

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**Facultad de Ingeniería Civil**



**“ Estudio Estratigráfico con fines de cimentación  
en el distrito de Morales ”**

**T E S I S**

**Presentada para optar el Título de:**

**Ingeniero Civil**

**Presentado por:**

**Elmer Rafael Sánchez Chávez**

**Asesor : Ing. Federico Cubas Quiroz**

**Morales — 1998**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**“ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO CON FINES DE CIMENTACIÓN EN EL  
DISTRITO DE MORALES”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**

**INGENIERO CIVIL**

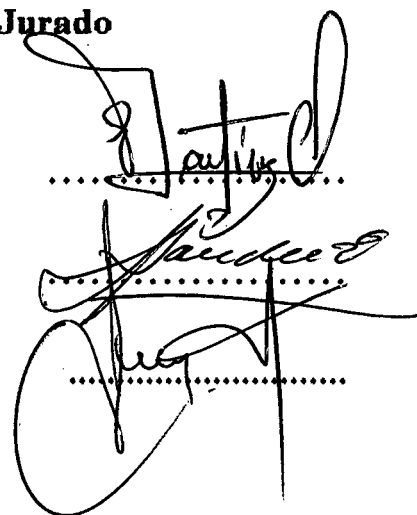
**Sustentada y Aprobada por el Honorable Jurado**

**Presidente : Ing. Enrique N. Martínez Quiroz**

**Secretario : Ing. Hugo Sánchez Mercado**

**Vocal : Ing. Jorge Rioja Díaz**

**Asesor : Ing. Federico Cubas Quiroz**



.....  
.....  
.....



.....

# DEDICATORIA

QUIERO CON LA VENIA DE LOS LECTORES  
DEDICAR ESTA TESIS A MI HERMANO DAVID  
POR SU AMOR Y SACRIFICIO HACIA MI  
PERSONA, Y EN ÉL A TODOS LOS QUE  
DESEARON VER REALIZADOS MIS ANHELOS.

# DEDICATORIA

A LA MEMORIA DE ROBERTH W. CHUNG  
SANTAMARÍA, QUIEN DESDE EL CIELO  
BENDECIRÁ POR SIEMPRE EL LABORATORIO  
DE SUELOS Y CON SU EJEMPLO GUIARÁ A LAS  
NUEVAS GENERACIONES .



## **AGRADECIMIENTO**

- **A MI ASESOR :**

**ING. FEDERICO CUBAS QUIROZ**

Por sus enseñanzas y orientación en el desarrollo de la presente Tesis.

- **A LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN, Y EN ELLA A TODOS MIS PROFESORES.**

- **A LA MUNICIPALIDAD DEL DISTRITO DE MORALES.**

Que tuvo a bien financiar las excavaciones.

- **A MI ESPOSA. SARITH NAVARRO SÁNCHEZ**

Por su apoyo moral y material.

- **A todas las Instituciones que facilitaron el manejo de sus equipos e información.**

## RESUMEN

- En el capítulo I (GENERALIDADES), damos al lector información sobre la ubicación, clima, vegetación, relieve y altitudes del Distrito de Morales; así mismo, para poder ubicar las diferentes terrazas se hizo el levantamiento topográfico a curvas a nivel que nos sirvió en la zonificación de los suelos.

- En el capítulo II (TRABAJOS REALIZADOS), se expone todos los Trabajos realizados como son : Topografía, Geología, Mecánica de Suelos y el procesamiento de la información.

Para poder zonificar el área, nos apoyamos en el plano a curvas a nivel y por cada calicata registrada se visitó las excavaciones que se hacían en ese momento, como son: excavaciones para cimentaciones de casas, zanjas para tuberías de desagües y otras excavaciones adyacentes. Así mismo se delimitó las áreas a la que representaría cada calicata.

- En el capítulo III (GEOLOGÍA), explicamos las teorías de mayor actualidad y cuya fundamentación son las más aceptadas en el medio; como son la teoría de "Tectónica de Placas" y la evolución de la geomorfología Regional, se presenta además el plano de la geología regional en el cual se puede ver las fallas geológicas "cercanas" al área en estudio y nos advierten de los peligros sísmicos de la zona por los que se debe tomar las precauciones al construir las edificaciones.

En la geología local la teoría de mayor aceptación es la que explica su origen aluvial "ALUVIÓN DE TARAPOTO", cuya teoría se ve refrendada con el perfil estratigráfico de la perforación de 82 metros de profundidad realizada por

## PERULAC.

El río Cumbaza tiene bastante influencia en la formación de los suelos del Distrito de Morales pues con el arrastre de piedras que provienen del desmenbramiento de las rocas sedimentarias clásticas dan las características de la estratigrafía en los márgenes del río.

