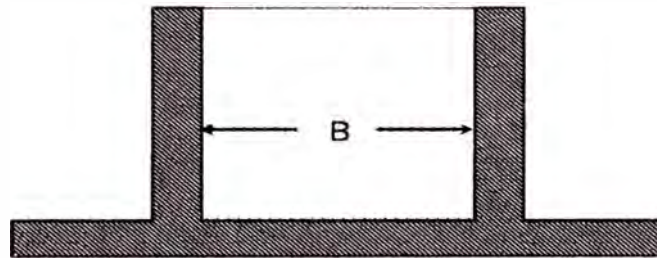


FIGURA 2.12

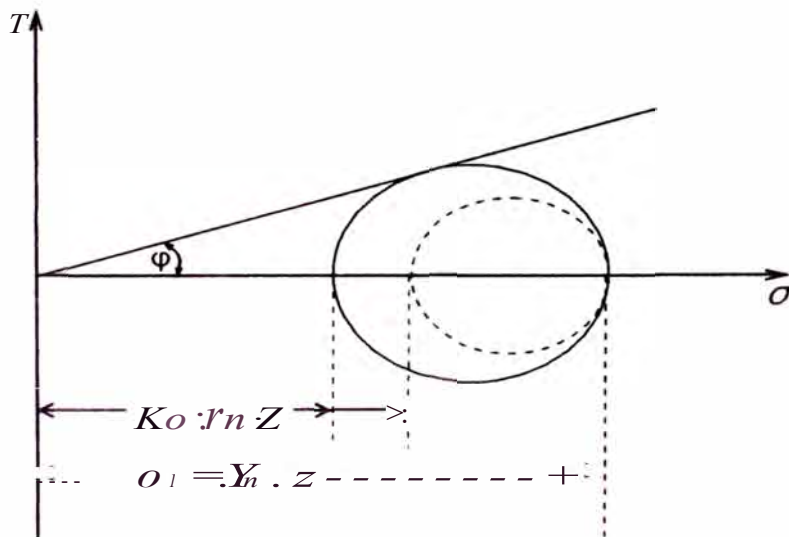


FIGURA 2.13

Si el movimiento de las paredes continúa, la compresión horizontal, o sea el empuje del terreno, sigue disminuyendo hasta que la circunferencia de Mohr, que representa el estado de esfuerzos del terreno en todos los

puntos a una profundidad  $Z$ , llega a ser la dibujada a línea gruesa, que es tangente a la línea de resistencia intrínseca. En este momento la condición de rotura del suelo se cumple simultáneamente en todos y cada uno de los puntos de la masa del suelo situado a la profundidad  $Z$ . A este estado particular que el terreno alcanza se le llama estado activo de Rankine, y se caracteriza porque las líneas de deslizamiento consisten en dos familias de rectas inclinadas  $45^\circ - \frac{\phi}{2}$  respecto a la vertical.

El esfuerzo que se ejerce en ese momento se llama empuje activo unitario mínimo, que el suelo puede ejercer sobre la pared en esas condiciones. A continuación se indica cómo puede obtenerse dicho valor mínimo de empuje activo.

Al estudiar la relación entre  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  se encontró que para suelos con cohesión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N(\phi) + 2 \cdot c \cdot N(\phi)$$

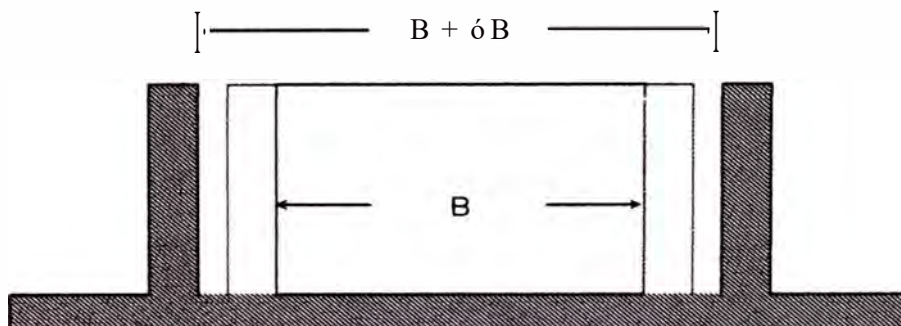


FIGURA 2.14

De la expresión anterior se desprende que:

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N(\phi)} - \frac{2 \cdot c}{N(\phi)} \quad \text{y como:}$$

$$N(\phi) = \frac{\cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad \text{se tiene:}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N_\phi} - \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\alpha)}{1 + \sin(\alpha)} = \frac{\sigma_1}{N_\phi} - \frac{2 \cdot c}{N_\phi}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1}{N_\phi} - \frac{2 \cdot c}{N_\phi}$$

Por lo que la presión horizontal a la profundidad Z se puede representar así:

$$P_z = \frac{P_v}{N} - \frac{2 \cdot c}{N} = \frac{\gamma \cdot Z}{1 + \sin(\alpha)} - \frac{2 \cdot c}{N_\phi}$$

Para el caso especial de Rankine, en que  $c = 0$ :

$$P_z = \frac{\gamma \cdot Z}{1 + \sin(\alpha)} = \gamma \cdot Z \cdot \frac{1 - \sin(\alpha)}{1 + \sin(\alpha)} = K_a \cdot \gamma \cdot Z$$

que es la llamada presión activa de la arena. Esta presión es triangular y crece con la profundidad.

Y de ahí que el empuje activo total será:

$$I_a = \gamma \cdot Z \cdot \frac{Z}{2} \cdot \frac{1 - \sin(\alpha)}{1 + \sin(\alpha)} = \frac{\gamma \cdot Z^2}{2} \cdot \frac{1 - \sin(\alpha)}{1 + \sin(\alpha)} = K_a \cdot \frac{\gamma \cdot Z^2}{2}, \text{ y más comúnmente,}$$

reemplazando Z por h:

$$I_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1 - \sin(\alpha)}{1 + \sin(\alpha)} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right)$$

Supóngase ahora, nuevamente, el mismo suelo sin cohesión dentro de las dos paredes y en las mismas condiciones ya conocidas (ver figura 2.15).

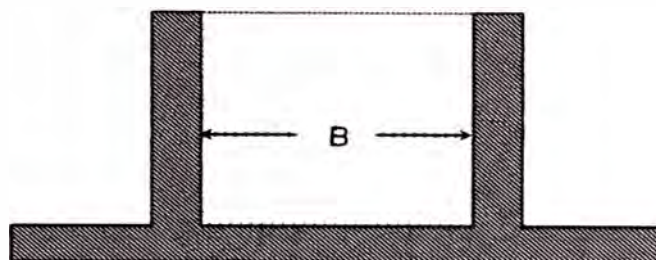


FIGURA 2.15

Se supone ahora, también, que el suelo se encuentra en estado de reposo, representado por el círculo de líneas punteadas (ver figura 2.16).

Si se hace que las paredes se acerquen una a la otra, a partir de su posición inicial, una distancia  $B$ . la compresión horizontal aumentará y será igual a  $K_v \cdot \gamma \cdot Z + E_c \cdot B/B$ , aumentado con  $B$  hasta que la fluxión plástica se establezca en todos los puntos del suelo, según dos familias de rectas que forman un ángulo de  $45 + \phi/2$  con la vertical. El estado del suelo en ese momento es el estado pasivo de Ranking, y la compresión horizontal el empuje pasivo unitario máximo,  $K_p \cdot \gamma \cdot Z$ , también proporcional a la profundidad.

La expresión para valorizar el empuje pasivo se puede obtener de la misma manera que para el empuje activo, y a continuación se describe cómo: se dibujará el círculo de Mohr para el caso general de suelo con cohesión (ver figura 2.17). Del triángulo ABC:

$$\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = (e \cdot \cot \alpha + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}) \tan \alpha$$

$$\sigma_3 - \sigma_1 = 2c \cdot \cot \phi \tan \phi + \sigma_3 \tan \phi + \sigma_1 \tan \phi$$

$$\sigma_3 - \sigma_1 = 2c \cdot \cos \phi + \sigma_3 \tan \phi + \sigma_1 \tan \phi$$

$$\sigma_3 - \sigma_1 \tan \phi = \sigma_1 + \sigma_1 \tan \phi + 2 \cdot c \cdot \cos \phi$$

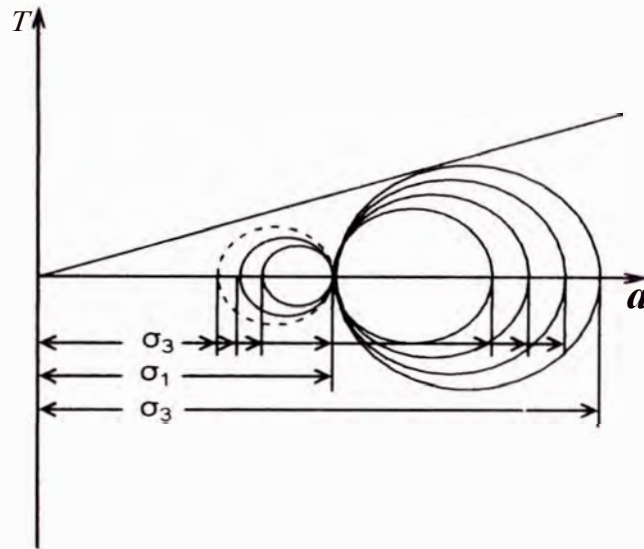


FIGURA 2.16

$$a_{-1}(1 - \text{sen}\phi) = a_1(1 + \text{sen}\phi) + 2 \cdot e \cdot \text{cos}\phi$$

$$a_i = \frac{a_1(1 + \text{sen}\phi)}{1 - \text{sen}\phi} + \frac{2 \cdot e \cdot \text{cos}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

$$a_{-1} = a_1 \cdot N_p + 2 \cdot e \cdot N$$

$$p_{-1} = y \cdot Z \cdot \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} + 2 \cdot c \cdot N_p$$

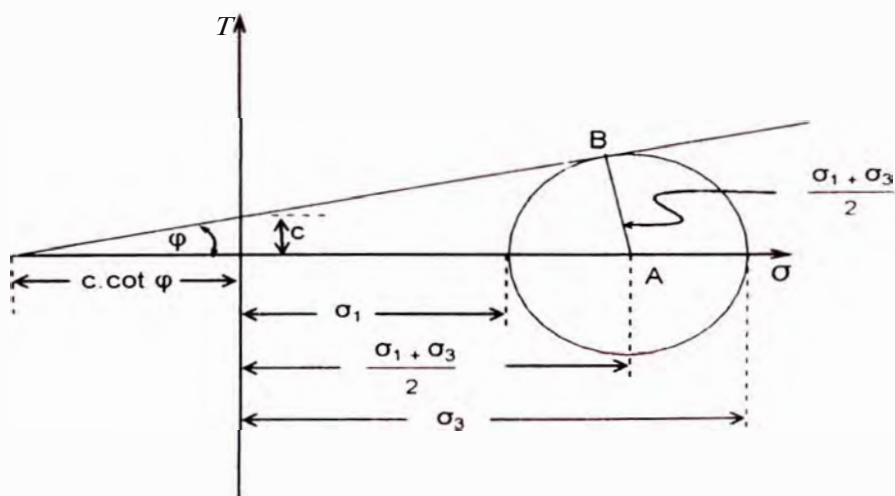


FIGURA 2.17

Para un suelo en el cual  $c = 0$ , se tiene:

$$p_z = \gamma \cdot Z \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = K_p \cdot \gamma \cdot Z \quad \text{que es la presión pasiva.}$$

El empuje total pasivo a la profundidad  $Z$  para un suelo no cohesivo será:

$$E_p = \gamma \cdot Z \cdot \frac{1}{2} \cdot K_p = \frac{\gamma \cdot Z^2}{2} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{\gamma \cdot Z^2}{2} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$E_p = \frac{\gamma \cdot Z^2}{2} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

## CAPITULO 3

### DESCRIPCIÓN DE ZONA DE ESTUDIO

#### 3.1. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El Área de estudio se encuentra ubicada en el departamento de Lima, Provincia de Cañete, en la denominada "UNIPAMPA ZONA 4", cuyas coordenadas se indican a continuación:

##### Área: **Habilitación Urbana**

PUNTO	COORDENADA	
	NORTE	ESTE
A	8541935.89	353209.94
B	8542169.90	353534.35
e	8541904.70	353725.65
D	8541670.69	353401.25

##### Área: Reservorio

PUNTO	COORDENADA	
	NORTE	ESTE
R (centro)	8542348.49	354350.79

#### 3.2. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO

Se recorre la panamericana Sur hasta llegar a la progresiva km **159+000**, siguiendo luego **10 m** en dirección Este para llegar a la coordenada D vértice del Área de Estudio (UNIPAMPA ZONA 4).

#### 3.3. CONDICIONES CLIMÁTICAS DE LA ZONA

La temperatura promedio varia de **18 °C** a **25 °C**, bajando en épocas de invierno hasta **15 °C**. las precipitaciones son muy escasas (**36 mm** en promedio anual), con garúas en los meses de invierno.

### 3.4. ALTITUD DEL ÁREA DE ESTUDIO

El Área de Estudio se desarrolla sobre la siguiente altitud:

#### Área: Habitación Urbana

PUNTO	ALTITUD (msnm)
A	155.5
B	162.5
C	164.8
D	157.1

#### Área: Reservorio

PUNTO	ALTITUD (msnm)
R (centro)	184

### 3.5. GEOMORFOLOGÍA, GEOLOGÍA Y SISMICIDAD EN EL ÁREA DE ESTUDIO

#### 3.5.1. ANTECEDENTES GEOLÓGICOS

De acuerdo al mapa de las condiciones geológicas de Martínez Vargas; 1986, la zona en estudio pertenece a depósitos aluviales Q-al y depósitos eólicas y marinas Qe y Qm de arena pertenecientes a la Era Cuaternaria, con vertientes rocosos cercanos.

De acuerdo a las condiciones de Mecánica de Suelos, la zona en estudio, está formada por arenas eólicas y marinas, encontrándose restos de conchuelas.

Las características de los depósitos son muy heterogéneas tanto en sus formas geométricas, como en sus dimensiones.



Las arenas eólicas se caracterizan por ser finas a muy finas, generalmente con costras salitrosas, estando en los planos geológicos involucrados en las formaciones del Cuaternario.

La acción demandante del Cuaternario modificó las primitivas formas topográficas que presentaban la zona, debido principalmente a las variaciones de clima que existió en esta Era.

En el pleitoceno, la precipitación fue copiosa y permitieron mayor compactación de las arenas en comparación con la época actual.

En el Holoceno predomina el clima seco con intensa insolación. Así en nuestra zona se aprecian rampas y proceso de escamación y desagregación por las vertientes y quebradas, e igualmente hubo deposición de arenas.

### 3.5.2. GEOMORFOLOGÍA

Por la información de los trabajos de Dollfos (1965), Macharé (1979) Sibrier - Macharé (1980) y Martínez (1981), que muestran evidencias de las diferencias del suelo, en especial el conglomerado, se encuentra heterogéneo, errático y discontinuo desde su deformación por diferentes eventos, las mismas que son responsables de las erosiones, deposiciones, expresados en terrazas, acantiladas, cárcavas, depresiones, elevaciones, tendencias y perfiles de equilibrio de las ríos, litoral marino, efecto y filtraciones naturales han lavado los cantos y su matriz, y otras veces han cementado con carbonatos.

El Mapa de Martínez (1975), donde se resalta las características del suelo. Indicando el siguiente resumen:

La presencia de diferentes terrazas, cauces antiguos y actuales de los ríos nos revelan eventos importantes durante su evolución.

Muchas de las áreas críticas para las cimentaciones concuerdan con áreas donde algún evento geomorfológico ha ocurrido o está ocurriendo en su evolución como depósitos eólicos sepultados por sedimentos fluviales y/o aluvionales.

Variaciones importantes en el nivel de la napa freática cuyo descenso pasa los 50 m en el centro y niveles altos en las depresiones o zonas cultivadas dentro del conglomerado.

### **3.5.3. GEOLOGÍA**

#### **DEPÓSITO FLUVIO-ALUVIONALES**

A lo largo, se encuentran depósitos de material reciente suelto constituido por lechos de arena, más o menos en un 70% y, limo en otro 15% englobando clastos y bloques angulosos y sub-angulosos en otros 15% provenientes de las partes altas de las vertientes.

Los clastos y bloques son de rocas graníticas-tonalíticas y dioritas-gabros, las rocas sub-redondeadas en procesos de meteorización algunas presentan alteraciones secundarias por acción de agua.

Estos depósitos aluviales se han formado debido a la acción del meteorismo (secamiento y humedecimiento), que prevaleció anteriormente. Todos estos fenómenos han ocurrido en el Cuaternario. En la actualidad, la acción erosiva de transporte y sedimentación ha quedado reducida a su mínima actividad.

#### **DEPÓSITOS EÓLICOS**

Las acumulaciones de arena transportada por el viento se ubican mayormente en los flancos

La dirección predominante es de SW y SSW y su promedio de velocidad media es de 1.7 m/seg.

#### **DEPÓSITOS FLUVIO -ALUVIONALES - EÓLICOS (CUATERNARIO)**

La acción denunciante del Cuaternario modificó las primitivas formas topográficas que presentan la zona, debido principalmente a las variaciones de clima que existió en esta Era.

En el pleitoceno, la precipitación fue copiosa y permitieron mayor compactación de las arenas en comparación de las arenas en comparación con la época actual.

En el Holoceno predomina el clima seco con intensa insolación. Así en nuestra zona se aprecian rampas y proceso de escamación y desagregación de rocas produciendo acumulaciones coluviales que descendieron por las vertientes y quebradas, e igualmente hubo deposición de arenas eólicas.

### **3.5.4. SISMICIDAD**

La Zona de Estudio se ubica en la costa Occidental de Sudamérica, en una franja desértica entre el Océano Pacífico y los Andes. Lima está localizada en los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón que descienden de los Andes al Océano Pacífico. La región es parte del Cinturón Circum-Pacífico, que es una de las zonas sísmicas más activas del mundo.

Los sismos se originan principalmente por la subducción de la placa de Nazca, bajo la placa sudamericana. Esta zona ha generado sismos de alta magnitud con periodos de recurrencia relativamente cortos.

Los daños sísmicos en las edificaciones de Lima han ocurrido generalmente en la zona Oeste, cerca al Puerto del Callao, al Este en el Distrito de la Malina y al Sur en los Distritos de Barranco y Chorrillos.

Silgado (1978), ha recopilado la información histórica de los eventos sísmicos más importantes ocurridos en el Perú desde el siglo XVI hasta el presente y la reinterpretación ALVA HUARTADO (1984). han propuesto el mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú. y la ciudad de Lima tiene un valor de X en la escala de Intensidades Mercalli Modificada.

Martínez (1991), ha efectuado mediciones de Microtrepidaciones en el Distrito de La Malina y varía entre 0.15-0.40 seg. Correspondiendo un valor de 0.15 seg. para el campus de la Universidad Nacional Agraria.

Huamán (1991), en trabajos realizados ha obtenido un rango de periodos de vibración del suelo de 0.25-0.35 seg. para el Callao y 0.35-0.65 seg. para La Punta.

El suelo en estudio se encuentra en la Zona I de Alta Sismicidad, según el "Mapa de Zonificación Sísmica del Perú" de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Construcción.

Las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular de acuerdo a la siguiente relación:

$$H = \frac{Z \times W \times C \times S \times P}{R}$$

Donde S, es el factor de suelo con un valor de 1.40, para un período predominante de Ts=0.9 seg.

## CAPITULO4

### METODOLOGÍA DE TRABAJO

La metodología de trabajo se basará fundamentalmente en tres aspectos:

- Recopilación de Información bibliografica y otras, procedentes de distintas fuentes que ayuden al desarrollo del presente Informe. En esta parte se incluyen los textos de: Mecánica de Suelos y Geotecnia, Geología y Geomorfología, Normas Técnicas de Ensayos de Laboratorio, Carta Nacional de la zona de estudio, Proyectos de Estudios de zonas adyacentes, entre otros.
- Recopilación de datos en campo, las mismas que se efectuaran en la zona de estudio y otras adyacentes a esta; estos datos corresponden a la topografía del terreno, muestreo de suelos y rocas, descripciones de los tipos de suelo existente, descripción geológica, entre otros.
- Procesamiento de datos, análisis de resultados y planteamiento de solución optima en concordancia a las características de los suelos y materiales existentes en la zona de estudio. La alternativa de solución planteada obedece a las solicitaciones de carga correspondiente a la obra de almacenamiento de agua potable.

## CAPITULO 5

### ADQUISICIÓN DE DATOS EN CAMPO Y LABORATORIO

#### 5.1 INVESTIGACIÓN DE CAMPO

##### 5.1.1. TRABAJO DE CAMPO

Para los fines propuestos se realizaron los siguientes:

#### CALICATAS O POZOS DE EXPLORACIÓN

##### Área: Habilitación Urbana

Se realizó 01 calicata o pozo exploratorio a "cieloabierto" designado como C-1 , ubicado estratégicamente y con profundidad suficiente de acuerdo a la intensidad de las cargas estimadas en el proyecto.

Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las diferentes características del subsuelo en su estado natural.

Hasta la profundidad explorada no se encontró el nivel freático.

La excavación alcanzó una profundidad aproximada de:

POZO	PROFUNDIDAD A CIELO ABIERTO (m)
e - 1	3.00

##### Área: Reservorio

Se realizaron dos (02) calicatas o pozos de exploración "a cielo abierto", designados como C-1 y C-2, los cuales fueron ubicados convenientemente y con profundidades suficientes de acuerdo a la intensidad de las cargas estimadas en el Proyecto.

Este sistema de exploración nos permite evaluar directamente las diferentes características del subsuelo en su estado natural.

Hasta la profundidad explorada no se encontró el nivel freático.