- En el Capítulo IV, V, VI, VII, se exponen las diversas teorías en las cuales nos apoyamos para el desarrollo de la presente Tesis como es :
  - IV.- OBTENCIÓN DE LAS MUESTRAS.
  - V.- PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS
    - Humedad natural
    - Peso específico
    - Análisis granulométrico
    - Densidad in-situ
    - Densidad relativa
    - Límite líquido
    - Límite plástico
  - VI.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS
    - En este capítulo, exponemos los dos métodos de clasificación mas usados el SUCS y el método AASHTO, siendo el método SUCS el que más se emplea *cuando se trata de cimentaciones* para edificaciones, éste método es el que tiene más popularidad en los laboratorios del Perú (CISMID, Ministerio de Transportes, Universidades, etc), para el desarrollo de ésta Tesis se trabajó con el método SUCS.

## - VII.- EL AGUA EN EL SUELO

-En el capítulo VII (EL AGUA EN EL SUELO), puesto que el agua tiene una función muy importante en las propiedades mecánicas de los suelos, por ésta razón fue de mucha importancia tomar en cuenta el nivel de la napa fréatica. Realizandose el apunte en cada calicata realizada y en los lugares adyacentes donde era factible obtener información mediante inspección visual.

## - VIII.- ESFUERZO CORTANTE Y DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

-En este capítulo, se fundamenta los principios básicos para determinar los valores del ángulo de fricción y la cohesión del suelo (  $\phi$  y  $c$  ) para luego ser aplicados en las fórmulas de Terzaghi, Meyerhof , Hansen y Vesic luego determinar de ésta manera la capacidad admisible o de trabajo del suelo.

Se realizaron ensayos de corte directo en el Laboratorio de Geotecnia de CISMID - UNI en la ciudad de Lima, ensayos a la compresión axial no confinada en el Laboratorio del Instituto Nor-oriental de la Selva , de la Ciudad de Tarapoto.

- En el capítulo IX, presentamos los criterios al momento de cimentar en los diversos suelos del Distrito de Morales, la estimación de asentamientos, los factores a considerar en el diseño sismo-resistente según las Normas Peruanas, los elementos nocivos que afectan al concreto en las cimentaciones. Para luego según los aspectos de diseño tener el criterio de elegir el tipo de cimentación.

- En el Capítulo X, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES, se detalla en forma sucinta todos los trabajos realizados y los criterios que se tomaron para su ejecución , así mismo, se recomienda los cuidados y precauciones al momento de cimentar.

# ÍNDICE

## CAPÍTULO I GENERALIDADES

|         |  |      |   |
|---------|--|------|---|
| 1.1     | NOMBRE DEL PROYECTO .....                                    | Pag. | 1 |
| 1.2     | OBJETIVO .....   | Pag. | 1 |
| 1.3     | MARCO GEOGRÁFICO .....                                       | Pag. | 1 |
| 1.3.1   | UBICACIÓN DEL PROYECTO .....                                 | Pag. | 1 |
| 1.3.1.1 | ACCESIBILIDAD.....   | Pag. | 2 |
| 1.3.2   | CLIMA Y VEGETACIÓN .....                                     | Pag. | 5 |
| 1.3.3   | RELIEVE Y ALTITUDES .....                                    | Pag. | 7 |
| 1.3.4   | HIDROGRAFÍA Y DRENAJE .....                                  | Pag. | 7 |
| 1.4     | ANTECEDENTES DEL ESTUDIO Y OTROS TRABAJOS<br>REALIZADOS..... | Pag. | 9 |

**CAPÍTULO II**

**TRABAJOS REALIZADOS Y**

**RESULTADOS DE ENSAYOS DE**

**LABORATORIO**

|       |   |           |    |
|-------|---|-----------|----|
| 2.1   | TOPOGRAFÍA .....                              | Pag.      | 11 |
| 2.2   | GEOLOGÍA .....                                | Pag.      | 11 |
| 2.3   | MECÁNICA DE SUELOS .....                      | Pag.      | 11 |
| 2.3.1 | TRABAJOS DE CAMPO.....                        | Pag.      | 11 |
|       | a) EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO .....             | Pag.      | 11 |
|       | b) MEDIDAS DE LA DENSIDAD DEL SUELO .....     | Pag.      | 12 |
|       | c) MUESTREO DE SUELO.....                     | Pag.      | 12 |
|       | d) ELABORACIÓN DE PERFILES ESTRATIGRÁFICOS    |           |    |
|       |   | .....Pag. | 13 |
| 2.3.2 | ENSAYOS DE LABORATORIO .....                  | Pag.      | 13 |
| 2.3.3 | TRABAJOS DE GABINETE .....                    | Pag.      | 14 |
|       | TABLAS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO ..... | Pag.      | 15 |
|       |   | .....Pag. | 46 |

# CAPÍTULO III

## GEOLOGÍA

|         |   |      |    |
|---------|---|------|----|
| 3.1     | HISTORIA GEOLÓGICA .....                          | Pag. | 47 |
| 3.1.1   | INTRODUCCIÓN .....                                | Pag. | 47 |
| 3.1.2   | LA DERIVA DE LOS CONTINENTES .....                | Pag. | 47 |
| 3.1.2.1 | LA TECTÓNICA DE PLACAS .....                      | Pag. | 50 |
| 3.1.3   | EL MOVIMIENTO DE LAS PLACAS .....                 | Pag. | 54 |
| 3.1.3.1 | COMO SE EXPLICA EL MOVIMIENTO DE LAS PLACAS ..... | Pag. | 57 |
| 3.2     | GEOLOGÍA REGIONAL .....                           | Pag. | 57 |
| 3.3     | GEOMORFOLOGÍA REGIONAL .....                      | Pag. | 60 |
|         | EVOLUCIÓN GEOMORFOLÓGICA .....                    | Pag. | 60 |
|         | LA CORDILLERA TANGARANA .....                     | Pag. | 61 |
|         | LA CORDILLERA ESCALERA .....                      | Pag. | 61 |
|         | LA CORDILLERA AZUL .....                          | Pag. | 63 |
|         | ANTICLINAL LAMAS .....                            | Pag. | 63 |
|         | DEPRESIÓN TECTÓNICA DEL BAJO MAYO .....           | Pag. | 63 |
|         | COLINA ALTA ANTICLINAL SAN ANTONIO .....          | Pag. | 64 |
|         | ESTRATIGRAFÍA REGIONAL .....                      | Pag. | 64 |
| 3.4     | GEOLOGÍA LOCAL .....                              | Pag. | 66 |
|         | PLANICIE TARAPOTO .....                           | Pag. | 66 |
|         | Estratigrafía Local .....                         | Pag. | 67 |
|         | Depositos aluviales .....                         | Pag. | 68 |
|         | Depositos fluvioaluviales .....                   | Pag. | 68 |
|         | Depositos coluviales .....                        | Pag. | 68 |



|       |   |         |
|-------|---|---------|
| 3.5   | ESTUDIO PETROGRÁFICO .....                  | Pag. 70 |
| 3.5.1 | DESCRIPCIÓN MACROSCÓPICA .....              | Pag. 70 |
| 3.5.2 | COMPOSICIÓN MINERALÓGICA .....              | Pag. 70 |
| 3.5.3 | TIPO DE ROCA .....                          | Pag. 71 |
| 3.5.4 | NOMBRE DE LA ROCA .....                     | Pag. 71 |
| 3.5.5 | CONCLUSIONES DEL ESTUDIO PETROGRÁFICO ..... | Pag. 71 |

## **CAPÍTULO IV**

### **OBTENCIÓN DE LAS MUESTRAS DE SUELO Y PROFUNDIDAD DE LAS EXCAVACIONES**

|         |  |         |
|---------|--|---------|
| 4.1     | IMPORTANCIA DEL MUESTREO .....   | Pag. 73 |
| 4.1.1   | NECESIDAD DEL CONOCIMIENTO DE LA TOPOGRAFÍA DEL<br>LUGAR .....               | Pag. 73 |
| 4.1.2   | ZONIFICACIÓN EN BASE A LA CLASIFICACIÓN DE CAMPO .....                       | Pag. 74 |
| 4.1.3   | MUESTREO EN EL CAMPO .....   | Pag. 76 |
| 4.1.3.1 | MUESTRAS ALTERADAS .....   | Pag. 76 |
| 4.1.3.2 | MUESTRAS INALTERADAS .....   | Pag. 77 |
| 4.2     | CANTIDAD DE MATERIAL NECESARIO PARA SER<br>ANALIZADO EN EL LABORATORIO ..... | Pag. 79 |
| 4.3     | PROFUNDIDAD DE LAS EXCAVACIONES .....  | Pag. 80 |
| 4.4     | PERFIL DE SUELO .....  | Pag. 80 |
| 4.5     | DISGREGACION DE MUESTRAS ALTERADAS .....                                     | Pag. 82 |
| 4.6     | PROCESO DE CUARTEO DE MUESTRAS ALTERADAS .....                               | Pag. 82 |