Las excavaciones alcanzaron las siguientes profundidades:

POZO	PROFUNDIDAD A CIELO ABIERTO (m)
e - 1	4.00
C - 2	43.00

## MUESTREOS Y REGISTROS DE EXPLORACIÓN

Se tomaron muestras disturbadas representativas de los estratos atravesados en cada calicata y en cantidades suficientes como para realizar los ensayos de identificación y clasificación, también se extrajeron muestras representativas para el ensayo de Corte Directo Remoldeado e igualmente una para el Análisis Químico de Sales Agresivas al Concreto.

Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de Exploración, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc.

## 5.2 CARACTERÍSTICA DEL PROYECTO

El proyecto de saneamiento UNIPAMPA contempla obras de: captación de agua, tratamiento de agua para consumo humano, almacenamiento en reservorios, líneas de conducción y aducción.

Dentro de estas obras el presente Informe contempla principalmente el estudio de análisis de la cimentación de la obra de almacenamiento de agua, estableciéndose que esta será un Reservorio apoyado de 8.0 m de diámetro, la cual transmitirá una carga del orden de 196 tn.

### 5.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio fueron realizados en el Laboratorio N° 2 de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, como en el laboratorio de Mecánica de la Empresa J.J. Tello Ingenieros Consultora y Constructora E.I.R.L., bajo las normas de la American Society For Testing And Materials (ASTM).

#### 5.3.1. ENSAYOS ESTÁNDAR

- |                           |             |
|---------------------------|-------------|
| • Análisis Granulométrico | ASTM D 422  |
| • Límites de Consistencia | ASTM D 4318 |
| • Contenido de Humedad    | ASTM D 2216 |

En muestras representativas de los estratos encontrados en los Pozos exploratorios (C-1 Habilitación Urbana y C-1, C-2 Cimentación de ReseNorio Apoyado), se efectuaron los ensayos antes indicados.

#### 5.3.2. ENSAYOS ESPECIALES

- Corte Directo (Consolidado Drenado) ASTM D 3080
- Sales Totales
- Cloruros
- Sulfatos

En muestras representativas del Pozo C-1 de 0.00 - 3.00 m del Área destinada para Habilitación Urbana, y del Pozo C-1 de 0.00 - 4.00 m correspondiente a la zona de cimentación del ReseNorio Apoyado, se realizaron los ensayos de Corte Directo Remoldeado y Análisis Químicos (**Sales Totales, Cloruros y Sulfatos**) de elementos agresivos a las estructuras de Concreto Hidráulico.

#### 5.3.3. CARACTERIZACIÓN DE SUELOS

Las muestras ensayadas en el laboratorio se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, tal como se indican a continuación:



**Área: Habilitación Urbana**

POZO	C-1
Profundidad (m)	0.00 - 3.00
Muestra	<b>M - 1</b>
% Pasa malla N° 4	64.3
% Pasa malla N° 200	10.3
Límite Líquido	-
Límite Plástico	-
Coef. Uniformidad (qu)	40.5
Coeficiente de Curvatura (Ce)	0.55
Diámetro Efectivo	0.07
Contenido de Humedad (%)	2.9
Clasificación SUCS	SP-SM

**Área: Reservoirio**

POZO	C-1	C-2
Profundidad (m)	0.00 - 4.00	0.00 - 4.00
Muestra	M - 1	<b>M - 2</b>
% Pasa malla N° 4	100.00	100.00
% Pasa malla N° 200	10.30	10.58
Límite Líquido	-	-
Límite Plástico	-	-
Coef. Uniformidad (Cu)	-	-
Coeficiente de Curvatura (Ce)	-	-
Diámetro Efectivo	-	-
Contenido de Humedad (%)	1.32	1.32
Clasificación SUCS	SP-SM	SP-SM

**5.4. COLUMNA Y PERFIL ESTRATIGRÁFICO**

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y a la inspección realizada se efectuó una columna estratigráfica en la zona representativa del área destinada para Habilitación Urbana (Pozo C-1), mientras que para la zona donde se va a cimentar el Reservoirio Apoyado se efectuó un Perfil Estratigráfico, referido del eje A-A que une los Pozos (calicatas) C-1 y C-2 distanciados entre si 8 m.

## 5.5. DESCRIPCIÓN DE LA CONFORMACIÓN DEL SUBSUELO DE LA ZONA EN ESTUDIO

### Área: Habilitación Urbana

De acuerdo a la Columna Estratigráfica, se determina que el subsuelo del área en estudio está conformado de la siguiente manera:

De 0.00 m a 3.00 m conformado por material de arena mal graduada con limo y grava, color beige plomizo, poco húmeda, en estado semisuelto a semicompacto, con 10.3 % de material fino que pasa la malla N° 200.

### Área: Reservorio

De acuerdo a los perfiles estratigráficos inferidos, y a la inspección realizada se concluye que el subsuelo está conformado de la siguiente manera:

Superficialmente y hasta la profundidad explorada de 4.00 m presenta material de arena mal graduada, poco limosa, color beige plomizo, húmedo, no plástica, en estado semisuelto a semicompacto, con 10.30% - 10.58% de material fino que pasa la malla N° 200.

## CAPITULO 6

### PROCESAMIENTO DE DATOS Y RESULTADOS

#### 6.1. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

##### 6.1.1. TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, descripción de la Columna Estratigráfica, características del proyecto y al análisis efectuado, se concluye que la cimentación será apoyada por medio de platea de cimentación, desplantada a la profundidad de 1.00 m, en material de arena mal graduada, poco limosa.

##### 6.1.2. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

Para la determinación de la Capacidad Portante Admisible tomaremos en cuenta las relaciones basadas en asentamiento y los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante.

**Capacidad Portante por Asentamiento - Relación Meyerhoft:**

Propuso la siguiente relación para un asentamiento de 1"

$$q_{adm} = 7.99 N \left( \frac{3.288 + 1.0}{-3.288} \right)^2$$

donde:

$$\begin{aligned} q_{adm} &= \text{Capacidad Portante Admisible (KN/m}^2\text{)} \\ N &= 16 \text{ (Número de Golpes del SPT) para } <j> \leq 32^\circ \\ B &= 8.00 \text{ m} \end{aligned}$$

luego se tiene:

$$q_{adm} = 1.38 \text{ Kg/cm}^2$$

## Capacidad Portante por Resistencia al Esfuerzo Cortante

Con los resultados obtenidos en el ensayo de Corte Directo Remoldeado-Saturado ( $\phi = 32^\circ$  y  $c = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$ ) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborado por Meyerhoft para cimentaciones superficiales, se tiene:

$$q_{adm} = \frac{1}{FS} (\gamma_d \times D_f \times N'_q + 0.6 \times R \times \gamma_d \times N'_y)$$

donde:

$q_{adm}$	=	Capacidad Portante Admisible ( $\text{kg/cm}^2$ )	
$\phi$	=	Angulo de Fricción Interna	= $32^\circ$
$c$	=	Cohesión ( $\text{kg/cm}^2$ )	= 0.00
$\gamma_d$	=	Densidad Seca del Suelo ( $\text{gr/cm}^3$ )	= <b>1.534</b>
$D_f$	=	Profundidad de desplante (m)	= <b>1.00</b>
$R$	=	Radio de Cimentación (m)	= <b>4.00</b>
$N'_q$ y $N'_y$	=	Factores de Capacidad de Carga para una falla local	= 9.82 y 5.51
$FS$	=	Factor de Seguridad	= 3

luego se tiene:

$$q_{adm} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$$

En base a los resultados obtenidos se tendrá una Capacidad Portante Admisible de:

$$q_{adm} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$$

### 6.1.3. CALCULO DE ASENTAMIENTO

#### CALCULO DE ASENTAMIENTO UTILIZANDO EL VALOR DE N

Se tiene un asentamiento permisible de 1", entonces calculamos los asentamientos mediante la siguiente relación:

$$H = \frac{(1 - 0.25 d/B) \times f(B)}{0.5 NB} \times \Delta q_a$$

donde:

$$f(B) = \left( \frac{2B}{1+B} \right)^2$$

$q_a$  = Presión de Contacto  
 $NB$  = Valores de N corregido

reemplazando valores, obtenemos:

$$\diamond Hd = 1.14 \text{ cm}$$

### CALCULO DE ASENTAMIENTO APLICANDO EL MÉTODO ELÁSTICO

$$S_i = \frac{q \times (1 - \mu^2)}{E_s} \times I_f$$

donde:

$S_i$	=	Asentamiento probable (cm)	
$q$	=	Presión de Trabajo ( $\text{tn/m}^2$ )	= 11.8
$B$	=	Ancho de la Cimentación (m)	= 8.00
$I_f$	=	Factor de Forma (cm/m)	= 88
$\mu$	=	Relación de Poisson	= 0.25
$E_s$	=	Módulo de Elasticidad ( $\text{tn/m}^2$ )	= 1 550

reemplazando valores se tiene:

$$\diamond Hd = 1.26 \text{ cm}$$

En base a los resultados obtenidos se tendrá un Asentamiento Diferencial del orden de :

$$\diamond Hd = 1.26 \text{ cm}$$

## 2. ANÁLISIS QUÍMICO DE SALES AGRESIVAS AL CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND

Los resultados de ensayos de análisis químicos practicados a la muestra de suelos, se indican a continuación:

Área: Habitación Urbana

Pozo C-1. prof. 00 - 3.0 m

- Contenido de Sales Solubles Totales = 16 723 ppm
- Contenido de Sulfatos. Expresarlos como  $\text{SO}_4$  - 16 723 ppm
- Contenido de Cloruros, expresados como  $\text{Cl}^-$  - 32 ppm

Área: Reservorio

Pozo C-1. prof. 00 - 4.0 m

- Contenido de Sales Solubles Totales = 28 170 ppm
- **Contenido de Sulfatos. expresarlos como  $\text{SO}_4$ , - 13 131 ppm,**
- Contenido de Cloruros. expresarlos como  $\text{Cl}^-$  - 310 ppm

De acuerdo a estos valores, se determina que existe agresividad severa de los Sulfatos al Concreto de Cemento Portland y de los Cloruros al Acero (Fierro) Por tanto es recomendable el uso de Cemento Portland tipo V, así como de Aditivos Impermeabilizantes y buena compactación del Concreto (mediante vibrado) y una relación agua cemento de 0.45 como valor máximo

## 3. EMPUJES LATERALES

Los empujes laterales a considerar en el diseño de la estructura se plantea un diagrama triangular de presiones de suelo en el cual el empuje  $E_a$  en cualquier profundidad podrá calcularse en los siguientes parámetros:

$$E_a = K_a \times \gamma \times \frac{H^2}{2}$$

donde:

$$K_a = \frac{1}{45} \times 2$$

$\gamma_{nat}$	=	Densidad Natural del suelo $gr/cm^3$	
$\phi$	=	Angulo de Fricción Interna	= $32^\circ$
H	=	Altura del muro a considerar	
Ka	=	Coefficiente de empuje activo	= 0.3072

## CONCLUSIONES

En base al análisis de resultados obtenidos en las etapas de Campo, Laboratorio y Gabinete, se concluye lo siguiente:

- El Área de estudio se encuentra ubicada en el departamento de Lima, Provincia de Cañete, en la denominada "UNIPAMPA ZONA 4", cuyas coordenadas se indican a continuación:

### Área: Habilitación Urbana

PUNTO	COORDENADA		ALTITUD (msnm)
	NORTE	ESTE	
A	8541935.89	353209.94	155.5
B	8542169.90	353534.35	162.5
C	8541904.70	353725.65	164.8
D	8541670.69	353401.25	157.1

### Área: Reservorio

PUNTO	COORDENADA		ALTITUD (msnm)
	NORTE	ESTE	
R (centro)	8542348.49	35435079	180.0

será apoyado de 8.00 m de diámetro y 196 m<sup>3</sup> de capacidad.

- El subsuelo en el área del Proyecto esta conformado de la siguiente manera:

### Área: Habilitación Urbana

Desde la superficie hasta una profundidad de 3.00 m presenta material arenoso mal graduado, poco limoso, color beige plumizo, húmedo. r.0 plástico, en estado semisuelto a semicompacto, con 10.30% de material fino que pasa la malla N° 200.



### Área: Reservoirio

Desde la superficie hasta la profundidad de 4.00m presenta material arenoso mal graduado, poco limoso, color beige plumizo. húmedo, no plástico, en estado semisuelto a semicompacto, con 10.30% a 10.58% de material fino que pasa la malla N° 200.

- En función a la característica proyectada del Reservoirio se determinó que esta transmitirá a la cimentación una carga del orden de 270 tn.

De acuerdo a lo anterior se determinó que la cimentación del Reservoirio será superficial correspondiendo una platea de cimentación, desplantada a la profundidad de **1.00 m**, en material arenoso mal graduado, poco limoso, con una Capacidad Portante Admisible de:

$$q_{adm} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$$

y un asentamiento del orden de:

$$\diamond Hd = 1.26 \text{ cm}$$

- De acuerdo a los resultados de análisis químico, se determinó que existe agresividad severa de los sulfatos al concreto hidráulico y de los cloruros al Acero (fierro), siendo necesario emplear cemento portland tipo V e impermeabilizante.
- Los empujes laterales ( $E_a$ ) a considerar pueden calcularse tomando en cuenta un diagrama triangular de presiones. para un valor de  $K_a = 0.3072$
- Las Conclusiones son válidas para el área donde se desarrolla el proyecto "UNIPAMPA ZONA 4" y para los niveles de cargas consideradas en la misma.

## RECOMENDACIONES

Se pueden indicar los siguientes:

- Para la construcción de la platea de cimentación se tendrá en cuenta las siguientes recomendaciones:

### **SUBRASANTE:**

El suelo de la subrasante será escarificado y mejorado con adición de 30% de material de base granular seleccionado tipo A-1-a(o) o A-1-b(o), que cumplen las especificaciones técnicas que se muestran en el Anexo. Así mismo la capa final será compactada al 95% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado.

### **BASE:**

El material a emplear en la conformación en la capa de base granular de cimentación será del tipo granular seleccionado tipo A-1-a(o) ó A-1-b(o), que cumplan las especificaciones técnicas que se muestra en el Anexo; cuyo grado de compactación sea 100% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado.

### **LOSA Y OBRAS DE CONCRETO HIDRÁULICO**

Se recomienda tener especial cuidado en lograr una buena densificación del concreto mediante un vibrado con una relación agua - cemento máxima de 0.45.

- Las Recomendaciones son válidas para el área donde se desarrolla el proyecto "UNIPAMPA ZONA 4" y para los niveles de cargas consideradas en la misma.

## BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO; "STANDARD SPECIFICATIONS FOR TRANSPORTATION MATERIAL ANO METHODS OF SAMPLING ANO TESTING"; Twenty-Fifth Edition; EE.UU; 2005
2. ASTM; "ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARD"; EE.UU; Edition 2005
3. BRAJA M. DAS; FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTECNICA; 4ta Edición; International Thomson Editores; México; 2003.
4. BRAJA M. DAS; PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES; 4ta Edición; International Thomson Editores; México; 2001.
5. CRESPO VILLALAZ, CARLOS CRESPO; MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES; 4ta Edición; Editorial LIMUSA S.A. DE C.V. GRUPO NORIEGA EDITORES; México D.F.; Undécima reimpresión de la cuarta edición 2003.
6. CUSTODIO EMILIO RAMON LLAMAS MANUEL; HIDROLOGIA SUBTERRÁNEA; 2da Edición corregida; Ediciones OMEGA S.A.: Barcelona España; 2001.
7. JIMENEZ SALAS J.A. - DE JUSTO ALPAÑES J.L.; GEOTECNIA Y CIMIENTOS 1, PROPIEDADES DE LOS SUELOS Y LAS ROCAS; 2da Edición; Editorial RUEDA; Madrid España: 1975.
8. JIMENEZ SALAS J.A. - DE JUSTO ALPAÑES J.L.; 3EOTECNIA Y CIMIENTOS 11, MECÁNICA DEL SUELO Y DE LAS ROCAS; 2da Edición; Editorial RUEDA; Madrid España; 1981.
9. JUÁREZ BADILLO - RICO RODRÍGUEZ; MECÁNICA DE SUELOS - TOMO 1 TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS; 1ra Edición; Editorial LIMUSA S.A. DE C.V. GRUPO NORIEGA EDITORES; México D.F.; 2004.
10. JUÁREZ BADILLO - RICO RODRÍGUEZ; MECANICA DE SUELOS - TOMO 2 TEORÍA Y APLICACIONES DE LA MECÁNICA DE SUELOS: 1ra Edición; Editorial LIMUSA S.A. DE C.V. GRUPO NORIEGA EDITORES: México D.F ; 2004.
11. LÓPEZ MARINAS JUAN MANUEL; GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL; 2da Edición; CIE INVERSIONES EDITORIALES DOSSAT 2000; Madrid España; 2002
12. MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES; ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN

DE CARRETERAS EG-2000; 2da Edición; Talleres Gráficos MTC; Lima Perú; 2000

13. TERZAGHI KARL - PECK RALPH B.; MECÁNICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRACTICA; 3ra Edición; Editorial EL ATENEO S.A.; Barcelona España; Segunda reimpresión mayo 1971.
14. TOMLINSON M.J.; CIMENTACIONES DISEÑO Y CONSTRUCCION; 3ra Edición; Editorial TRILLAS; México D.F.; Primera reimpresión enero 2002.

## **ANEXOS**

1. RESULTADOS DE ENSAYOS
2. REGISTRO DE EXPLORACIÓN
3. NORMAS TÉCNICAS: ASTM D2487, ASTM 2488, ASTM 03080
4. ESPECIFICACIONES DE BASE GRANULAR
5. PANEL FOTOGRÁFICO



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (01) 811(7)1111 - Telefax: (01) 811(7)1111

### INFORMEN° S07 - 157

**SOLICITADO** : DIRECCION DE ESCUELA PROFESIONAL - FAC. DE INGENIERIA CIVIL  
**PROYECTO** : PROYECTO DE SANEAMIENTO JUNI AMÍ'4  
**UBICACIÓN** : Km. 161 Panamericana Sur [ ... ] de Cañete Dpto de Lima  
**FECHA** : 09 Marzo del 2007

#### ENSAYOS ESTANDAR

I ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO AS FM - 0422

Calicata : \*\*\*  
 Muestra : Unica  
 Prof. (m) : \*\*\*

Malla	(%) Acumulado que pasa
3"	
2"	100.0
1 1/2"	92.4
1"	82.2
3/4"	71.1
1/2"	53.0
1/8"	19.0
10"	6.5
N°4	3.3
N°10	1.6
N°20	0.7
N°30	0.4
N°40	0.2
N°60	0.1
N°100	0.0
N°200	0.3
% de Arena	35.7
% de Ar. med.	54.1
% de Finos	10.2

LIMITE: um. un. tAl

sn. 1 D4: !Hi

LIMITE PLASTICO (f. l

ASTM D4318

INDICE DE PLASTICIDAD(%)

CLASIFICACION SUCS

SP -SM



*[Signature]*  
 WILTHSON MORENA VALVERDE  
 BACHILLER RESPONSABLE DE AREA  
 Lab. de Mecánica de Suelos UNDI



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Peru Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

Viene de informe N° :

**S07 -157**

#### 11 ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM 03080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)  
 Muñe: (él) : Unica  
 Calicata : \*\*\*  
 Prof.(m, : \*\*\*

Especimen N°	I	II	III
Diámetro del cilindro (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm <sup>3</sup> )	1.580	1.580	1.580
Densidad seca inicial (gr/cm <sup>3</sup> )	1.534	1.534	1.534
Cont. de humedad inicial (%)	2.9	2.11	2.9
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)			
	2.0508	1.9187	1.8527
Altura final de muestra (cm)			
	1.9898	1.8730	1.7765
Densidad húmeda final (gr/cm <sup>3</sup> )			
	1.909	2.010	2.101
Densidad seca final (gr/cm <sup>3</sup> )			
	1.666	1.770	1.866
Cont. de humedad final (%)			
	14.6	13.6	12.6
Esfuerzo normal (kg/cm <sup>2</sup> )			
	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm <sup>2</sup> )			
	0.3190	0.6324	0.95
Ángulo de fricción interna			
	32.3°		
Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )			
	0.00		

#### III OBTENCIÓN DE MÁXIMA Y MÍNIMA DENSIDAD Y UNIFORMIDAD ASTM D-4184

Densidad máxima (gr/cm<sup>3</sup>) : 1.55  
 Densidad mínima (gr/cm<sup>3</sup>) : 1.31

Muestra remoldeada, identificada por el solicitante

Realizado por: rec. Julio Chávez U.

Revisado por: Blch. Ing. N. Noreña V.



**NILFA SUI NOREÑA VALVERDE.**  
 BACH. ING. RESPONSABLE DE AREA  
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI

;) UNIVERSIDAD NACIONAL D INGENIERJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

,\parladorostal 1301 1111 100-reriiTelcfax:(511)481-9 4

LABORATORIO DE QUI\ICA DE LA FIC

ANALISIS FISICO QUI\ICOS

S( !.I( TrANTI: :COSTRIJC( :m:i

RECIS MO : LQ07-03

OHKA : CtHSD DE i\CTUALIZ,\CiO"i OE (-or-;ocli\IE:."ITOS-TITULACION-FIC

IJBI( 'AUÚN: :i\1'ERIAL-i\1ALA-( :AÑETF:

TII'O DE \11IFSTRA: A<;UA

Ri-:<1rc:or11;j: : \tJF:STRA: Z3 -01-07

i, \, Ai.isis i;;,:	SUI,F,\i os	C.I.OIHJROS	I:..U, SOL,I"RI_F, 101,\Lf:-.
,nT,m,	jH, III	pp m	--- rpφ;-
\ct,\	10	17	2-ti

liml 15 1r 1,mo del 2007

(\I, I 1(\HIH 1n !U: fe0; LVC 1  
.IEF:: I}U IJ.BOH \1ORIO DI \!1( 0 Pf. 1, fl.



1-,,\<.,!JLI/\D IJL IN<j[NILI01\ CIVIL  
 Apartado Postal ?.: Lima 100 - Pn1 rdefax: (511) 481-9845.