# CAPÍTULO V

## PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS

|         |   |      |     |
|---------|---|------|-----|
| 5.1     | CONTENIDO DE HUMEDAD.....                           | Pag. | 83  |
| 5.2     | GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS .....                   | Pag. | 85  |
| 5.2.1   | CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS POR SU TAMAÑO .....     | Pag. | 85  |
| 5.2.2   | ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO .....                       | Pag. | 86  |
| 5.2.2.1 | OBJETIVO .....                                      | Pag. | 88  |
| 5.2.2.2 | PROCEDIMIENTO .....                                 | Pag. | 89  |
| 5.2.2.3 | COMENTARIO SOBRE LAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS .....   | Pag. | 91  |
| 5.3     | COLOR .....   | Pag. | 92  |
| 5.4     | POROSIDAD. ÍNDICE DE POROS .....                    | Pag. | 92  |
| 5.5     | PESO ESPECÍFICO. DENSIDAD .....                     | Pag. | 94  |
| 5.5.1   | PESO ESPECÍFICO DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO .....   | Pag. | 94  |
| 5.6     | DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD EN EL CAMPO .....      | Pag. | 97  |
| 5.6.1   | MÉTODO DEL CONO DE ARENA .....                      | Pag. | 97  |
| 5.6.1.1 | OBJETIVO .....                                      | Pag. | 97  |
| 5.6.1.2 | EQUIPO .....  | Pag. | 98  |
| 5.6.1.3 | PROCEDIMIENTO .....                                 | Pag. | 99  |
| 5.7     | DENSIDAD RELATIVA (COMPACIDAD RELATIVA) .....       | Pag. | 100 |
| 5.7.1   | PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LA DENSIDAD MÍNIMA ..... | Pag. | 102 |
| 5.7.2   | PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LA DENSIDAD MÁXIMA.....  | Pag. | 102 |
| 5.8     | LÍMITES DE ATTERBERG .....                          | Pag. | 103 |

|         |                             |      |     |
|---------|-----------------------------|------|-----|
| 5.8.1   | LÍMITE LÍQUIDO .....        | Pag. | 105 |
| 5.8.1.1 | OBJETIVO .....              | Pag. | 105 |
| 5.8.1.2 | EQUIPO .....                | Pag. | 106 |
| 5.8.1.3 | PROCEDIMIENTO .....         | Pag. | 108 |
| 5.8.2   | LÍMITE PLÁSTICO .....       | Pag. | 114 |
| 5.8.2.1 | OBJETIVO .....              | Pag. | 115 |
| 5.8.2.2 | EQUIPO .....                | Pag. | 115 |
| 5.8.2.3 | PROCEDIMIENTO .....         | Pag. | 115 |
| 5.8.3   | LÍMITE DE CONTRACCIÓN ..... | Pag. | 118 |
| 5.9     | ÍNDICE DE PLASTICIDAD.....  | Pag. | 121 |
| 5.10    | CONTRACCIÓN LINEAL .....    | Pag. | 122 |

## **CAPÍTULO VI**

### **CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS**

|     |   |      |     |
|-----|---|------|-----|
| 6.1 | EXPOSICIÓN GENERAL .....                      | Pag. | 123 |
| 6.2 | EL SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE LA AASHTO..... | Pag. | 124 |
| 6.3 | SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADA .....      | Pag. | 129 |

## **CAPÍTULO VII**

### **EL AGUA EN EL SUELO**

|     |  |      |     |
|-----|--|------|-----|
| 7.1 | PROCEDENCIA DEL AGUA EN EL TERRENO ..... | Pag. | 137 |
| 7.2 | SITUACIÓN DEL AGUA EN EL TERRENO .....   | Pag. | 138 |

|       |  |          |
|-------|--|----------|
| 7.2.1 | CARACTERÍSTICAS LOCALES DE DRENAJE SUBTERRÁNEO ..... | Pag. 139 |
| 7.3   | NIVEL FRÉATICO .....                                 | Pag. 140 |

## **CAPÍTULO VIII**

### **RESISTENCIA CORTANTE DE LOS SUELOS Y DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES**

|       |   |          |
|-------|---|----------|
| 8.1   | APARATO DE CORTE DIRECTO.....                 | Pag. 144 |
| 8.2   | PRUEBA DE COMPRESIÓN AXIAL NO CONFINADA ..... | Pag. 148 |
| 8.2.1 | PROCEDIMIENTO .....                           | Pag. 148 |
| 8.3   | DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES .....               | Pag. 150 |
| 8.3.1 | MÉTODO DE NEWMARK .....                       | Pag. 159 |