FM \\\ T/\D DE \NI iFNIEIÚ1\ ('\\VIL  
 \partido Post;il 131)l L1m; 1(\\ · l'cru kld;ix. i) 11) -IR\ -IR 1,

LABORATORJO DE QUIMICA DE LA FIC  
 ANALISIS FISICO QUIMICOS

LABORATORJO DE QUIMICA DE LA FIC  
 ANALJSIS FTSICO QUIMICOS

SOLICITANTE :GRUPO DE TITULACION

SOLICITANTE :TIGRES

REGISTRO : LQ07-02

REGISTRO : LQ07-03

OBRA : CURSO DE ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS-  
 TITULACION-FIC

OBRA : CURSO DE ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS-  
 TITULACION-"1C

UBICACIÓN: II\1PERJAL-I\1J\LA-CAÑETE

UBICACIÓN: IMPERIAL-MALA-CAÑETE

TIPO DE MUESTRA: AGI A

TIPO UE MUESTRA: AGUA

RECEPCION DE MUESTRA: 22-01-07

RECEPCION DE MUESTRA: U -01-07

ANALISIS DE:	SULFATOS	CLORUROS	SALES SOLUBLES
MUESTRA: AGUA ULTIMO FILTRO ALMLNARES IMPERIAL	310	34	371

ANALISIS DE:	SULFATOS	CLORUROS	SALES SOLUBLES TOTALES
MUESB.A:  AGUA BOCATOMA NUEVO IMPERJAL	143	27	182

Lima 25 de Enero del 2007

Lima 15 de Enero del 2007

RIO  
 TORIO QUIMICO DE LA FIC

ING. RIGALDO TE ROS LAZO  
 TUTORIO QUIMICO DE LA FIC

**LABORATORIO DE QUIMICA DE LA FIC**  
**ANALISIS FISICO QUIMICOS**

**LABORATORIO DE QUIMICA DE LA FIC**  
**ANALISIS FISICO QUIMICOS**

SOLICITANTE :LOS CASTORES

SOLICITANTE :GRUPO DE TITULACION

REGISTRO : LQ07-03

REGISTRO : LQ07-02

OBRA : CURSO DE ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS-TITULACION-FIC

OBRA : CURSO DE ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS-TITULACION-FIC

UBICACIÓN: 11\TUPAC-KATIPAL-MALA-CAÑETE

UBICACIÓN: IMPERIAL-MALA-CAÑETE

TIPO DE MUESTRA: AGUA

TIPO DE MUESTRA: AGUA

RECEPCION DE MUESTRA: 2 -01-07

RECEPCION DE MUESTRA: 22 -01-07

ANALISIS DE:	SULFATOS	CLORUROS	SALES SOLUBLES TOTALES
	ppm	ppm	ppm
AGUA	23	36	269

ANALISIS DE:	SULFATOS	CLORUROS	SALES SOLUBLES TOTALES, ppm
	ppm	ppm	ppm
MUESTRA : AGUA BUZON DE RECIPIENTE ALMINARES, IMPERIAL	216	20	243

Lima 25 de Enero del 2007

Lima 25 de Enero del 2007

WALTER TORRES 17.0  
 LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

WALTER TORRES 17.0  
 LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC



LABORATORIO DE QUIMICA DE LA FIC  
 ANALISIS FISICO QUIMICOS

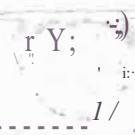
**LABORATORIO DE QUIMICA DE LA FIC**  
**ANALISIS FISICO QUIMICOS**

SOLICITANTE :ALTA"ISTA  
 REGISTRO : LQ07-03  
 OBRA : CURSO DE ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS-  
 TITULACION-FIC  
 UBICACION: IMPERJA.1 -MALA-CAÑETE  
 TIPO DE MUESTRA: Agua  
 RECEPCION DE MUESTRA: 23-01-07

ANALISIS DE :	SULFATOS	CLORUROS	SALES SOLUBLES TOTALES
	ppm	mg/l	ppm
A	134	20	178
INICIO DE BOCATOMA			

Lima 25 de Enero del 2007

CON:  
 S: I RJ IRDO  
 JEIT: EL LABORA TORIO QUIMICO DE LA FIC



LABORATORIO DE QUIMICA DE U, FIC  
 ANALISIS FISICO QUIMICOS

**LABORATORIO DE QUIMICA DE U, FIC**  
**ANALISIS FISICO QUIMICOS**

SOLICITANTE : 1  
 REGISTRO : LQ07-U3  
 OBRA : CURSO DE ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS-  
 TITULACION-FIC  
 UBICACION: IMPERIAL-MALA-CAÑETE  
 TIPO DE MUESTRA: AGUA DE CAÑETE  
 RECEPCION DE MUESTRA: 23-01-07

ANALISIS DE :	SULFATOS	CLORUROS/	SALES SOLUBLES TOTALES
	ppm	ppm	ppm
A	180		

Lima 25 de Enero del 2007

-E  
 JEIT: EL LABORA TORIO QUIMICO DE LA FIC

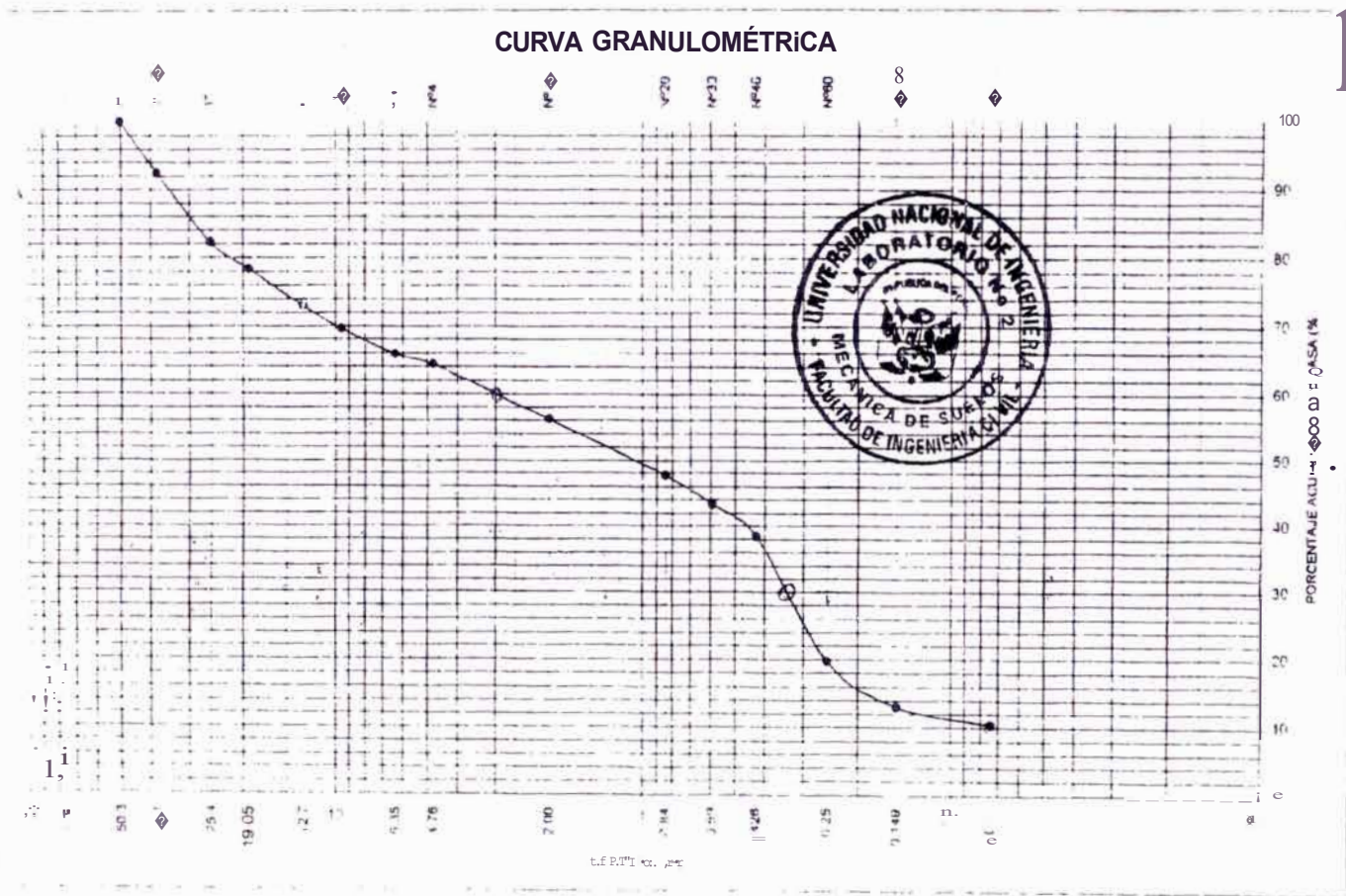


**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**      **INFORMEN° S07 -157**  
**ASTM 0-422**

**Calicata** :      ●●●  
**Muestra** :      **Unica**  
**Prof. (m)** :      ●●●

**Solicitado** : OIRECCION DE ESCUELA PROFESIONAL - FAC. 8E INGENIERIA CIVIL  
**Proyecto** : PROYECTO DE SANEAMIENTO - UNI PAMPA  
**Ubicación** : Km 161 Panamericana Sur Distrito de San Vicenle. Provincia de Cafiete. Opto. de Lima  
**Fecha** : 09, Marzo del 2007

Tamiz	Abertura (mm)	14) acumulado que pasa
3"	76 200	
2"	50 300	100 0
1 1/2"	38 101	94
1"	25 400	82 2
3/4"	19 050	78 3
1/2"	12 700	73 0
3/8"	9 525	69 6
1/4"	6 350	65 9
N°4	4 760	54 3
N°10	2 000	56 1
N°20	750	47 6
N°40	425	38 5
N°60	250	19 7
N°100	149	11 1
N°200	75	10 4



v.e:

gj-



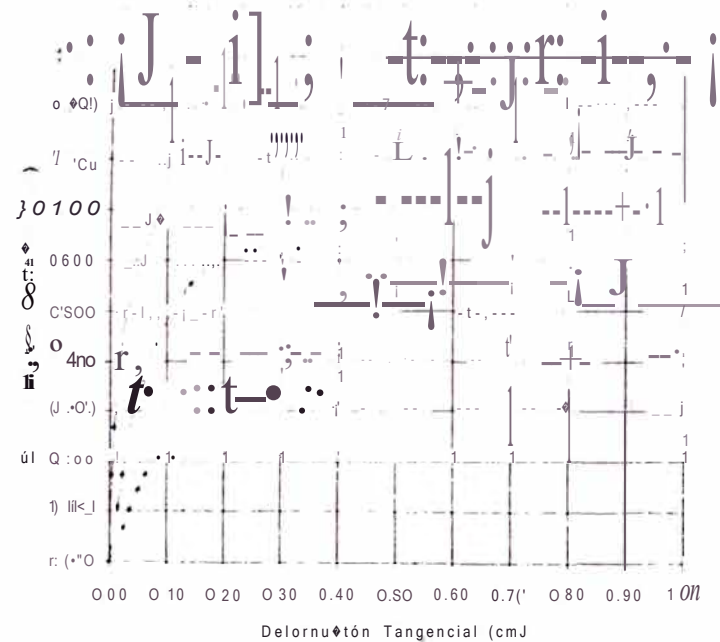
**ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080**

**INFORME N° S07 -157**

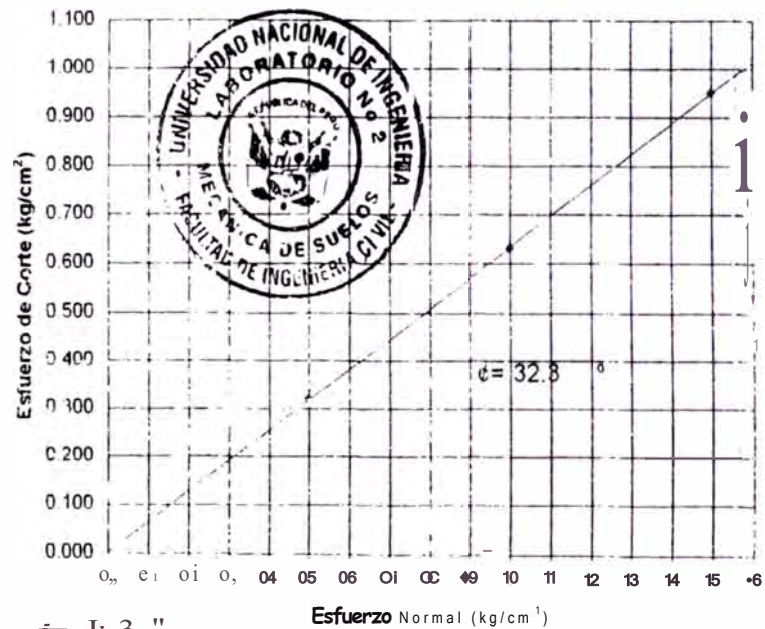
ESTADO : Rensolteadc, material < TaJTZ N° .d)  
 MUESTRA : Unica  
 CALICATA : \*\*\*  
 Prof.(m) : \*\*\*

SOLICITADO : DIRECCION DE ESCUELA. PROFESIONAL - F.A.C. DE INGENIERIA CIVIL  
 PROYECTO : PROYECTO DE SANEAMIENTO - UNI PAMPA  
 UBICACION : -m 1;1 Fanamence a Sur Distric de San 11°enie. Provincia de Cañete. Opio de Lime  
 FECHA : 09. Mar:0 del 2007

**FORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE**



**ESFUERZO NORMAL vs ESFUERZO DE CORTE**



$\phi = 32.8^\circ$   
 $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

# LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS



INFORME N° JJT-2049/2007

**SOLICITADO** : Hugo Antonio Cotos Perez  
**OBRA** : Saneamiento Unipampa Coordinadas Zona 4  
**UBICACION** : Zona 4 de Coordinadas - Cañete - Lima  
**FECHA** : 15/03/2007

## RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

### I ENSAYOS ESTANDAR

#### Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D 422

Pozo	C-1	C-2
Prof. (m)	0.00-4.00	0.00-4.00
Malla	Porcentaje acumulado que pasa	
3"		
2"		
1½"		
1"		
¾"		
½"		
3/8"		
¼"		
N° 4		
N° 10		
N° 20	100.00	100.00
N° 40	92.35	97.75
N° 60	27.31	29.08
N° 100	14.01	14.32
N° 200	10.30	10.58

#### CONTENIDO DE HUMEDAD - ASTM 02216

Pozo	C-1	C-2
Prof. (m)	0.00-4.00	0.00-4.00
W(%)	1.32	1.32

#### CLASIFICACION DE SUELOS SUCS

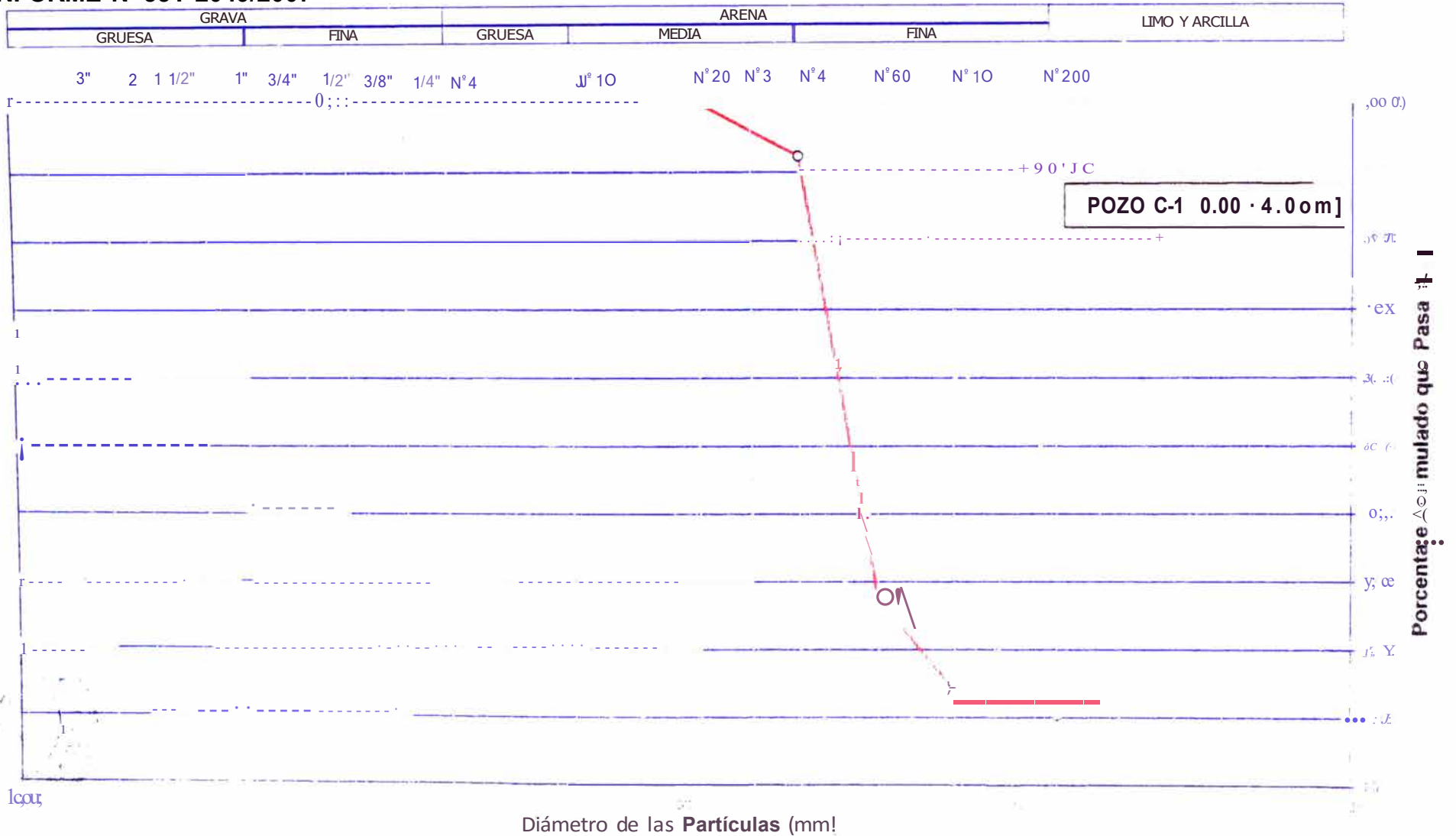
Pozo	C-1	C-2
Prof. (m)	0.00-4.00	0.00-4.00
Clasificación	SP-SM	SP-SM



# 1

## ANALISIS MECANICO POR TAMIZADO

INFORME N° JJT-2049/2007

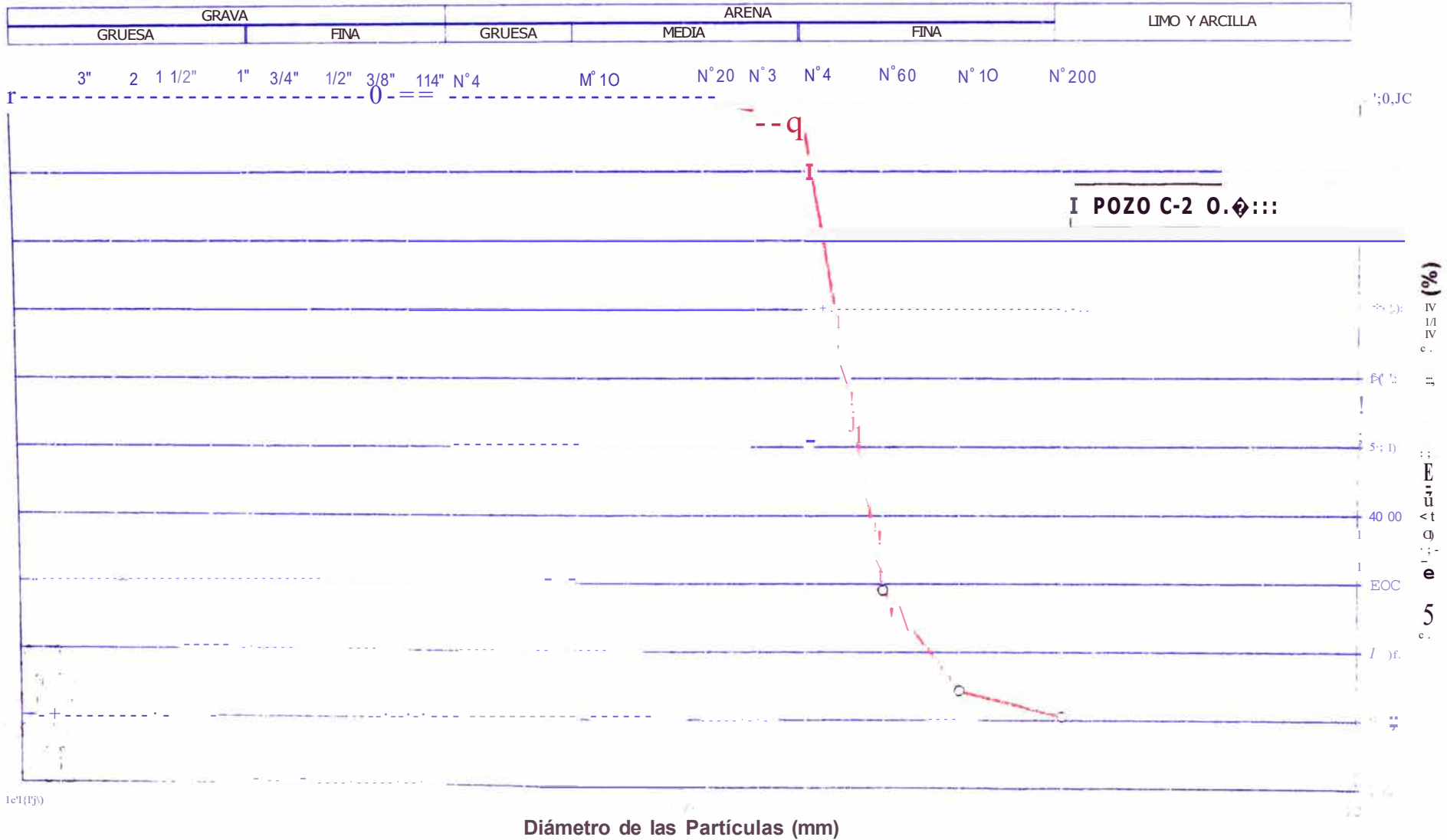






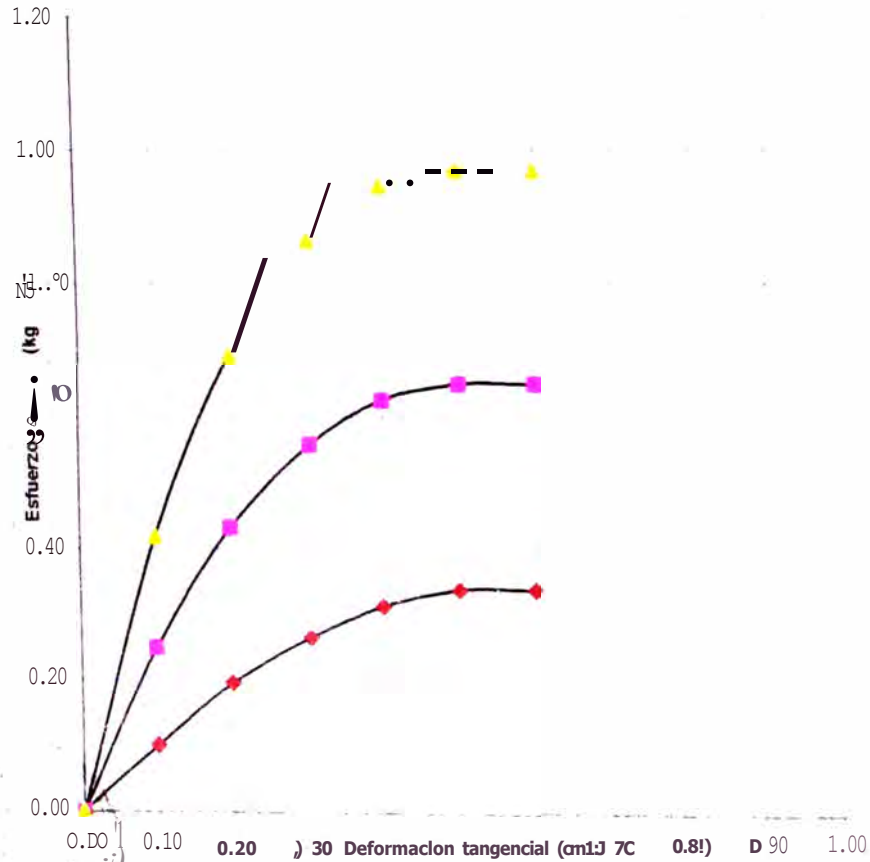
# ANALISIS MECANICO POR TAMIZADO

## INFORME N° JJT-2049/2007

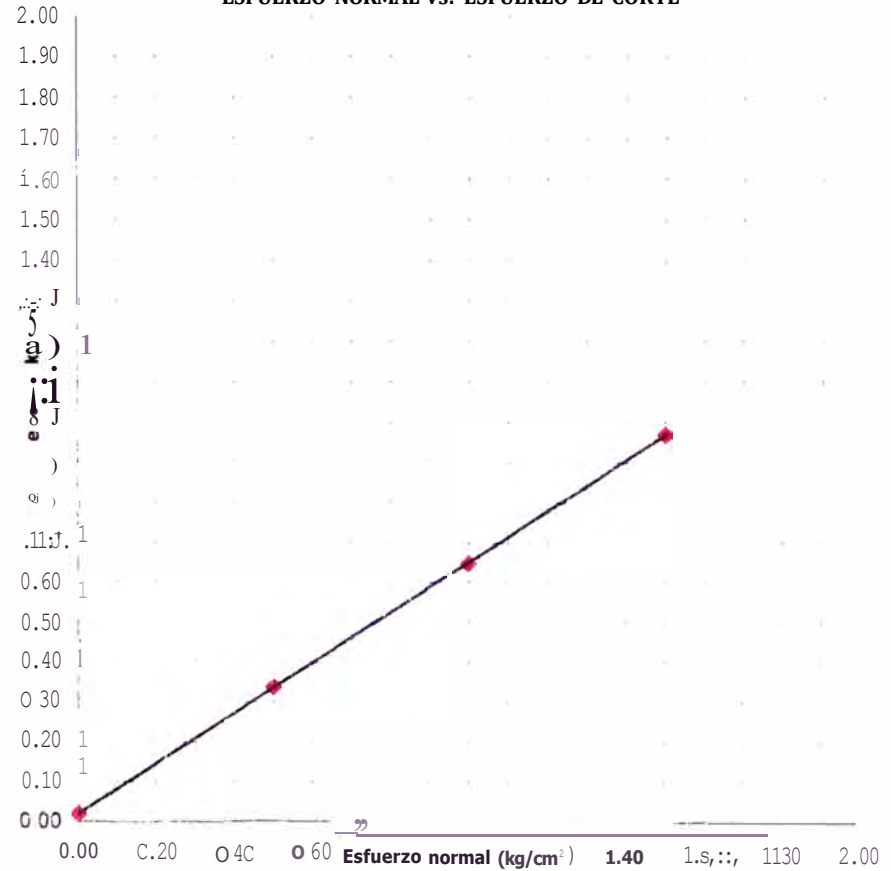


## ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D-3080

DEFORMACION TANGENCIAL vs ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



C-1 (1)00 - 4,00 m. j



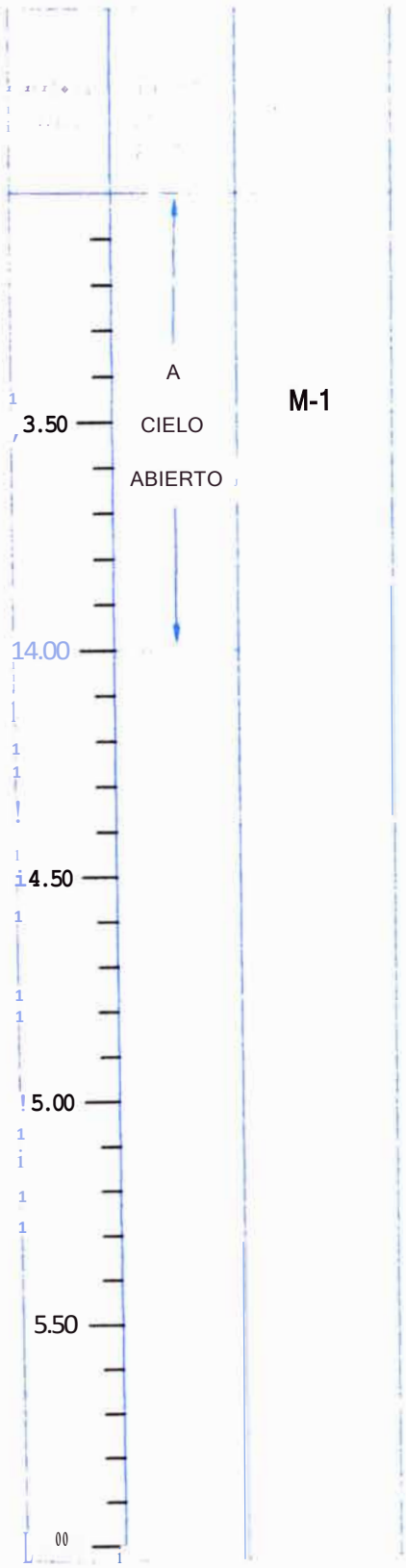




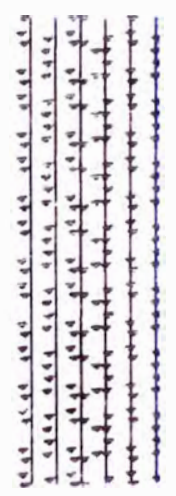
# RE(ISTR() I>F F.XPL()RACI()N

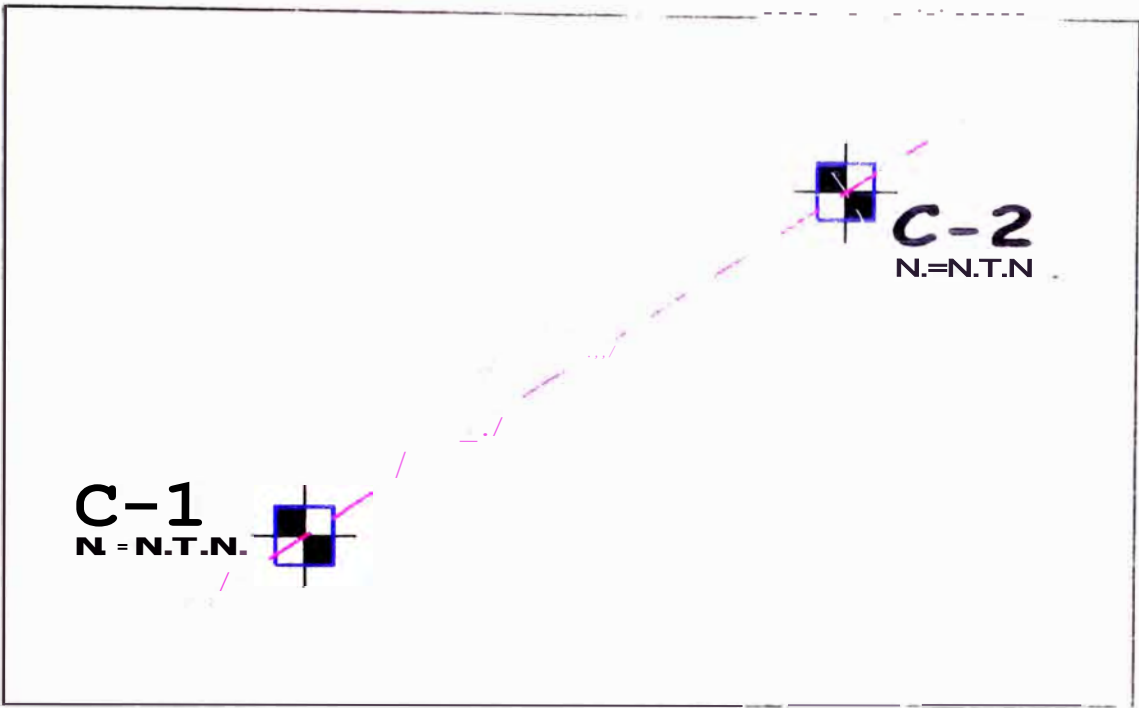
SJ\NI-:AMILNT< JI 1Nf>:\MI'\ I.\ Hill J I-i.\ J,\  
 I< >N,\ -1  
 /.ON,\ -11)1 C<>OR 1)1'N\ 1)\ , \-I· 11\_- 1f\1-\  
 III(i<>1\NIONI<>C<>II>! I'I K /

( -4 ( 1  
 1 III III

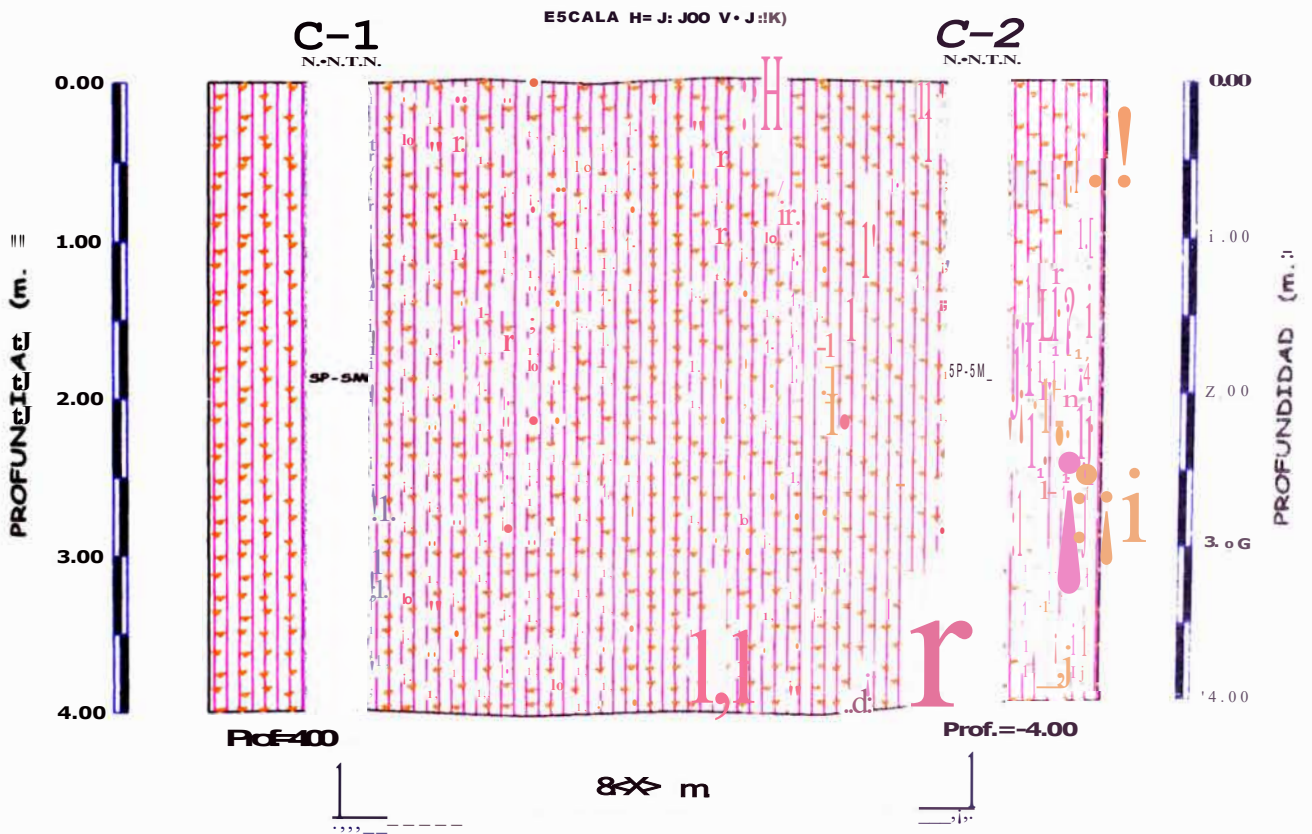


SP-SM





E.S.C.U.A 1/J00



ARENA UMOSA SM



CALICATAS

--- EIE DE C-"UCAT AS



ARENA MAL GRADUADA SP



Designation: O 2487 - 00

# Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)<sup>1</sup>

This standard is based under the field classification system. The number indicates the original adoption or the year of revision. The year of original adoption is indicated by a superscripted epsilon (E) and the year of revision by a superscripted delta (Δ).

This standard has been approved for use by the Department of Defense.

## 1. Scope \*

1.1 This practice describes a system for classifying mineral and organo-mineral soils for engineering purposes based on laboratory determination of particle-size characteristics, liquid limit, and plasticity index and shall be used when precise classification is required.

NOTE 1—Use of this standard will result in a single classification group symbol and group name except when a soil contains 5 to 12% fine silt, in which case the plot of the liquid limit and plasticity index values falls in the crosshatched area of the plasticity chart. In these two cases, a dual symbol is used. For example, GP-GM, CL-ML. When the laboratory test results indicate that the soil is close to another soil classification group, the borderline condition can be indicated with two symbols separated by a slash. The first symbol should be the one used in this standard. For example, CU/CH, GM/SM. SC/CL. Borehole symbols are particularly useful when the liquid limit value of clayey soils is close to the non-swelling soils can have expansive characteristics and the use of a borderline symbol (UC/CH, CH/CL) will alert the user of the assigned classification, and expansive potential.

1.2 The group symbol portion of this system is based on laboratory tests performed on the portion of a soil sample passing the 3-in. (75-mm) sieve (see Specification E 111).

1.3 As a classification system, this system is limited to naturally occurring soils.

NOTE 2—The group names and symbols used in this standard may be used as a descriptive system applied to all soil materials, including clays, shells, crushed rock, etc. See Appendix A2.

1.4 This standard is for qualitative application only.

NOTE 3—When quantitative information is required for statistical analysis of important structures, this standard should be supplemented by laboratory tests for other qualitative soil characteristics, permeability characteristics under expected field conditions.

1.5 This standard is the ASTM version of the Unified Soil Classification System. The basis for the classification system is the Airtfield Classification System (see Appendix A1).

<sup>1</sup> This standard is based on the Unified Soil Classification System (ASTM) and is based on the field response of soils. It is not intended for use in the classification of soils.

Approved for use by the Department of Defense under the provisions of the Defense Acquisition Regulation (DAR) 48 CFR 101-11.6.

land: in the early 19-10,2 for high-level knowledge in the field of soil classification. This standard is based on the original work of the American Society of Civil Engineers (ASCE) and the United States Army Corps of Engineers (USACE). It is a modified version of the Unified Soil Classification System (USCS) developed by the American Society of Civil Engineers (ASCE) and the United States Army Corps of Engineers (USACE).

1.6 This standard does not purport to cover all of the uses of soil classification. It is intended for use in the classification of soils for engineering purposes. It is not intended for use in the classification of soils for other purposes.

1.7 This standard is a set of instructions for the classification of soils. It is intended for use in the classification of soils for engineering purposes. It is not intended for use in the classification of soils for other purposes.

## 2. Referenced Documents

- 2.1 ASTM D 1557, Standard Test Method for Liquid Limit, Plasticity Index, and Shrinkage Limit of Soils.
- 2.2 ASTM D 2487, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- 2.3 ASTM D 1556, Standard Test Method for Liquid Limit of Soils.
- 2.4 ASTM D 1557, Standard Test Method for Liquid Limit, Plasticity Index, and Shrinkage Limit of Soils.
- 2.5 ASTM D 1556, Standard Test Method for Liquid Limit of Soils.
- 2.6 ASTM D 1557, Standard Test Method for Liquid Limit, Plasticity Index, and Shrinkage Limit of Soils.
- 2.7 ASTM D 1556, Standard Test Method for Liquid Limit of Soils.
- 2.8 ASTM D 1557, Standard Test Method for Liquid Limit, Plasticity Index, and Shrinkage Limit of Soils.
- 2.9 ASTM D 1556, Standard Test Method for Liquid Limit of Soils.
- 2.10 ASTM D 1557, Standard Test Method for Liquid Limit, Plasticity Index, and Shrinkage Limit of Soils.

This standard is based on the Unified Soil Classification System (ASTM) and is based on the field response of soils. It is not intended for use in the classification of soils.





**TABLE 1** *C. J. Intm 11: d*

Criteria for Assigning Group Symbols and Group Names	Gravels with fines	Sands	Clays	Soil Classification
More than 15% fines	Less than 5% fines	50% or more of coarse fraction passes No. 20 sieve	Atterberg limits plot in hatched area	GM
More than 15% fines	Less than 5% fines	50% or more of coarse fraction passes No. 20 sieve	Atterberg limits plot on or above -A' line	SM
More than 15% fines	Less than 5% fines	50% or more of coarse fraction passes No. 20 sieve	Atterberg limits plot below -A' line	ML
More than 15% fines	Less than 5% fines	50% or more of coarse fraction passes No. 20 sieve	Atterberg limits plot on or above -A' line	CL
More than 15% fines	Less than 5% fines	50% or more of coarse fraction passes No. 20 sieve	Atterberg limits plot below -A' line	ML
More than 15% fines	Less than 5% fines	50% or more of coarse fraction passes No. 20 sieve	Atterberg limits plot on or above -A' line	OL
More than 15% fines	Less than 5% fines	50% or more of coarse fraction passes No. 20 sieve	Atterberg limits plot below -A' line	OL
More than 15% fines	Less than 5% fines	50% or more of coarse fraction passes No. 20 sieve	Atterberg limits plot on or above -A' line	PT

A Based on the material passing the 3-in. (75-mm) sieve.

<sup>a</sup> If field sample contained cobbles or boulders, or both, add -with cobbles or boulders to group name.

$$e_{Cu} = 0.6 \frac{D_{60}}{D_{20}} \quad e_{Cc} = \frac{0.0075}{D_{20} - 0.075}$$

<sup>b</sup> If soil contains 2 to 15% sand, add "With sand" to group name.

E Gravels with 5 to 12% fines require dual symbols:

- GW-GM well-graded gravel with silt
- GW-GC well-graded gravel with clay
- GP-GM poorly graded gravel with silt
- GP-GC poorly graded gravel with clay

"If fines classify as CL-ML, use dual symbol GC-GM or SC-SM.

If fines are organic, add "With organic fines" to group name.

If soil contains 2 to 15% gravel, add "With gravel" to group name.

Sands with 5 to 12% fines require dual symbols:

- SW-SM well-graded sand with silt
- SW-SC well-graded sand with clay
- SP-SM poorly graded sand with silt
- SP-SC poorly graded sand with clay

If Atterberg limits plot in hatched area, soil is a CL-ML soil.

If soil contains 15 to 29% plus No. 200, add "with sand" or "with gravel" to group name.

If soil contains 30% plus No. 200, predominantly silty, add "silty" to group name.

If soil contains 23 to 29% plus No. 200, predominantly clayey, add "clayey" to group name.

R 2 to 4 and plots on or above -A' line.

<sup>0</sup> R < 4 or plots below -A' line.

"PI plots on or above -A' line.

<sup>0</sup> R plots below -A' line.

2.2.2 Based on the result of visual classification and described laboratory tests, a soil is classified into one of the soil groups assigned to a group name. The soil is classified by the following procedures: Fig. 1 for fine-grained soils and Fig. 2 for coarse-grained soils. It can be used to assign the appropriate group name.

### 2.3 Significance and Use

5.1 This standard classifies soils from any geotechnical investigation into categories representing the results of geotechnical laboratory tests. It defines the classification system, the appropriate group name, and the appropriate group name.

5.2 This standard defines the classification system, the appropriate group name, and the appropriate group name. It can be used to assign the appropriate group name.

5.3 This standard defines the classification system, the appropriate group name, and the appropriate group name. It can be used to assign the appropriate group name.