## **CAPÍTULO IX**

### **CIMENTACIONES**

|       |                                    |          |
|-------|------------------------------------|----------|
| 9.1   | DEFINICIONES.....                  | Pag. 167 |
| 9.2   | CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE ..... | Pag. 168 |
| 9.2.1 | LA TEORÍA DE TERZAGHI .....        | Pag. 173 |
| 9.2.2 | SOLUCIÓN DE SKEMPTON.....          | Pag. 178 |
| 9.2.3 | LA TEORÍA DE MEYERHOF .....        | Pag. 180 |
| 9.2.4 | SOLUCIÓN DE BRICH HANSEN .....     | Pag. 182 |
| 9.2.5 | MÉTODO DE VESIC (1973) .....       | Pag. 182 |

|           |   |          |
|-----------|---|----------|
| 9.3       | CONSIDERACIONES TEÓRICAS APLICABLES A LOS SUELOS EXISTENTES EN EL DISTRITO DE MORALES ..... | Pag. 183 |
| 9.3.1     | CARACTERÍSTICAS IMPORTANTES DE LOS DEPÓSITOS DE ARCILLA Y LOS DE LIMO PLÁSTICO .....        | Pag. 183 |
| 9.3.2     | CIMENTACIONES EN DIVERSOS CASOS DE ESTRATIGRAFÍA.....                                       | Pag. 186 |
| 9.3.2.1   | SUELOS COHESIVOS HETEROGÉNEOS.....  | Pag. 186 |
| 9.3.2.2   | SUELOS COHESIVOS HOMOGÉNEOS .....   | Pag. 187 |
| 9.3.2.3   | SUELOS GRANULARES .....   | Pag. 189 |
| 9.3.2.3.1 | ARENAS.....   | Pag. 189 |
|           | ZAPATAS EN ARENA.....   | Pag. 190 |
| 9.3.2.3.2 | GRAVAS Y ARENAS.....  | Pag. 189 |
| 9.3.2.4   | SUELOS COHESIVOS SOBRE SUELOS GRANULARES..  | Pag. 209 |
| 9.3.2.5   | SUELOS GRANULARES SOBRE SUELOS COHESIVOS .....  | Pag. 210 |
| 9.3.2.6   | SUELO HETEROGÉNEO .....   | Pag. 211 |
| 9.3.3     | FACTORES POR EXCENTRICIDAD DE CARGA, INCLINACIÓN DEL TERRENO E INCLINACIÓN DE CARGA.....    | Pag. 212 |
|           | FACTORES POR NIVEL FREÁTICO Y MAQUINA VIBRANTE .....  | Pag. 218 |
| 9.4       | ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS .....   | Pag. 221 |
| 9.4.1     | MÉTODO DE LAMBE Y WHITMAN PARA EL ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS .....                           | Pag. 226 |
| 9.5       | CLASIFICACIÓN DEL SUELO EN EL DISEÑO SISMO-RESISTENTE SEGÚN LAS NORMAS PERUANAS .....       | Pag. 231 |
| 9.5.1     | CLASIFICACIÓN POR EL PERIODO PREDOMINANTE.....  | Pag. 231 |

|         |  |          |
|---------|--|----------|
| 9.5.2   | FACTOR DE SUELO (S)  | Pag. 231 |
| 9.5.3   | FACTOR ZONA (Z)  | Pag. 232 |
| 9.5.4   | COEFICIENTE SÍSMICO (C)  | Pag. 232 |
| 9.5.5   | FUERZA HORIZONTAL O CORTANTE TOTAL   | Pag. 233 |
| 9.6     | ASPECTOS DE DISEÑO   | Pag. 234 |
| 9.6.1   | DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS Y CONDICIONES DE VERIFICACIÓN  | Pag. 235 |
| 9.6.1.1 | Cálculo de la fuerza cortante en la base por el método estático equivalente  | Pag. 243 |
| 9.6.1.2 | Cálculo de la fuerza cortante horizontal en la base  | Pag. 244 |
| 9.7     | TIPOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES   | Pag. 245 |
| 9.7.1   | ZAPATAS AISLADAS   | Pag. 247 |
| 9.7.2   | ZAPATAS COMBINADAS   | Pag. 247 |
| 9.7.3   | ZAPATAS CONECTADAS   | Pag. 247 |
| 9.7.4   | VIGAS DE CIMENTACIÓN   | Pag. 247 |
| 9.7.5   | PLATEA DE CIMENTACIÓN  | Pag. 248 |
| 9.8     | CRITERIOS PARA ELEGIR EL TIPO DE CIMENTACIÓN   | Pag. 249 |
| 9.9     | DISEÑO DE CIMENTACIONES  | Pag. 252 |
| 9.9.1   | PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN   | Pag. 252 |
| 9.9.2   | TIPO DE CIMENTACIÓN  | Pag. 252 |
| 9.9.3   | CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA   | Pag. 252 |
| 9.9.4   | TABLAS CON EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE PARA CADA ZONA, USANDO LOS MÉTODOS DE TERZAGHI, MEYERHOF, HANSEN, VESIC Y EL VALOR PROMEDIO DE LOS CUATRO MÉTODOS. | Pag. 254 |

|   |               |
|---|---------------|
| .....   | Pag. 269      |
| 9.9.5 RESULTADOS DE ASENTAMIENTOS POR EL MÉTODO DE LAMBE Y WHITMAN..... | Pag. 271      |
| 9.9.6 ELEMENTOS QUÍMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACIÓN....                | .....Pag. 272 |
| RESULTADOS DE ENSAYOS QUÍMICOS .....                                    | Pag. 273      |

## **CAPÍTULO X**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

|                         |          |
|-------------------------|----------|
| A) CONCLUSIONES.....    | Pag. 274 |
| B) RECOMENDACIONES..... | Pag. 282 |

|                   |          |
|-------------------|----------|
| BIBLIOGRAFÍA..... | Pag. 288 |
|-------------------|----------|

#### ANEXOS:

##### CALCULO DE:

|                               |          |
|-------------------------------|----------|
| HUMEDAD NATURAL .....         | Pag. 289 |
| ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO ..... | Pag. 291 |
| PESO ESPECÍFICO .....         | Pag. 307 |
| DENSIDAD IN SITU .....        | Pag. 310 |
| DENSIDAD RELATIVA .....       | Pag. 310 |

|  |          |
|--|----------|
| LÍMITE LÍQUIDO .....                                   | Pag. 313 |
| LÍMITE PLÁSTICO .....                                  | Pag. 313 |
| ENSAYO DE CORTE DIRECTO .....                          | Pag. 329 |
| ENSAYO DE COMPRESIÓN AXIAL NO CONFINADA<br>.....       | Pag. 342 |
| FOTOGRAFÍAS .....                                      | Pag. 343 |
| PLANO PLANIMÉTRICO DEL DISTRITO DE MORALES.....        | L1       |
| PLANO DE LA GEOLOGÍA REGIONAL.....                     | L2       |
| PLANO TOPOGRÁFICO.....                                 | L3       |
| PLANO DE ESTRATIGRAFÍA REGIONAL.....                   | L4       |
| PLANO ZONIFICACIÓN, UBICACIÓN DE CALICATAS Y EJES..... | L5       |
| PLANO ZONIFICACIÓN ESFUERZO ADMISIBLE.....             | L6       |
| PLANO PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....                       | L7A      |
| PLANO PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....                       | L7B      |
| PLANO PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....                       | L7C      |
| PLANO PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....                       | L7D      |
| PLANO PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....                       | L7E      |
| PLANO PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....                       | L7F      |



# INTRODUCCIÓN

La falta de información sobre los suelos donde se llevan a cabo una cimentación ha dado como consecuencia que muchas obras se sobredimensionen o en el peor de los casos se haya puesto en riesgo la estabilidad de la edificación. Algunos profesionales tienen la falsa creencia que cualquier suelo puede soportar una edificación de relativa "liviandad" y que por lo tanto no necesitan de un estudio de suelo.

Es importante aclarar que toda obra necesita de un estudio de suelo, pero no todas las obras necesitan los mismos ensayos; para una edificación de un piso y de relativa "liviandad" bastará con conocerse sus límites de consistencia, peso específico, y su granulometría; para tener el criterio suficiente sobre el tipo de suelo en el cual se llevará a cabo la cimentación.

En el desarrollo de la presente Tesis , fue necesario procesar, recopilar y analizar información de : calicatas, excavaciones para buzones y de estudios de suelos realizados para diversas obras, lo que nos ha permitido realizar los perfiles estratigráficos hasta una profundidad de 4.00 m.

Se han realizado ensayos de límites de consistencia, humedad, peso específico, análisis granulométrico, ensayo de corte directo, ensayo a la compresión axial no confinada, Compacidad relativa; para luego calcular los esfuerzos admisibles en función de las teorías de mayor actualidad como son las teorías de : Terzaghi, Meyerhoff, Hansen y Vesic .

La ciudad de Tarapoto es la provincia de mayor crecimiento poblacional del Departamento de San Martín, y siendo los Distritos de Morales y Banda de Shilcayo los lugares adyacentes a Tarapoto, éstos se convierten en las futuras áreas de expansión de dicha ciudad, de allí la necesidad urgente de zonificar las áreas en función de su capacidad portante; zonificación que servirá para que en el catastro del Distrito de Morales se incluya la variable de calidad del suelo de tal manera que se tenga presente al momento de destinar áreas verdes, zonas industriales, zonas recreacionales, zonas para urbanizaciones, etc.

**ELMER RAFAEL SÁNCHEZ CHÁVEZ**

# **CAPÍTULO I**

## **GENERALIDADES**

### **1.1 NOMBRE DEL PROYECTO.**

**“ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO CON FINES DE CIMENTACIÓN  
EN EL DISTRITO DE MORALES”.**

### **1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO.**

El presente trabajo que es objeto de la tesis, es un estudio de suelos, el cual se ha desarrollado en base a exploraciones de campo, mediante : calicatas, toma de muestras y ensayos; así mismo, el trabajo de información, se completo con ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.