5.4 This standard defines the classification system, the appropriate group name, and the appropriate group name. It can be used to assign the appropriate group name.

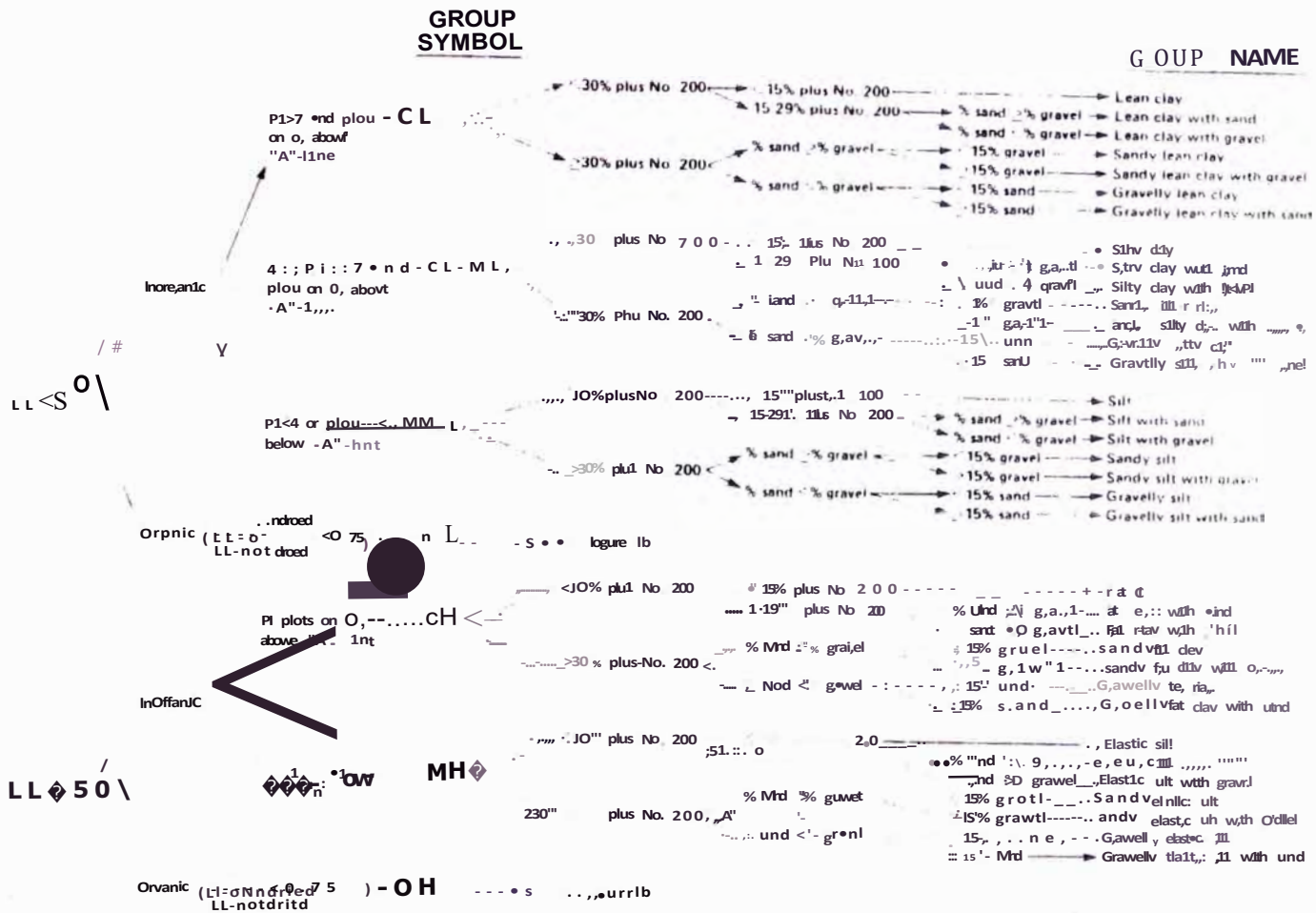


FIG. 1 Flow Chart for Classifying Fine-Grained Soil (50% or More Passes No. 200 Sieve)

55 This standard may be used in combination with Practice 4083 when working with frozen soils.

NOTE 5-Notwithstanding the statements on precision and bias contained in this standard: The precision of this test method is dependent on the competence of the personnel performing it and the suitability of the equipment and facilities used. Agencies that meet the criteria of Practice 3740 are generally considered capable of competent and objective testing. Users of this test method are cautioned that compliance with Practice D 3740 does not in itself assure reliable testing. Reliable testing depends on several factors: Practice D 3740 provides a means for evaluating some of those factors.

**Apparatus**

61 In addition to the apparatus that may be required for obtaining and preparing the samples and conducting the prescribed laboratory tests, a plasticity chart, similar to Fig. 4, and a cumulative particle-size distribution curve, similar to Fig. 5, are required.

62 Non 6-The "U" line shown in Fig. 4 has been empirically determined to be the approximate "upper limit" for natural soils. It is plotted back against erroneous data, and any test results that plot above the "U" line should be verified.

**Sampling**

7. Samples shall be obtained and identified in accordance with a method or methods, recommended in Guide D 1520 or by other accepted procedures.

7.2 For accurate identification, the minimum sample required for this test method is 100 g. For the laboratory test, the sample should be prepared to be representative of the particle-size analysis of the sample. The sample should be divided into two parts, each having the following minimum weight:

Maximum particle size	Minimum weight
75 mm (3 in.)	1500 g (3.3 lb)
19 mm (3/4 in.)	750 g (1.65 lb)
7.5 mm (3/8 in.)	375 g (0.83 lb)
4.75 mm (No. 4)	225 g (0.5 lb)
5 mm (No. 30)	150 g (0.33 lb)
190 μm (No. 75)	75 g (0.165 lb)
75 μm (No. 200)	37.5 g (0.083 lb)

Whenever possible, the field sample should be divided into two parts, each having a weight of 100 g to 200 g.

7.3 When the liquid and plastic limit tests are performed, additional material will be required to provide a 100 g (1/2 lb) sample for the plasticity chart and a 100 g (1/2 lb) sample for the liquid limit test.

7.4 If the liquid sample is to be used for the minimum recommended amount, the sample should be appropriate remark.

**8. Classification of Soil**

8.1 A sample composed primarily of clay or silt, in various stages of decomposition and having a fine-grained texture, a dark-brown to black color, and a high plasticity should be designated as a high plasticity clay (CH) or high plasticity silt (MH).



SYMBOL

GROUP NAME

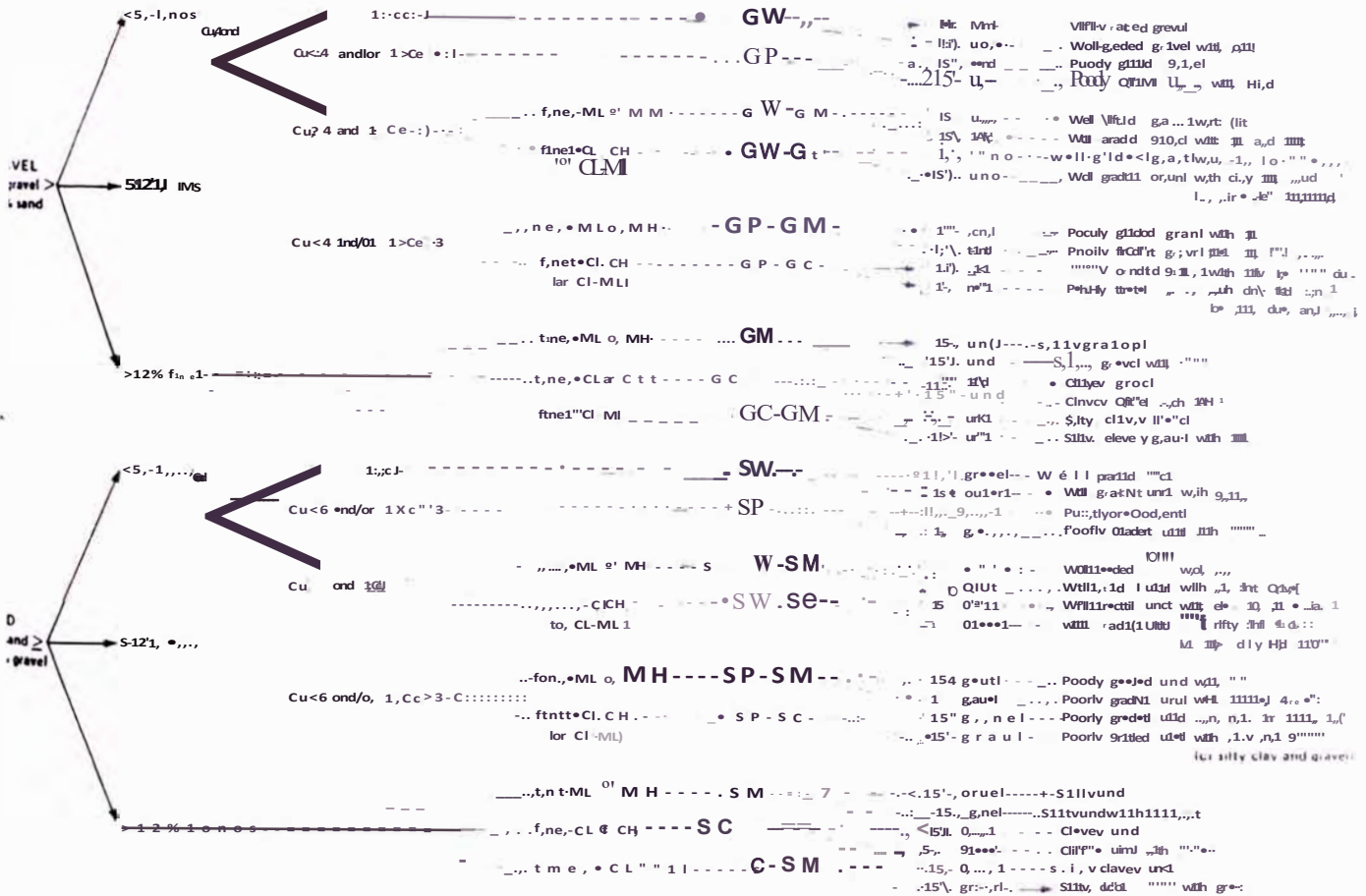


FIG. 3 Flow Chart for Classifying Coarse-Grained Soils (More Than 50 % Retained on No. 200 Sieve)

Preliminary Classification Procedure

10.1 Class the soil as fine-grained if 50 % or more by dry weight of the test specimen passes the No. 200 (75-µm) sieve; follow Section 3.1.2.

10.2 Class the soil as coarse-grained if more than 50 % by dry weight of the test specimen is retained on the No. 200 (75-µm) sieve and follow Section 12.

Procedure for Classification of Fine-Grained Soils

(SO% or more by dry weight passing the No. 200 (75-µm) sieve)

11.1 The soil is an inorganic clay if the position of the plasticity index versus liquid limit plot, Fig. 4, falls on or above the "A" line, the plasticity index is greater than 4, and the presence of organic matter does not influence the liquid limit as determined in 11.3.2.

Non 7-The plasticity index and liquid limit are determined on the No. 40 (425 µm) sieve material.

11.1.1 Classify the soil as a lean clay, CL, if the liquid limit is less than 50. See area identified as CL on Fig. 4.

11.1.2 Classify the soil as a fat clay, CH, if the liquid limit is 50 or greater. See area identified as CH on Fig. 4.

Non 8-In cases where the liquid limit exceeds 60 or the plasticity index exceeds 60, the plasticity chart may be expanded by multiplying the scale on both axes and extending the "A" line at the multiple of the

11.1.1 Classify the soil as a lean clay, CL, if the liquid limit is less than 50. See area identified as CL on Fig. 4.

11.2 The soil is an inorganic silt if the position of the plasticity index versus liquid limit plot, Fig. 4, falls on or above the "U" line, the plasticity index is greater than 4, and the presence of organic matter does not influence the liquid limit as determined in 11.3.2.

11.2.1 Classify the soil as a lean silt, UL, if the liquid limit is less than 50. See area identified as UL on Fig. 4.

11.2.2 Classify the soil as a fat silt, UH, if the liquid limit is 50 or greater. See area identified as UH on Fig. 4.

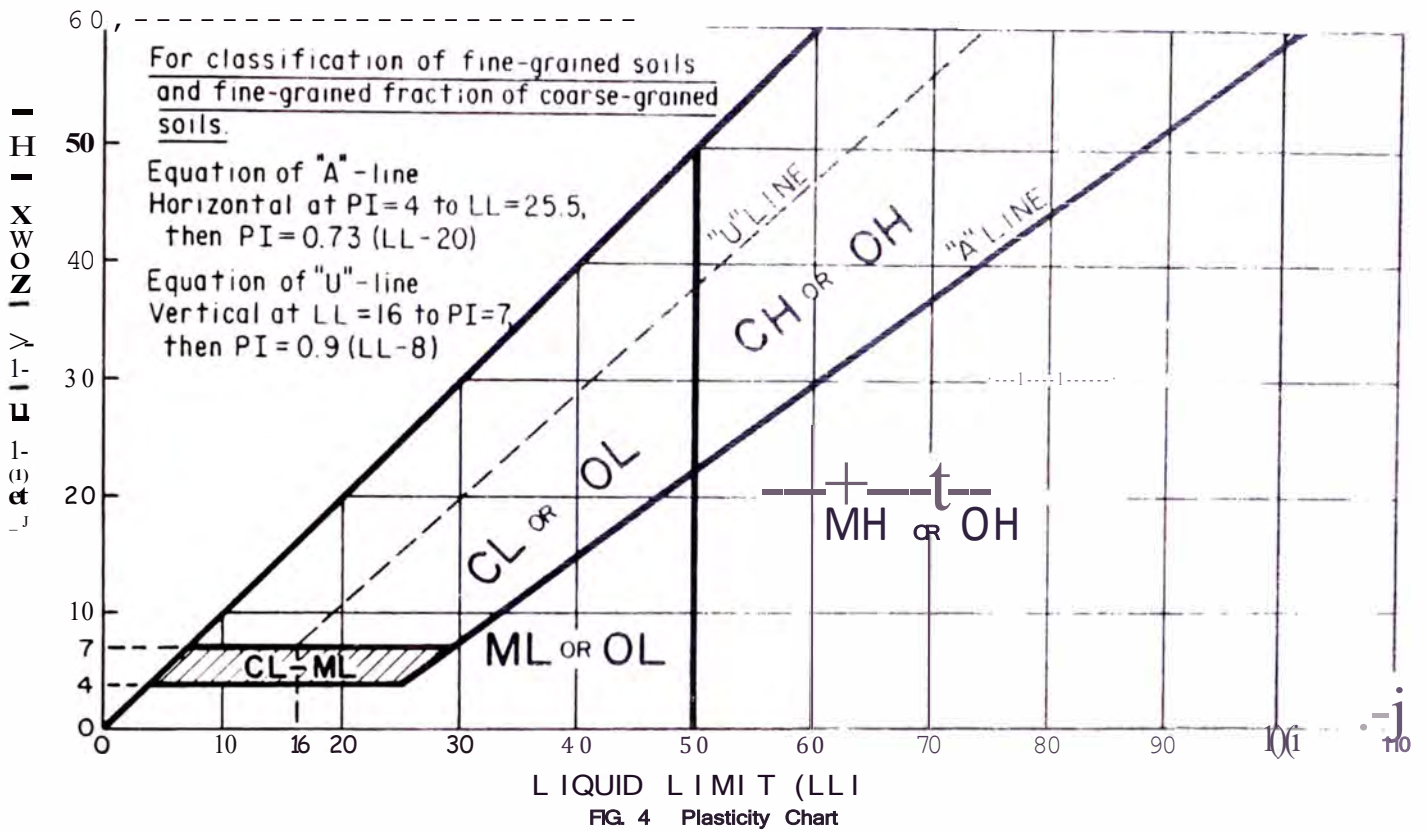
11.3 The soil is an organic soil if the position of the plasticity index versus liquid limit plot, Fig. 4, falls on or above the "O" line, the plasticity index is greater than 4, and the presence of organic matter does not influence the liquid limit as determined in 11.3.2.

11.3.1 The soil is an organic clay if the position of the plasticity index versus liquid limit plot, Fig. 4, falls on or above the "O" line, the plasticity index is greater than 4, and the presence of organic matter does not influence the liquid limit as determined in 11.3.2.

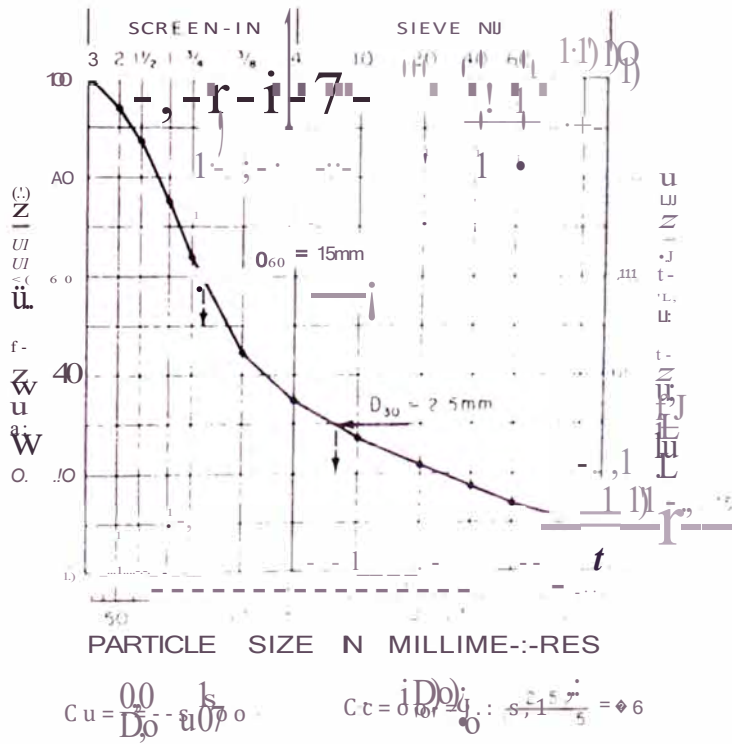
11.3.2 The soil is an organic silt if the position of the plasticity index versus liquid limit plot, Fig. 4, falls on or above the "O" line, the plasticity index is greater than 4, and the presence of organic matter does not influence the liquid limit as determined in 11.3.2.

11.3.3 Classify the soil as an organic clay of low plasticity, OL, if the liquid limit is less than 50. See area identified as OL on Fig. 4.

# O D 2487



## SIEVE ANALYSIS



Classify the soil as an inorganic silt, OL, if the plasticity index is less than 4, or the position of the plasticity index versus liquid limit falls below the "A" line. Otherwise, it is an

organic clay, OL, if the plasticity index is 4 or greater and the

tion of the plasticity index versus liquid limit plot, and above the A<sub>u</sub> line. See arc identified as O<sub>h</sub> in CL-A in Fig. 4.

11.3.4 Classify the soil as all silty clay in *OP-lant* (11.3.4.1) if the liquid limit (not oven dried) is 1.0 or more and soil as an *organic silt*. OH. if the position of the plot versus liquid limit plot falls below the A<sub>u</sub> line < 1.0 silt soil as an *organic clay*. OH. if the position of the plot versus liquid-limit plot falls on or above the A<sub>u</sub> line. The area identified as OH on Fig. 4.

11.4 If less than 30 % but 15 % or more of the test specimen retained on the No. 200 (75-µm) sieve, the words "sandy" or "with gravel" whichever is predominant shall be added to the group name. For example, lean clay, with silt and silt with gravel. ML. If the percent of sand is equal to the percent of gravel, use "with sand."

11.5 If 30 % or more of the test specimen is retained on a No. 200 (<75-µm) sieve, the words "sandy" or "with gravel" shall be added to the group name. Add the word "sandy" if 10 % or more of the test specimen is retained on the No. 200 (75-µm) sieve and the coarse-grained portion is predominantly silt and add the word "gravelly" if 5 % or more of the test specimen is retained on the No. 200 (75-µm) sieve and the marl-grained portion is predominantly gravel. For example, sandy lean clay, L; gravelly fat clay, CH; sandy silt, ML. If the percentage of sand equal to the percent of gravel, use "sandy."

## 2 Procedure for Classification of Coarse-Grained Soils

(more than 50 % retained on the No. 200 (75-µm) sieve)

12.1 Class the soil as gravel if more than 50 % of the coarse fraction [plus No. 200 (75-µm) sieve] is retained on the No. 4 (4.75-mm) sieve.

12.2 Class the soil as sand if 50 % or more of the coarse fraction [plus No. 200 (75-µm) sieve] passes the No. 4 (4.75-mm) sieve.

12.3 If 12 % or less of the test specimen passes the No. 200 (75-µm) sieve, plot the cumulative percentage-size distribution curve, Fig. 5, and compute the coefficient of uniformity, C<sub>u</sub>, and coefficient of curvature, C<sub>c</sub>, as given in Eqs. 1 and 2.

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad (1)$$

$$C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} D_{60}) \quad (2)$$

where:

D<sub>10</sub>, D<sub>30</sub>, and D<sub>60</sub> = the particle-size diameter corresponding to 10, 30, and 60 % respectively, passing on the cumulative percentage-size distribution curve, Fig. 5.

Note 9-1 It may be necessary to extrapolate the curve to determine the diameter.

12.3.1 If less than 5 % of the test specimen passes the No. 200 (75-µm) sieve, classify the soil as a *well-graded* (GW) or *poorly graded* (GP) sand. SW, if C<sub>u</sub> is greater than or equal to 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and C<sub>c</sub> is at least 1.0 but not more than 3.0.