Una de las finalidades importantes ha sido determinar la capacidad de carga de los suelos, la cual ha permitido realizar un trabajo de zonificación en el área del distrito, con fines de edificación de viviendas.

### **1.3 MARCO GEOGRÁFICO.**

#### **1.3.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO.**

El Distrito de Morales, Distrito de Tarapoto, Provincia de San Martín, Región San Martín; se encuentra ubicada en la Selva Nororiental Peruana, a 6°28'42" de latitud sur y 76°22'57" de longitud oeste, a una altitud

promedio de 283 m.s.n.m.

El Distrito de Morales se encuentra a tres kilómetros de distancia de La Ciudad de Tarapoto en el Departamento de San Martín, ambos se asientan en la ladera occidental del Cerro Escalera, en la Cordillera Azul, último contrafuerte de la Gran cordillera de los Andes, antes de que ésta dé paso a la presencia del impresionante llano Amazónico.

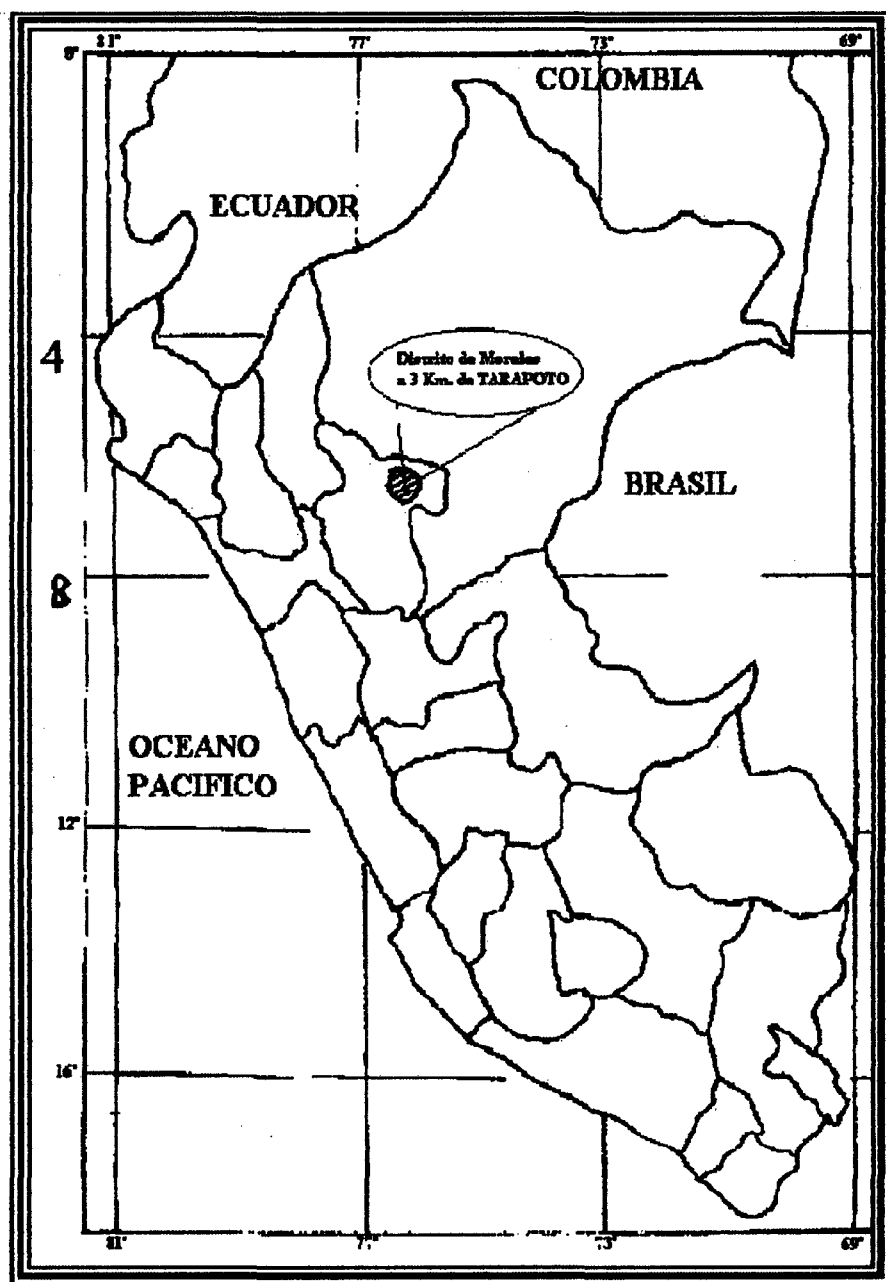
#### 1.3.1.1 ACCESIBILIDAD.