12.3.2 If less than 5 % of the test specimen passes the No. 200 (75-µm) sieve, classify the soil as *poorly graded* (GP) or *poorly graded* (SP) sand. If either the C<sub>u</sub> or the C<sub>c</sub> criteria for well-graded soils are not satisfied:

1. If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

1.1.1 If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

1.1.2 If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

1.1.3 If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

1.1.4 If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

1.1.5 If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

12.4.2 The group name shall be corrected to *well-graded* if the soil is *well-graded* and the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded* if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

Note 10-1 If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

12.6 If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

12.7 If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

## 12. Procedure for Classification of Fine-Grained Soils

12.1 The soil shall be classified as *clay* if the liquid limit is greater than 50 and the plasticity index is greater than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of high plasticity* (CH) if the liquid limit is greater than 50 and the plasticity index is greater than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of low plasticity* (CL) if the liquid limit is greater than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (CV) if the liquid limit is greater than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (VC) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (VU) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (US) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (UL) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (UC) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (UO) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (US) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (UL) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (UC) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7. If the soil is *clay*, it shall be classified as *clay of very low plasticity* (UO) if the liquid limit is less than 50 and the plasticity index is less than 7.

Note 11-1 If the soil is *well-graded*, it shall be classified as *well-graded sand* (SW) or *well-graded gravel* (GW) if the coefficient of uniformity is greater than 4.0 for gravel or greater than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is at least 1.0 but not more than 3.0. If the soil is *poorly graded*, it shall be classified as *poorly graded sand* (GP) or *poorly graded gravel* (GP) if the coefficient of uniformity is less than 4.0 for gravel or less than 6.0 for sand, and the coefficient of curvature is less than 1.0 or greater than 3.0.

subrounded sand: 24 % clayey fines. LL = 28. PI = 11. weak reaction with HCl. ungrained hard sample had 4 % sand. subrounded <:ohhk: rickliltun  
Dimension 150 mm

15. Kl. wonls

15.1. AttnJL-t! li11ih; ;li;-silic:11i;11: ..lav: !!LuLti;11: !!r:1\vd:  
lahnrattly cla:-ifi;:1timi: !H!allic ;<11b; ;111d; ;ilt: ;111 ;:1;:1;:1ti.  
:..aunn. ")ti tel:

In-Place Conditions-firm, homogenous. Jry. hrwn.  
Geologic Interpretation-alluvial fan.

12-Other exampks of soil de-splnlills m :11\en 111Appt1d1  
1

1- Precision and Bias

1.1 Criteria for acceptability depend on the precision of the  
as of Test Methods D 22. O 11.io anJ D-U 18

APPENDIXES

(Nonmandatory Information 1

XI. EXAMPLES OF DESCRIPTIONS USING SOIL CLASSIFICATION

X1.1 The following examples show how the Information required in 13.1 can be reported. The appropriate descriptive information from Practice D 2488 is included for illustrative purposes. The additional descriptive terms that would accompany the soil classification should be based on the intended use of the classification and the individual circumstances.

X1.1.1 Well-Graded Gravelly Sand (GW)-73 % fine to coarse, hard, subangular gravel: 23 % fine to coarse, hard, subangular sand: 4 % fines: Ce = 7. Cu = 1.5.

X1.1.2 Silty Sand with Gravel (SM)-61 % predominantly fine sand: 23 % silty fines. LL = 33. PI = 6. 16 % fine, hard, unrounded gravel: no reaction with HCl: (field sample smaller than recommended). In-Place Conditions-Firm, stratified and contains lenses of silt 1 to 2 in. thick. Moist, brown to gray: in-place density = 106 lb/ft<sup>3</sup> and in-place moisture = 0 %

X1.1.1 Organic Clay (CL) - 100% fines. U. (not dried) = 3. LI (oven dried) = 21. PI (oven dried) = 10. (dark brown, organic liquid, reacts with HCl)

X1.1.2 Silty Sand with Gravel (SM) - 61% predominantly fine sand: 23% silty fines. U. (not dried) = 37. LI (oven dried) = 25. PI (not dried) = 6. wt. Wet reacts with HCl.

X1.1.3 Poorly Graded Gravelly Sand (GW) - 73% fine to coarse, hard, subangular gravel: 23% fine to coarse, hard, subangular sand: 4% fines. LL = 33. PI = 6. 16% fine, hard, unrounded gravel: no reaction with HCl: (field sample smaller than recommended). In-Place Conditions-Firm, stratified and contains lenses of silt 1 to 2 in. thick. Moist, brown to gray: in-place density = 106 lb/ft<sup>3</sup> and in-place moisture = 0 %

X2. USING SOIL CLASSIFICATION AND DESCRIPTIVE SYSTEM FOR SHALE, LIMESTONE, SANDSTONE, ETC.

X2.1 Toe group names and symbols listed in this table may be used as a descriptive system applied to materials that exist in situ as shale, daystone, sandstone, siltstone, etc., but convert to soils after field or laboratory testing, slaking, etc.

X2.2 Materials such as shaly, crushed rock, etc., should be identified as such. However, terms used in this table for describing the particle size distribution characteristics may be used in the description if desired, a classification in accordance with the standard may be assigned to aid in describing the material.

X2.3 If a classification is used, the group symbols and toe group names should be placed in quotation marks with the type of descriptive symbol. See examples.

X2.1 Examples of how soil classification and descriptive system may be used for shale, limestone, sandstone, etc. that are not clayey or silty.

X2.2 Examples of how soil classification and descriptive system may be used for shaly, crushed rock, etc.

X2.3 Examples of how soil classification and descriptive system may be used for shale, limestone, sandstone, etc.



..
,9
jj \2.4.3 Broken Shells-62 ...
1 7 sand and sand-size shell particles ...
1 classified as "Poorly Graded Gravel with Sand (G1)"
X2.4.4 Crushed Rock-Processed Gravel and Coarse ...
1 No. 7: "Poorly Graded Gravel (GP)---89 ... fine. sand"

an\_pulir ... part1 ...
'il/<: pan1ck ...
Cu= 0\_u

X3. PREPARATION AND TESTING FOR CLASSIFICATION

X3.1 This appendix describes the steps in preparing a soil sample for testing for purposes of soil classification using the wet-preparation procedure.

X3.2 Samples prepared in accordance with this procedure should contain as much of their natural water content as possible and every effort should be made during obtaining, opening, and transporting the samples to maintain their natural moisture.

X3.3 The procedures to be followed in this standard assume that the field sample contains fines, sand, gravel, and plus >in. (5-mm) particles and the cumulative particle-size distribution plus the liquid limit and plasticity index values are required (see 9.8). Some of the following steps may be omitted when they are not applicable to the soil being tested.

X3.4 If the soil contains plus No. 200 (75-µm) particles that could degrade during dry sieving, use a test procedure for determining the particle-size characteristics that prevents this degradation.

X3.5 Since this classification system is limited to the portion of a sample passing the 3-in. (75-mm) sieve, the plus >in. (75-mm) material shall be removed prior to the determination of the particle-size characteristics and the liquid limit and plasticity index.

X3.6 The portion of the field sample finer than the 3-in. (75-mm) sieve shall be obtained as follows:

X3.6.1 Separate the field sample into two fractions on a 3-in. (75-mm) sieve, being careful to maintain the natural water content in the minus 3-in. (75-mm) fraction. Any particles adhering to the plus 3-in. (75-mm) particles shall be brushed or wiped off and placed in the fraction passing the 3-in. (75-mm) sieve.

X3.6.2 Determine the air-dry or oven-dry weight of the fraction retained on the 3-in. (75-mm) sieve. Determine the (wet) weight of the fraction passing the 3-in. (75-mm) sieve.

X3.6.3 Thoroughly mix the fraction passing the >in. (75-mm) sieve. Determine the water content, in accordance with Test Method D 2216, of a representative specimen with a minimum dry weight as required in 7.2. Save the water-content specimen for determination of the particle-size analysis in accordance with X3.8.

X3.6.4 Compute the dry weight of the fraction passing the >in. (75-mm) sieve based on the water content and total (wet) weight. Compute the total dry weight of the sample and calculate the percentage of material retained on the >in. (75-mm) sieve.

X3.7 The liquid limit and plasticity index follows:

X3.7.1 The soil will be classified as follows: ...
accordance with the ...

X3.7.1.1 The soil will be classified as follows: ...
with a liquid limit ...

X3.7.1.1.1 The soil will be classified as follows: ...
cohesive soil. It may have advantageous ...

X3.7.2 Process the representative specimen as follows: ...
with Procedure H of Practice 1) 2217.

X3.7.3 For the liquid limit and plasticity index, use Method D 4118, except that the soil shall not be ...
the test.

X3.7.4 Perform the plasticity index test as follows: ...
Method D 4318, except that the soil shall not be ...
the test, and calculate the plasticity index.

X3.8 Determine the particle-size distribution as follows:

X3.8.1 If the soil is classified as follows: ...
(7-1111) ...

X3.8.2 If the cumulative particle-size distribution is as follows: ...
a hydrometer analysis is required. ...

X3.8.3 If the cumulative particle-size distribution is as follows: ...
hydrometer analysis is required. ...

X3.8.4 If the cumulative particle-size distribution is as follows: ...
required, determine the percentage of material ...

X3.8.5 Calculate the percent fines, percent, and percent gravel in the minus 3-in. (75-mm) fraction for classification purposes.

X4. AIR-DRIED METHOD OF PREPARATION OF SOILS FOR TESTING; FOR CLASSIFICATION PURPOSES;

X4.1 This appendix describes the steps in preparing a soil sample for testing for purposes of soil classification when air-drying the soil before testing is specified or desired or when the natural moisture content is near that of an air-dried state.

X4.2 If the soil contains organic matter or mineral colloids that are irreversibly affected by air drying, the wet-preparation method as described in Appendix XJ should be used.

X4.3 Since this classification system is limited to the portion of a sample passing the 3-in. (75-mm) sieve, the plus 3-in. (75-mm) material shall be removed prior to the determination of the particle-size characteristics and the liquid limit and plasticity index.

X4.4 The portion of the field sample finer than the 3-in. (75-mm) sieve shall be obtained as follows:

X4.4.1 Air dry and weigh the field sample.

X4.4.2 Separate the field sample into two fractions on a 3-in. (75-mm) sieve.

X4.4.3 Weigh the two fractions and compute the percentage of the plus 3-in. (75-mm) material in the field sample.

X4.5 Determine the percentage of fines, percent, and percent gravel in the minus 3-in. (75-mm) fraction for classification purposes as follows, except for the cases where the following are required:

X4.5.1 The portion of the field sample passing the 3-in. (75-mm) sieve.

X4.5.2 If the cumulative percentage of fines is determined by hydrometer analysis, it is required to determine the particle-size distribution in accordance with Test Method D 153, with the following exceptions that are required.

X4.5.3 If the cumulative percentage of fines is determined by hydrometer analysis, it is required to determine the particle-size distribution in accordance with Test Method D 153, with the following exceptions that are required.

X4.5.4 If the cumulative percentage of fines is determined by hydrometer analysis, it is required to determine the percentage of fines, percent, and percent gravel in the specimen in accordance with Test Method D 153, with the following exceptions that are required.

X4.5.5 If required, determine the plasticity index of the soil specimen in accordance with Test Method D 153.

X5. ABBREVIATED SOIL CLASSIFICATION SYMBOLS

X5.1 In some cases, because of lack of space, an abbreviated system may be useful to indicate the soil classification symbol and name. Examples of such cases would be graphs, logs, databases, tables, etc.

X5.2 This abbreviated system is not a substitute for the full name and descriptive information but can be used in supplementary presentations when the complete description is not required.

X5.3 The abbreviated system should consist of the soil classification symbol based on this standard with appropriate lower case letter prefixes and suffixes as:

s = symbol, q = classification, M = moisture content, P = plasticity, C = color, R = rock content, S = soil type, T = texture, U = use, V = value, W = weight, X = other.

X5.4 The soil classification symbol is to be used in parentheses. Some examples would be:

Group Symbol and Full Name: (L) Silty clay, (S) Silty sand, (M) Silty clay with sand, (C) Clay with sand, (U) Undersaturated, (V) Very, (W) Wet, (X) Other.

# t1 D 2487

SI \I\IA\ü ()I,' CII:\NCES

In accordance with Committee DIX point 1.1, section 11.1 of the title "Standard Test Method for ...", the last edition (1998) that may impact the use of this standard.

1 Added Practice D 3740 to Section 2.

(2) Add, I ...

ASTM International takes no position respecting the validity of any patent rights mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that their liability for any infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and it may be revised, reapproved or withdrawn. Your comments are invited; if you have suggestions for improvement, they should be addressed to ASTM International Headquarters. Your comments will be considered for inclusion in the standard if they are deemed to be appropriate.

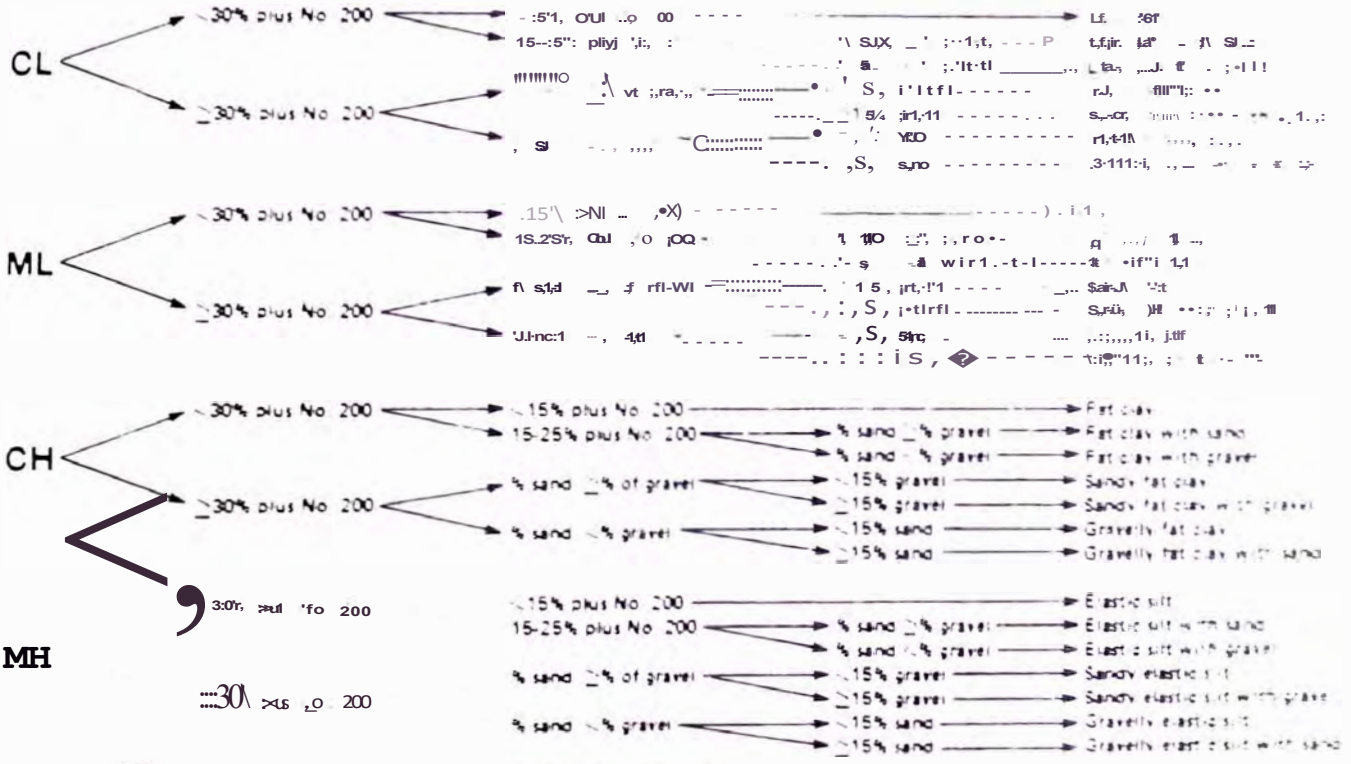
This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19380, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained from ASTM at the address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax) or service@astm.org or through the ASTM website (www.astm.org).





GROUP SYMBOL

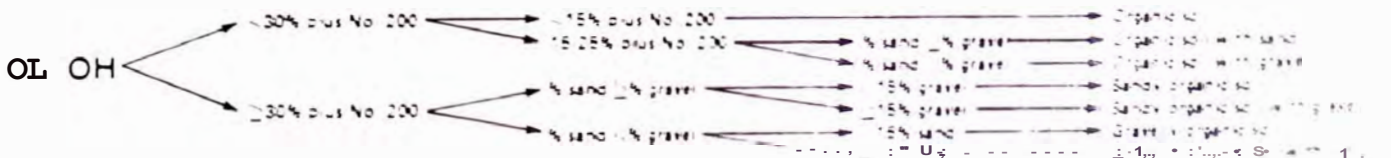
GROUP NAME



NOTE: Percentages are based on determining amounts of fines (No. 200) in soil to the nearest 0.1%.

GROUP SYMBOL

GROUP NAME



NOTE: Percentages are based on determining amounts of fines (No. 200) in soil to the nearest 0.1%.

FIG. 1 b Flow Chart for Identifying Organic Fine-Grained Soils (50% or more fines)

Reagents

1. Filtered Water—Unless noted, all reagents to be used in this test shall be understood to mean distilled water with the exception of the material listed including the following: distilled water.  
 2. Hydrochloric Acid—37% solution (density 1.19) that is 12.1N. One part (100 mL) of this acid to three parts water. This is optional for use with this procedure. See Note 1.

Safety Precautions

When preparing the dilute HCl solution, the acid should be added to the water. The correct procedure is to add acid to water, not water to acid. Handle with caution and store safely in a suitable container with a label. Do not mix with water.  
 Caution—Do not use acid in the test.

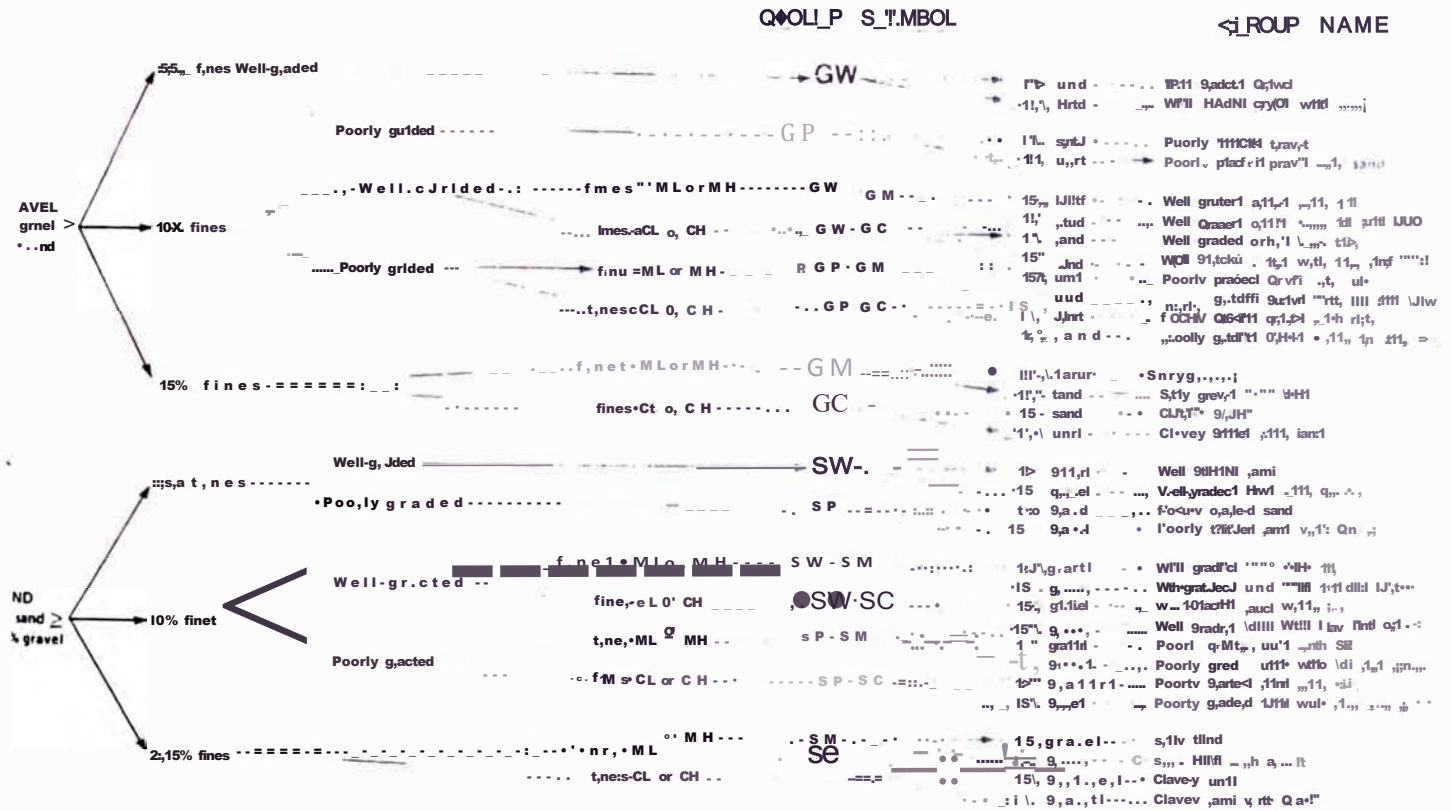
9. Sampling

9.1 The sample shall be taken from the soil in the field or in the laboratory. The sample shall be representative of the soil to be tested.

9.2 The sample shall be taken from the soil in the field or in the laboratory. The sample shall be representative of the soil to be tested.

9.3 The sample shall be taken from the soil in the field or in the laboratory. The sample shall be representative of the soil to be tested.

9.4 The sample shall be taken from the soil in the field or in the laboratory. The sample shall be representative of the soil to be tested.



Note: Percentages are based on estimating amounts of silt and clay relative to the coarse fraction.

FIG. 2 Flow Chart for Identifying Coarse-Grained Soils (less than 50% fines)

9.3 For accurate description and identification, the minimum amount of the specimen to be examined shall be in accordance with the following schedule:

Maximum Particle Size, Sieve Opening	Minimum Specimen Size, Dry Weight
4.75 mm (No. 4)	100 g (0.25 lb)
9.5 mm (3/8 in.)	200 g (0.5 lb)
19.0 mm (3/4 in.)	1.0 kg (2.2 lb)
38.1 mm (1 1/2 in.)	8.0 kg (18 lb)
75.0 mm (3 in.)	60.0 kg (132 lb)

Note: If 8 or more random isolated panicles are encountered that are significantly larger than the particles in the soil matrix, the soil matrix can be accurately described and identified in accordance with the procedure.

9.4 If the field sample or specimen being examined is smaller than the minimum recommended amount, the report shall include an appropriate remark.

### 10 Descriptive Information for Soils

10.1 **Angularity**-Describe the angularity of the sand (coarse sizes only), gravel, cobbles, and boulders, as angular, subangular, subrounded, or rounded in accordance with the criteria in Table 1 and Fig. 3. A range of angularity may be stated, such as: subrounded to rounded.

10.2 **Shape**-Describe the shape of the gravel, cobbles, and boulders as flat, elongated, or flat and elongated if they meet the criteria in Table 2 and Fig. 4. Otherwise, do not mention the shape. Indicate the fraction of the particles that have the shape, such as: one-third of the gravel particles are flat.

TABLE 1 Criteria for Describing Angularity of Coarse-Grained Particles (see Fig. 3)

Description	Criteria
Angular	Particles have flat surfaces; flat surfaces are not rounded; flat surfaces are not rounded; flat surfaces are not rounded.
Subangular	Particles are similar to angular, but the sharp corners are rounded.
Subrounded	Particles have nearly flat surfaces, but the flat surfaces are not rounded.
Rounded	Particles have smooth surfaces; flat surfaces are rounded.

10.3 **Color**-Describe the color of the soil (coarse sizes only) in accordance with the criteria in Table 3. The color of the soil (coarse sizes only) shall be described in accordance with the criteria in Table 3. The color of the soil (coarse sizes only) shall be described in accordance with the criteria in Table 3.

10.4 **Odor**-Describe the odor of the soil (coarse sizes only) in accordance with the criteria in Table 4. The odor of the soil (coarse sizes only) shall be described in accordance with the criteria in Table 4.

10.5 **Moisture**-Describe the moisture of the soil (coarse sizes only) in accordance with the criteria in Table 5. The moisture of the soil (coarse sizes only) shall be described in accordance with the criteria in Table 5.

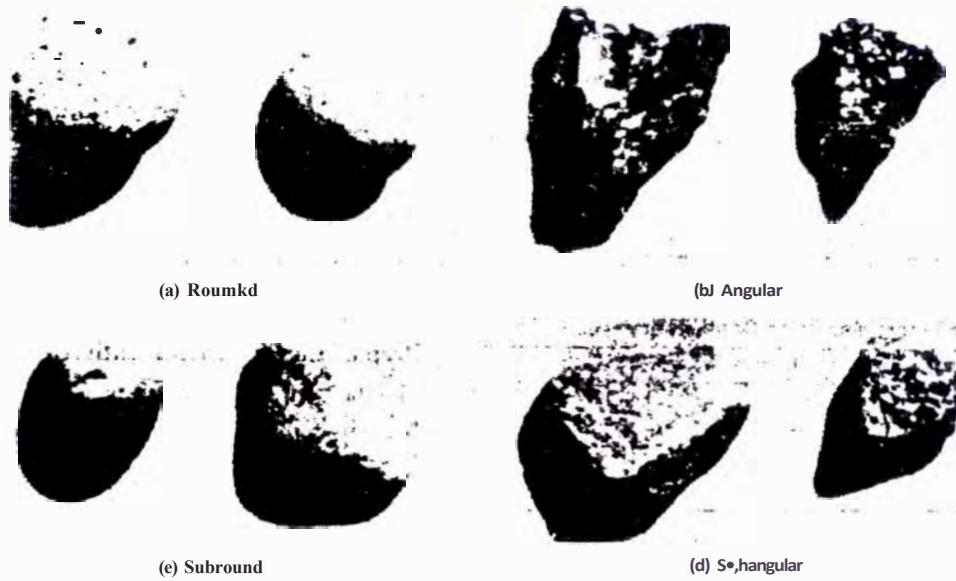


FIG. 3 Typical Angularity of Bulky Grains

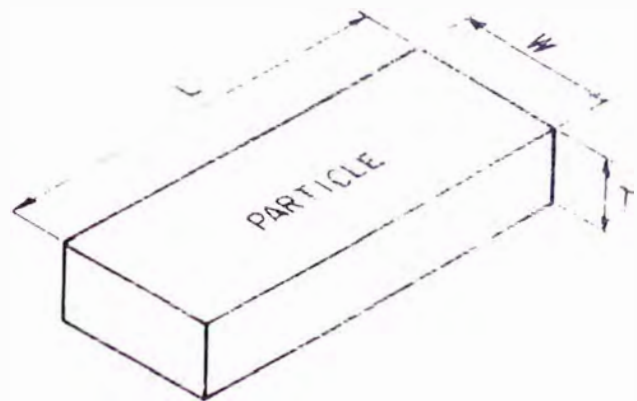
TABLE 2 Criteria for Describing Particle Shape (see Fig. 4)

The particle shape shall be described as follows where length, width, and thickness refer to the greatest, intermediate, and least dimensions of a particle, respectively.

Flat	Particles with width/thickness > 3
Elongated	Particles with length/width > 3
Flat and elongated	Particles meet criteria for both flat and elongated

### PARTICLE SHAPE

W = WIDTH  
T = THICKNESS  
L = LENGTH



FLAT:  $W/T > 3$   
 ELONGATED:  $L/W > 3$   
 FLAT AND ELONGATED:  
 - meets both criteria

FIG. 4 Criteria for Particle Shape

1. Since calcium carbonate is a common cementing agent, a report of its presence on the basis of the reaction with dilute hydrochloric acid is important.

10.7 Consistency--For intact fine-grained soil, describe the consistency as very soft, soft, firm, hard, or very hard, in accordance with the criteria in Table 5. This observation is inappropriate for soils with significant amounts of gravel.

10.8 Cementation--Describe the cementation of fine-grained coarse-grained soils as weak, moderate, or strong, in accordance with the criteria in Table 6.

10.9 Structure--Describe the structure of intact soil in accordance with the criteria in Table 7.

10.10 Range of Particle Sizes--For gravels and cements, describe the range of particle sizes with the component as defined in 3.1.2 and 3.1.4. For silts, clays, and organic fines, describe the range from fine sand to coarse gravel, or from fine sand to coarse silt.

10.11 Particle Size Distribution--Describe the particle size distribution in the sample in accordance with the following information:

10.11.1 Size of Maximum Particle--If the maximum particle size is a size, describe as line, medium, or coarse as defined in 3.1.4. Example: maximum particle size, 1/2 inch.

10.11.2 Gradation--If the maximum particle size is a gravel size, describe the maximum particle size, the maximum percentage passing that size, and the maximum percentage passing the next smaller size.



TABLE 3 Criteria for Describing Moisture Condition

Description	Criteria
Dry	Absence of moisture. Usually very hard.
Moist	Damp but no visible water.
Wet	Visible free water. usually soil below water table.

TABLE 4 Criteria for Describing the Reaction With HCl

Description	Criteria
None	No visible reaction.
Weak	Some reaction with bubbles forming slowly.
Strong	Violent reaction with bubbles forming rapidly.

TABLE 5 Criteria for Describing Consistency

Description	Criteria
Very soft	Thumb will penetrate soil more than 1 in. (25 mm)
Soft	Thumb will penetrate soil about 1/2 in. (12.5 mm)
Firm	Thumb will indent soil about 1/8 in. (3 mm)
Hard	Thumb will not indent soil but readily deforms with hammer
Very hard	Thumbnail will not indent soil

TABLE 6 Criteria for Describing Cementation

Description	Criteria
Weak	Crumbles or breaks with handling or light finger pressure
Moderate	Crumbles or breaks with considerable finger pressure
Strong	Will not crumble or break with finger pressure

TABLE 7 Criteria for Describing Structure

Description	Criteria
Stratified	Alternating layers of varying material or color with layers at least 6 mm thick; note thickness
Laminated	Alternating layers of varying material or color with the layers less than 6 mm thick; note thickness
Fissured	Breaks along definite planes of fracture with little resistance to fracturing
Slickensided	Fracture planes appear polished or glossy, sometimes striated
Blocky	Cohesive soil that can be broken down into small angular lumps which resist further breakdown
Lensed	Inclusion of small pockets of different soils such as small lenses of sand scattered through a mass of clay; note thickness
Homogeneous	Same color and appearance throughout

mm particle size, 1/2 in. (will pass a 1/16-in. square opening but not a 3/4-in. square opening).

10.11.3 *Cobble or Boulder* Size: If the maximum particle size is a cobble or boulder size, describe the maximum dimension of the largest particle. For example: maximum dimension, 18 in. (450 mm).

10.12 *Hardness-Describe* the hardness of particles. Larger particles as hard, or state what happens when smaller particles are hit by a hammer. For example, gravel-sized particles fracture with considerable hammer blow. Some gravel-sized particles crumble with hammer blow. "Hard" means particles do not crack, fracture, or crumble under a hammer blow.

10.13 Additional comments shall be noted, such as, the presence of roots or root holes, difficulty in drilling or augering a hole, caving of trench or hole, or the presence of mica.

10.14 *Additional Comments* Describe any other features or characteristics of the soil that are not covered by the other sections of this manual.

11. Identification of Soil

11.1 *Soil Classification* The soil classification is based on the soil texture, plasticity, and color. The soil classification is based on the soil texture, plasticity, and color. The soil classification is based on the soil texture, plasticity, and color.

12. Preparation of Soil for Testing

12.1 *Soil Sampling* The soil should be sampled in a clean, dry container. The soil should be sampled in a clean, dry container. The soil should be sampled in a clean, dry container.

12.2 *Soil Storage* The soil should be stored in a clean, dry container. The soil should be stored in a clean, dry container. The soil should be stored in a clean, dry container.

12.3 *Soil Preparation* The soil should be prepared by passing it through a sieve. The soil should be prepared by passing it through a sieve. The soil should be prepared by passing it through a sieve.

12.4 *Soil Conditioning* The soil should be conditioned by allowing it to equilibrate with the laboratory atmosphere. The soil should be conditioned by allowing it to equilibrate with the laboratory atmosphere.

12.5 *Soil Testing* The soil should be tested according to the procedures in this manual. The soil should be tested according to the procedures in this manual. The soil should be tested according to the procedures in this manual.

12.6 *Soil Reporting* The soil test results should be reported in a clear and concise manner. The soil test results should be reported in a clear and concise manner. The soil test results should be reported in a clear and concise manner.

12.7 *Soil Interpretation* The soil test results should be interpreted in the context of the project. The soil test results should be interpreted in the context of the project. The soil test results should be interpreted in the context of the project.

D. 1-rclimiuar, ldt-ntification

11.1 *Soil Classification* The soil classification is based on the soil texture, plasticity, and color. The soil classification is based on the soil texture, plasticity, and color. The soil classification is based on the soil texture, plasticity, and color.

11.2 *Soil Identification* The soil identification is based on the soil texture, plasticity, and color. The soil identification is based on the soil texture, plasticity, and color. The soil identification is based on the soil texture, plasticity, and color.

1-t. Procedure for Identifying Fine-grained Soil,

14.1 Select a representative sample of soil for examination. Remove particles larger than 75 micrometers (No. 200 sieve) by passing the sample through a No. 200 sieve. Examine the soil for color, texture, and other characteristics.

14.2 Dry Strength:

14.2.1 From the specimen, select enough material to mold into a ball about 1 in. (25 mm) in diameter. Mold the material until it has the consistency of putty, adding water if necessary.

14.2.2 From the molded material, make at least three test specimens. A test specimen shall be a ball of material about 1 1/2 in. (12 mm) in diameter. Allow the test specimens to dry in air, in sun, or by artificial means, as long as the temperature does not exceed 60°C.

14.2.3 If the test specimen contains natural dry lumps, those that are about 1/2 in. (12 mm) in diameter may be used in place of the molded balls.

Note 11-The process of molding and drying usually produces higher strengths than are found in natural dry lumps of soil.

14.2.4 Test the strength of the dry balls or lumps by pushing between the fingers. Note the strength as none, low, medium, high, or very high in accordance with the criteria in Table 8. If natural dry lumps are used, do not use the results of any of the lumps that are found to contain particles of coarse sand.

14.2.5 The presence of high-strength water-soluble cementing materials, such as calcium carbonate, may cause exceptionally high dry strengths. The presence of calcium carbonate may usually be detected from the intensity of the reaction with dilute hydrochloric acid (see 10.6)

14.3 Dilatancy:

14.3.1 From the specimen, select enough material to mold into a ball about 1 1/2 in. (12 mm) in diameter. Mold the material, adding water if necessary, until it has a soft, but not sticky, consistency.

14.3.2 Smooth the soil ball in the palm of one hand with the blade of a knife or small spatula. Shake horizontally, striking the side of the hand vigorously against the other hand several times. Note the reaction of water appearing on the surface of the soil. Squeeze the sample by closing the hand or pinching the soil between the fingers, and note the reaction as none, slow, or rapid in accordance with the criteria in Table 9. The reaction is the speed with which water appears while shaking, and disappears while squeezing.

14.4 Toughness:

14.4.1 Following the completion of the dilatancy test, the test specimen is shaped into an elongated pat and rolled by hand on a smooth surface or between the palms into a thread about 1/4 in. (3 mm) in diameter. (If the sample is too wet to mold, it should be spread into a thin layer and allowed to dry:

TABLE 8 Criteria for Describing Dry Strength

Description	Criteria
None	The dry specimen crumbles into powder with mere pressure of handling
Low	The dry specimen crumbles into powder with some finger pressure
Medium	The dry specimen breaks into pieces or crumbles with considerable finger pressure
High	The dry specimen cannot be broken with finger pressure. Specimen will break into pieces between thumb and a hard surface
Very High	The dry specimen cannot be broken between the thumb and a hard surface

TABLE 9 Criteria for Describing Dilatancy

Description	Criteria
Name	to describe change in the specimen
Slow	Water appears slowly or hardly. Soil remains moist, shakng and does not disappear or disappears slowly upon squeezing
Rapid	Water appears quickly on the surface of the specimen during shaking and disappears quickly upon squeezing

... water by evaporation. Mold the sample thread, and roll it repeatedly until the thread crumbles at a diameter of 1/4 in. The thread will crumble at a diameter of 1/4 in when the soil is near the plastic limit. Note the pressure required to roll the thread near the plastic limit. Also, note the strength of the thread. The thread crumbles, the pieces should be pulled together and kneaded until the lump collapses. The toughness of the material is judged by the amount of kneading.

14.4.1 Describe the toughness of the thread and lump as low, medium, or high in accordance with the criteria in Table 10.

14.5 Plasticity-On the basis of observations made during the roughness test, describe the plasticity of the material in accordance with the criteria given in Table 11.

14.6 Determine whether the soil is an illite/smectite or kaolinite line-grained soil (see 14.8). If inorganic, follow the steps given in 14.7

14.7 Identification of Inorganic Fines (Fines Soil):

14.7.1 Identify the soil as a clay, silt, or silty clay. The soil has medium to high dry strength, no or slow dilatancy, and medium toughness and plasticity (see Table 12).

14.7.2 Identify the soil as a fill, loam, or silty loam. If the soil has to V, Y high dry strength, it is diluvial. It is high plasticity (see Table 12).

14.7.3 Identify the soil as a silt, silty silt, or silty clay. If the soil has low to medium dry strength, it is diluvial. It is low plasticity (see Table 12).

14.7.4 Identify the soil as a clay, silty clay, or silty clay with sand. If the soil has medium to high dry strength, it is diluvial. It is high plasticity (see Table 12).

14.7.5 Identify the soil as a clay, silty clay, or silty clay with sand. If the soil has medium to high dry strength, it is diluvial. It is high plasticity (see Table 12).

14.8 Determine whether the soil is an illite/smectite or kaolinite line-grained soil (see 14.8). If inorganic, follow the steps given in 14.7

TABLE 10 Criteria for Describing Toughness

Description	Criteria
None	Soil is very brittle and breaks into small pieces with slight pressure
Low	Soil is brittle and breaks into small pieces with light pressure
Medium	Soil is brittle and breaks into small pieces with moderate pressure
High	Soil is brittle and breaks into small pieces with heavy pressure
Very High	Soil is brittle and breaks into small pieces with very heavy pressure





X2. USING THE IDENTIFICATION PRACTICES... (1), (10); I. SHELLS. S (...), nn Silt:cl IW1, (...); f) TU; 1.11ü

X2.1 The identification procedure... descriptive system applied to shale, claystone, sandstone, siltstone, etc., and to soils after field or laboratory testing, including, and the like)

X2.2 Materials such as shells, crushed rock, and like, should be identified as silt, clay, or other plasticity characteristics may be used in the classification of the material. If desired, an identification using a general symbol according to this practice may help assist in describing the material.

X2.3 Toe group symbols and group names should be placed in quotation marks or underlined to distinguish symbol. See examples.

X2.4 Examples of how group names and symbols are incorporated into a descriptive system for material, label the soil

Handwritten notes and examples of soil classification symbols, including terms like 'silt', 'clay', and 'plasticity'.

X3. SUGGESTED BORDERLINE SYMBOLS FOR SOILS WITH TWO PERCENTAGE

X3.1 Since this practice is based on estimated, of particle size distribution and plasticity characteristic, it may be difficult to clearly identify the soil as belonging to one category. To indicate that the soil may fall into one of two possible basic groups, a borderline symbol may be used with the two symbols separated by a slash. For example: SC/CL or CIJCH.

X3.1.1 A borderline symbol may be used when the percentage of fines is estimated to be between 45 and 55 and the symbol should be for a coarse-grained soil with fines, and the other for a fine-grained soil. For example: GM/ML or CL/SC.

X3.1.2 A borderline symbol may be used when the percentage of sand and the percentage of gravel are estimated to be about the same. For example: GP/SP, SC/GC, GM/SM. It is practically impossible to have a soil that would have a borderline symbol of GW/SW.

X3.1.3 A borderline symbol may be used when the soil could be either well graded or poorly graded. For example: GW/GP, SW/SP.

X3.1.4 A borderline symbol may be used when the soil could either be a silt or a clay. For example: CL/ML, LW/LL, SC/SM.

X3.1. A borderline symbol may be used when the soil could be either well graded or poorly graded. For example: GW/GP, SW/SP.

X3.1.2 A borderline symbol may be used when the percentage of sand and the percentage of gravel are estimated to be about the same. For example: GP/SP, SC/GC, GM/SM.

X3.1.3 A borderline symbol may be used when the soil could be either well graded or poorly graded. For example: GW/GP, SW/SP.

X3.1.4 A borderline symbol may be used when the soil could either be a silt or a clay. For example: CL/ML, LW/LL, SC/SM.

X3.1.4 The soil could be either a silt or a clay. For example: CL/ML, LW/LL, SC/SM.





# Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions

This standard is used under the exact conditions of the test method described in this standard. It is not intended for use in any other situation. The use of this standard is subject to the usual conditions of sale and use of ASTM standards.

## 1 Scope\*

1.1 This test method covers the determination of the consolidated drained shear strength of a soil material in direct shear. The test is performed by deforming a specimen at a controlled strain rate on or near a single shear plane determined by the configuration of the apparatus. Generally, three or more specimens are tested, each under a different normal load to determine the effects upon shear resistance and displacement and strength properties such as Mohr strength envelopes.

1.2 Shear stresses and displacements are nonuniformly distributed within the specimen. An appropriate height cannot be defined for calculation of shear strains. Therefore, stress-strain relationships or any associated quantity such as modulus cannot be determined from this test.

1.3 The determination of strength envelopes and the development of criteria to interpret and evaluate test results are left to the engineer or office requesting the test.

1.4 The results of the test may be affected by the presence of soil or rock particles, or both. (see Section 7).

1.5 Test conditions including normal stress and moisture environment are selected which represent the field conditions being investigated. The rate of shearing should be slow enough to ensure drained conditions.

1.6 There may be instances when the gap between the plates should be increased to accommodate sand sizes greater than the specified gap. Presently there is insufficient information available for specifying gap dimension based on particle size distribution.

1.7 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard. Within this test method the SI units are shown in brackets. The values stated in each system are not exact equivalents; therefore, each system must be used independently of each other.

1.8 All observed and calculated values shall conform to the guidelines for significant digits and rounding established in Practice D 6026.

1.8.1 The method used to specify the calculated or reconstructed standard deviation can be applied in the use of the bulk HPW once applied, the standard deviation will be the standard deviation, beyond that, see.

1.8.2 The method used to specify the calculated or reconstructed standard deviation can be applied in the use of the bulk HPW once applied, the standard deviation will be the standard deviation, beyond that, see.

## 2 Referenced Documents

- 2.1 ASTM Standards
  - D 422 Method for Particle-Size Analysis of Soils
  - D 553 Terminology Relating to Soil Classification, Fluids
  - D 698 Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12.400 lb-ft)
  - D 1577 Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (20,000 lb-ft)
  - D 1587 Practice for Thin-Section Geotechnical Logging of Soils
  - D 2216 Test Method for Liquid Limit, Plasticity Index, and Shrinkage (Moisture Content) of Soil and Slurries
  - D 2414 Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils
  - D 2487 Test Method for Ussitic Acid Content of Soil Purposes
  - D 2488 Test Method for Description and Identification of Soil (Visual-Manual Procedure)
  - D 2748 Practice for Minimum Requirements for Soil Engaged in the Test and/or Inspection of Soil
  - D 4220 Practices for Identification and Classification of Soil Samples
  - D 4318 Test Method for Liquid Limit, Plasticity Index, and Shrinkage of Soil

\*This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D1 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D1.10 on Shear Properties of Soils.

Current edition approved Nov. 1, 2004. Published December 2004. Originally approved in 1971. Last previous edition approved in 2003 as D 3080 - 03.

This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Bar Harbor Drive, PO Box C100, West Conshohocken, PA 19380-2959. For more information contact ASTM Customer Service at 610-855-7100. This standard is part of the ASTM Standards, Volume 11.1.

For a complete list of changes to this standard, see the Summary of Changes section at the end of this standard.

D 4'53 Specifications for Evaluatmg. Selecting, ami Specifmg Balances and Scales for Use in Soil Rock and Construction Materials Testing

D 6026 Practice for Using Sig;iticant Digits in Geotechnical Data

**3. Terminology**

3.1 *Definitions-For* definitions nf tenms used in this test method, refer to Tenninology l) 6.:il.

3.2 *Description uf* Tenms *Specijic tu T/1s Standur<Ā*

3.2.1 *Relative Lateral Displacnrrnt*-The horizontal Displacement of the top and hottom shear box halves.

3.2.2 *Failure*-The stress condition at failure for a test specimen. Failure is often taken to correspond 10 thc maximum shear stress attained, or the shear strcs at 15 to 20 percent relative lateral displacement. Depending on soil behavior and field application. other suitable criteria may be Jetined.

**4. Summary of Test Method**

4.1 This test method consists uf plTcing the tct specimen in the direct shear device, applying a prcdctcrmincd normal stress, providing for wetting or draining of the test spccirncn. or both. consolidating the specimen under the normal stres. unlocking the frames that hold thc test specimen, and displacing one frame horizontally with respect to the other at a constant rate of shcarng deformation ar.d measuring the shearing force and horizontal displacements as thc specimen is sheared (Fig. 1).

**5. Significance and Use**

5.1 The direct shear test is suited to the relatively rapid detennination of consolidated drained strength propcrties because the drainage paths through the test specimen are short. thereby allowing excess pore prcssure to be dissipated mure rapidly than with other drained stress tests. The test can be made on ali soil materials and undisturbed. remolded or compacted materials. There is however. a limitation un maximum particle size (see 7.2).

5.2 The test results are applicable to asscssng strength in a field situation where complete consolidation has occurred under the existing normal stresses. Failure is reached slowly under drained conditions so that excess pore rrcssurcs are dissipated. The results from several tests may he uscd to express thc relationship between consolidation stress ami drained shear strength.

5.3 During the direct shear test. therc is rotation uf prill<1pal stresses, which may ur may not mude! field .011d1tu1s Ylover. failure ay not lccur un thc weak plane ,in...e failure is forced to occur on or ncar a hnrrznntal pbne at the middle of thc specimen. The tixc<l location of the p111e 111thc

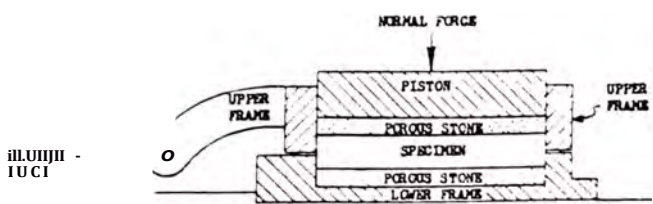


FIG. 1 Test Specimens in (a) Single and (b) Double Shear

tet cm be an advan1:lg; in dctcrmining thé hc:lr ri:;;tanL"e along reu,gfl1:1hk we1k planes within the sod 111atnal ,tnd fir testing interfaci:s betwccn Jissil11ilar matrcials.

5.1 Shcar strcsses ami Displace111e11t" ,lié nonuniformh (li;-trihutcd within thé srl:cirnen. and an appropriate ltei hl ;, not d:1111ed for cakulating shear str:in., or ,uw a ,ociated cn!:incer-111g quantity\_ ll1e "hm, r1te of displan-11H:11t prov,,Ícs fir dtSSipattUU or eX<.:l", pore mc:ssurcs. hut Í, also parnt< [D]bSill. flow ol "ott c;hes1vc \Oils. C.m. should le 1,1km li cr\et1:; 11f1 tite lestng condiiions reprc,ent thc:c ,onditio11, h,;ng in\,v-tigatcd.

5.5 The range in normal strcs,c., rilt: ol \hearn1t. ami general test co11d1tio;1s ,huu k be selected to appl oxim;ll' the ,pecitic soil conditions bcng investiated.

N6f I-No1wilh,1am,hng the ,alenc111 t1 pre1't>11 11d b,; ,011 1a111d 111his tandanl. The prcclst11 or this test meth,t 1, d;indc:111 11 thc compclce of thc pasol11d perform1111 th, 1c1 111d1p ,111,1h1v ul the cpl11pment 111d 1k1111cs 11\cl. -\ge1-c1:, whj;h m,;?1 lh( cnt<n, ,j-1'rj,11cc D 17-10 ae gn,rally cP11s1dred ,;p,1bk 1 compclcn1 wd ub;ccl1ve tesung t1ers nf this test mchod ,re ad111>11-d111 umr>1111:, with 1'ractlc< D 17-10 do,s not in welf asur; rcliahk tC\llll. l<cl11,k 1est11g dcpcnds un ;;vcral factors; 1'ract1C' 1) n 10 prm,ks a 11; 111,;i cvalual1ng solle ul ;;:se factors.

**6. Apparatus**

6.1 Sh:iar *DeFice*-A devicc to hold the pec111cn ,c' °mch< between two porous insen m such a way thal torque, \ Ht applied 10 the specimen. The sheu; d,;v; ,hall prm 1c1 1 mean., of ,pply11g a normal stress to tht faces ,r the reu111c11. for measuring change in th1cknes\ 11f th1 pec111<11. for permitting dramagc of water through the poro11s 11;s;ns at 1hc top and hnttom boundaries of the srl-1m.cn. a11d lm ,uhm,1. ing the specimen in water. The dt\1.e sh,tl he cap,11ik <1 applying a shcar !orce to tht P"111<11 1111at,r. rti, ;i-1, ;; shall he ...apabk ,t ,pply11g 1 hc:lr l,;rce to th< ,;v; 1111c11 ah>ll! a predeter1111ned ,hL:lr pi,111:, ;111gt ,hc:11, p;ir,i,ki ;, 11c fo...cs llf thc pcc111e11. The k11111; dttt 111ld th, ,plau11c11 e,hdf ht s1;t1c11tly rigid to pre\ént thc1: ,blPr11,11 du1m -1;1;11: The van0t1s pan\,,- th: s'lear dc1-1... ,h:ll 11, 1111; ,r 111:11m1d 110 "uh,c:t to ePTTIO\Q11 b) mOC,m: :> ,t,h,t:11 ;> 1111 t;: sm1. fr> exa111plc ,tainiL's, ,te>i. 1111/c ,; 11111111111111 -te. Dis,1m1L1r 111e1:1h whi..h 111,1y ,;111,; ,;d.. 11; 1, r;:r: -1: 11111 permittedd.

<2 Slu-ur /o\ , "1cu j,;,\ ,;111;1 1k<d, ,; q111 e111; nf ,;1111e's ,1..c1. bnH1/c ,;r 11111111111111; e 11; 1e-1, ,; Jra111agt; through thc top 111d l,;tr,111. 11; h,; 1' ,; ,; VL'r1cali!' hy 1 hort/Pl1t:tl p111; 111111' 11,1e, . ; 1 1111-kncs \\\ht-h :rc 111<d 11>><1;hc; ,; 11, 11'111111;1H ,;h,;ar b<11 ;, .1b,, 1111,1 11:lit " q' .. 1,\ ,; \/11,; space ,;ap1 het\et.11 the 1p ;111 hP1111111 11,d...; ,1 :-: t. bl\.

b.3 l'ons /1s1ms Pl1ro,1" 11111t 111111 n 11 d1,;1 k11: age from the ,nil ,pL-cimL'n 1h11g th1: tup :1nd h,htom ;;u;0-1-:mes. The\ 111 Ünc11011 > tran,kr horizontal ,hL:lr 1111,1, from the r1he:11 in thc top 1;1J 1;11nm 11;1unJan, H thc ,;ccimcn. Porous 11ht:rh ,h:di ,nn,1"1 11' ,t11u-nc ,;rh1d: :iluminum ,;1JL' "r mé:l \ h1-h ,; ,;1; ,;h1L'c1 ;, ,;t,1,1,1,n ,; soil substances or soil moisture. The proper grade of insert depends on the soil being tested. The permeability of the insert





7.5.2 *Compacted Specimens*-Specimens shall be prepared using the compaction method, water content, and unit weight prescribed by the individual assigning the test. Assemble and secure the shear box. Place a moist porous insert in the middle of the shear box. Specimens may be molded by either kneading or tamping each layer until the accumulative mass of the soil placed in the shear box is compacted to a known volume, or by adjusting the number of layers, the number of tamps per layer, and the force per tamp. The top of each layer shall be scarified prior to the addition of material for the next layer. The compacted layer boundaries shall be positioned such that they are not coincident with the shear plane defined by the shear box halves, unless this is the stated purpose for a particular test. The tamper used to compact the material shall have an area in contact with the soil equal to or less than 1/10 the area of the mold. Determine the mass of wet soil required for a single compacted lift and place it in the shear box. Compact the soil until the desired unit weight is obtained. Continue placing and compacting soil until the entire specimen is compacted.

**NOTE 6**--The required thickness of the compacted lift may be determined by directly measuring the thickness of the lift, or from the marks on the tamping rod which correspond to the thickness of the lift being placed.

7.6 Material required for the specimen shall be batched by thoroughly mixing soil with sufficient water to produce the desired water content. Allow the specimen to stand prior to compaction in accordance with the following guide:

Classification D 2487	Minimum Standing Time, h
SW, SP	No Requirement
M	3
SE, ML, CL	18
MH, CH	36

7.7 Compacted specimens may also be prepared by compacting soil using the procedures and equipment used to determine moisture-density relationships of soils (Test Methods O 698 or D 1557), and trimming the direct shear test specimen from the larger test specimen as though it were an undisturbed specimen.

**8 Calibration**

8.1 Toe calibration is to determine the deformation of the apparatus when subject to the consolidation load, so that for each nominal consolidation load the apparatus deflection may be subtracted from the observed deformations. Therefore, only deformation due to sample consolidation will be reported for compacted tests. Calibration for the equipment load-deformation characteristics need to be performed on the apparatus when first placed in service, or when apparatus parts are changed.

8.2 Assemble the direct-shear device with a vertical dial indicator or plate of a thickness approximately equal to the desired test specimen and a diameter or width at least 1 mm (0.1 in.) but no more than 5 mm (0.20 in.) smaller than the diameter or width of the shear box.

8.3 Position the normal displacement indicator. Adjust the indicator such that it can be used to measure either consolidation or compression from the dial indicator disk or plate reading. Record the zero or "no load" reading.

8.4 Apply increments of normal force up to the equipment limitations, and record the normal displacement indicator reading and normal force. Remove the applied normal force in reverse sequence of the applied force, and record the normal displacement indicator readings and normal force. Average the values and plot the load deformation of the apparatus as a function of normal load. Retain the results for future reference in determining the thickness of the rest specimen and compression limit of the test apparatus, if any.

X5 Remove the calibration disk or plate.

Note 7- Other methods of providing accuracy for calibration are acceptable.

**9. Procedures**

9.1 Assemble the shear box.

Note X-A light coating of grease applied to the inside of the shear box may be used to reduce friction between the specimen and shear box during consolidation. However, the upper ring in some shear devices requires firm contact with the ring after the shear plates have been gapped. A light coating of grease applied between the halves of the shear box may be used to reduce friction between the halves of the shear box, eliminating the use of TFE-fluoropolymer coating which may also be used on these surfaces; instead, use grease to reduce friction.

9.1.1 *Undisturbed Specimen*--Place moist porous inserts in the shear box over the exposed ends of the specimen in the shear box; place the shear box containing the undisturbed specimen and porous inserts into the shear box bowl and attach the shear box.

Note 9--The decision to dampen the porous inserts by the shear box before applying the normal force depends on the problem under study. For undisturbed samples obtained below the water table, the porous inserts are usually dampened. For swelling soils, the porous inserts are usually not dampened. For wetting, anti shearn mud, etc., the porous inserts are not dampened. Determine the compacted mass of the specimen from either the mass of the shear box and compacted specimen or the mass of the shear box and compacted specimen.

Note 10--The dial indicator, the top half of the shear box, and the normal force rod which fits into the top of the shear box. The bottom half of the shear box, the dial indicator, the shear box halves, and the porous inserts. For some apparatus, the dial indicator is held in place by an indicator plate.

4.1.2 Compacted Specimen--Place the specimen in the shear box bowl and attach the shear box.

9.2 Connect and adjust the dial indicator. The dial indicator should be zeroed before use.

9.2.1 Properly position the dial indicator. The dial indicator should be zeroed before use. The dial indicator should be zeroed before use.

9.2.2 Place a moist porous insert in the shear box over the exposed ends of the specimen in the shear box.

9.2.3 Place the normal force load in the shear box. The normal force load should be applied horizontally for direct shear loading. The normal force load should be applied horizontally for direct shear loading.

9.2.4 After the normal force load is applied, the dial indicator should be zeroed before use.



9.16.1 Nominal shear stress versus relative lateral displacement.

**10. Calculation**

10.1 Calculate the following:

10.1.1 Nominal shear stress, acting on the specimen is,

$$\tau = \frac{F}{A}$$

where:

$\tau$  = nominal shear stress (lbf/in.², kPa).

$F$  = shear force (lbf, N).

$A$  = initial area of the specimen (in.², mm²).

10.1.2 Normal stress acting on the specimen is

$$n = \frac{N}{A}$$

where:

$n$  = normal stress (lbf/in.², kPa).

$N$  = normal vertical force acting on the specimen (lbf, N).

NOTE 19-Factors which contribute to errors in measuring the actual specimen surface area over which the shear and normal stresses are measured can be applied to the calculated value of shear or normal stress, or both. If a correction is made, the factors and corrections for the correction shall be explained with the test results.

10.1.3 Displacement Rate-Calculate the actual displacement rate by dividing the relative lateral displacement by the elapsed time, or replot the rate used for the test.

$$d_r = d_h / t_e$$

where:

$d_r$  = displacement rate (in./min, mm/min).

$d_h$  = relative lateral displacement (in., mm).

$t_e$  = elapsed time of test (min).

10.1.4 Percent Relative Lateral Displacement--Calculate the percent relative lateral displacement for each shear force reading.

$$d_p = d_r / d_n$$

where:

$d_p$  = percent relative lateral displacement (%)

$d_n$  = incremental displacement (in., mm)

10.1.5 Compute the initial void ratio, dry unit weight and degree of saturation based on the specific gravity, water content, mass and volume of the total specimen.

volume is determined by measuring the height and length or diameter and the measured thickness of the specimen.

**11. Report: Test Data Sheet(s)/Form(s)**

11.1 The methodology used to specify how the test is recorded on the data sheet(s)/form(s) is given below in the following IS.

11.2 Record as a minimum the following information (test data):

11.2.1 Sample identification, project and location.

11.2.2 Description of type of shear device used.

11.2.3 Description of appearance of the specimen (use ASTM Practice D 2958 (Test Method D 2487) or other appropriate alternative). All test limits (see Method D 422) shall be recorded (Method D 422) if obtained (see 7.1).

11.2.4 Description of soil structure that is, whether the specimen is undisturbed, remolded, compacted, or otherwise prepared.

11.2.5 Initial and final wire content.

11.2.6 Dry mass and initial and final volume.

11.2.7 Initial and final dry unit weight.

11.2.8 Initial thickness and diameter width for all test boxes.

11.2.9 Nominal stress rate of deformation, height diameter, and corresponding nominal shear stress, value, and specimen thickness changes.

11.2.10 Plot of log of shear stress versus log of lateral displacement of those load increments, where  $\sigma_v$  is the vertical stress.

11.2.11 Plot of normal stress versus lateral displacement.

11.2.12 Departure from the procedure, standard deviation, peak load, frequencies of peak load, etc.

**12. Precision and Bias**

12.1 Precision--The precision of the test results shall be determined by comparison of the test results with the results of the test results.

12.2 Bias--The bias of the test results shall be determined by comparison of the test results with the results of the test results.

**13. Keywords**

13.1 The keywords for this test are: shear stress, lateral displacement, and shear strength.

**SIJ\IMAR\ OF CHAN(;Es**

In accordance with Comrnrucc D18 policy, this section ijcntlli...s the lotatio11 uf chal1!!t, 111a!t to t11, ,t:u id;in l since the last edition (D 3080-03) that may impact the use of this standarJ.

Moved the location of Note 6 (which dlscusscs using g:ise to reduce friction) to after Sccction 9.1. describing 1 !mbly of the shear box.

Moved the location of Note 8 (which discussed Jampc11ing 1! porous inserts) to after Section 9.1.1. Jcscribing the

undislurhd spccimc11.

(3J Sccct1rn1 9.12.1 was rcn11111hned a, <J,12 1w,-.11h1' (1111) th; onc subsccctim1 cxistcd.

*ASTM International takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the responsibility of management of such rights, are entirely their own responsibility.*

*This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years; if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards, and should be addressed to ASTM International Headquarters. Your comments will receive careful consideration by the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not been received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.*

*This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C100, West Conshohockton, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM web site (www.astm.org).*

## BASE GRANULAR

Es un elemento básicamente estructural que cumple las siguientes funciones:

- Ser resistentes y distribuir adecuadamente las presiones solicitantes.
- Servir de dren a fin de eliminar rápidamente el agua proveniente de la superficie e interrumpir la ascensión capilar del agua que proviene de niveles inferiores.
- Absorber las deformaciones de la f.lb-rasante debido a cambios volumétricos.

Los materiales que se usarán como base granular serán selectos, provistos de suficiente cantidad de vacíos para garantizar su resistencia, estabilidad y capacidad de drenaje.

Serán suelos granulares del tipo A-1-a ó A-1-b del sistema de clasificación, AASHTO. es decir gravas o gravas arenosas compuestas por partículas duras, durables y de aristas vivas. Podrán provenir de depósito naturales, del chancado de rocas, o de una combinación de agregados zarandeados y chancado con un tamaño máximo de 1 ½ ". El material para la capa de base estará libre de materia vegetal y terrones de tierra. Debe contener una cantidad de finos que garanticen su trabajabilidad.

El material de base granular debe cumplir los siguientes requisitos de granulometría:

Tamiz	Porcentaje que Pasa en Peso				
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D	Gradación E
50mm (2")	100	100	---	---	---
25mm (1")	---	75 - 95	100	100	---
9.5mm (3/8")	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100	---
4.75 mm (Nº 4)	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85	---
2.0mm (Nº 10)	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70	---
4.25 µm (Nº 40)	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45	---
75 µm (Nº 200)	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15	---

En el caso que se mezclen dos o más materiales para lograr la granulometría requerida, los porcentajes serán referidos en volumen.

Otras condiciones físicas y mecánicas por satisfacer serán:

- C.B.R. 80% mínimo
- Límite Líquido 25% máximo
- Índice de Plasticidad No
- Equivalencia de arena 50% mínimo
- Desgaste de abrasión 50% máximo

El material de base granular será colocado y extendido sobre la sub-rasante aprobada, en volumen apropiado para que una vez compactada alcance el espesor indicado en los planos. El extendido se efectuará con motoniveladora, o a mano.

En caso de necesitarse combinar dos o más materiales, se procederá primero a un mezclado seco de ello en cantidades debidamente proporcionadas. Una vez que el material ha sido extendido, se procederá a su riego y batido. La operación será continúa hasta lograr una mezcla homogénea de humedad uniforme o más cercana posible al óptimo, tal como queda definida por el ensayo de compactación Proctor Modificado obtenido en el laboratorio para una muestra representativa del material de base granular. Inmediatamente se procederá al extendido y explanación del material homogéneo, hasta conformar la superficie que una vez compactada alcance el espesor y geometría de los perfiles del proyecto.

La compactación se efectuará con rodillos cuyas características de peso y eficiencia serán comprobados por la Supervisión. De preferencia se usarán rodillos lisos-vibratorios o lisos. La compactación se empezará de los bordes hacia el centro de la zona de trabajo, en números suficientes para asegurar la densidad de campo de control. Para el caso de áreas de difícil acceso al rodillo, la compactación se efectuará con planchas vibratorias hasta alcanzar los niveles de densificación requeridos.

Para verificar la calidad del material se utilizarán las siguientes normas de control:

- Granulometría (AASHTO T-88, ASTM 0-422)

- Límites de consistencia (MSHTO T-89, ASTM 0-4318)
- Clasificación por el sistema AASHTO
- Ensayo C.B.R. (AASHTO T-193, ASTM 0-1883)
- Proctor Modificado (MSHTO T-180, ASTM 0-1557)

Para verificar la compactación se utilizará la norma de densidad de campo (ASTM 0-1556) Este ensayo se realizará como mínimo en tres puntos ubicados estratégicamente.



## PANEL FOTOGRÁFICO



Foto N° 1: Vista panorámica de la zona de estudio "Proyecto UNIPAMPA". tomada desde la carretera panamericana sur km 159+000 (dirección SE).

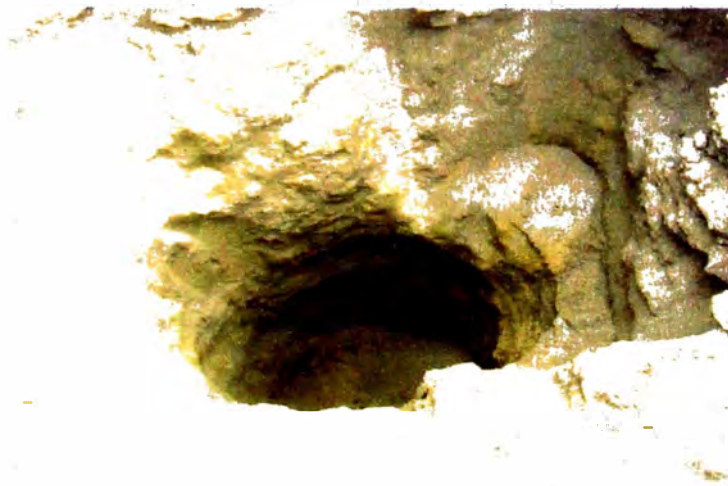


Foto N° 2: Vista donde se observa el material característico de la zona de estudio clasificado según SUCS como Arena Pobrementemente Graduada con Limo SP-SM.