La zona de estudio es accesible por vía terrestre y vía aérea.

El acceso terrestre desde la ciudad de Lima, es principalmente a través de la carretera Panamericana Norte, llegando a la ciudad de Chiclayo, después de recorrer 1,035 Km. de carretera asfaltada; continuando luego a través de la Carretera Marginal de la Selva Norte: Corral Quemado-Rioja-Moyobamba, para luego llegar a la ciudad de Tarapoto, luego de recorridos 372 Km. adicionales de carretera afirmada de regular a mal estado, entre Chiclayo y Tarapoto.

Otra alternativa de transporte terrestre, es a través de la carretera central: Lima-La Oroya, prosiguiendo luego hacia el norte por la carretera longitudinal de la Sierra Norte se llega a la Ciudad de Huánuco y continuando el recorrido a través de una carretera de penetración se llega a la Ciudad de Tingo María luego de haber recorrido 398 Km. de carretera asfaltada, desde Lima. A través de

la carretera Marginal de la Selva Tramo Sur, se llega a la Ciudad de Tarapoto, luego de recorrer 363 Km. adicionales de carretera afirmada en mal estado.



**Fig. 1.1 Ubicación del Distrito de Morales en el Perú.**

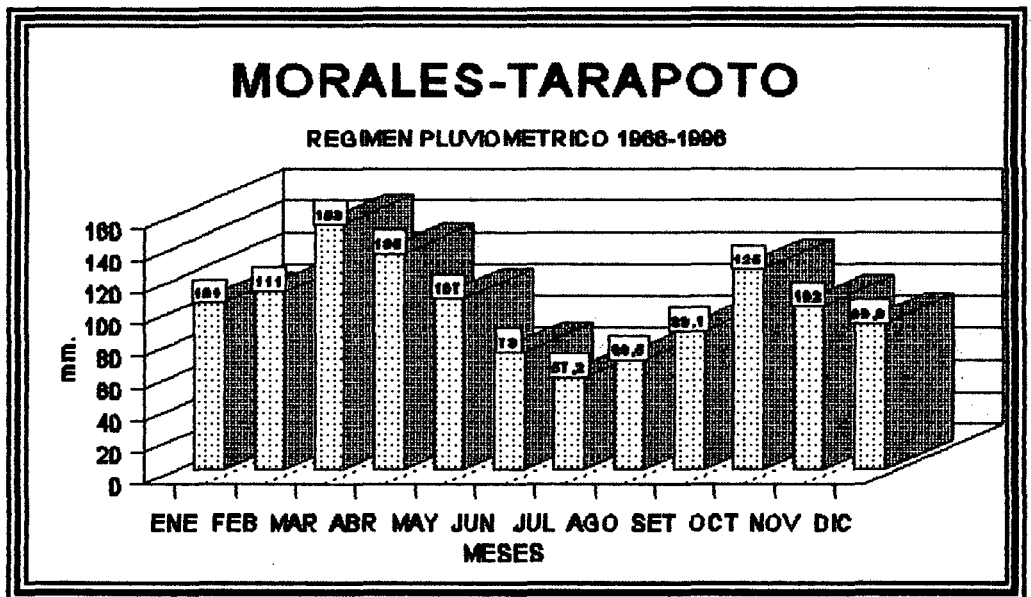
El acceso desde Lima a la Ciudad de Tarapoto, se puede realizar también por vía aérea, a través de vuelos comerciales diarios y el apoyo de la Fuerza Aérea del Perú.

### 1.3.2 CLIMA Y VEGETACIÓN.

Por corresponder el área de estudio a la región de Selva Alta, el clima es Tropical, caracterizado por ser cálido, húmedo, con temperatura media anual de 26° C. La máxima temperatura es de 38° C y la mínima de 11° C.

*La precipitación anual en promedio es de 1,213 mm..* El régimen pluvial, tiene el clásico comportamiento tropical, es decir con dos máximos y dos mínimos al año. El primer valor máximo medio y el más prolongado que supera los 150 mm. por mes, ocurre en Marzo; luego, las lluvias descienden a su valor medio más bajo : 57.2 mm. en Julio. Para volver a elevarse a su segundo máximo anual con un valor medio de 125 mm. en Octubre y descender finalmente en Diciembre a 90.6 mm.

En la siguiente gráfica (Fig. 1.2) se muestra el Régimen pluviométrico de Morales-Tarapoto.



**Fig. 1.2 Régimen pluviométrico.**

Los vientos son ocasionales, de intensidad moderada de 4.5 nudos y de corta duración, precediendo a las lluvias y no duran más de 15 minutos. La presencia de la cordillera Escalera, influye notablemente al ser una barrera para los vientos alisios y las nubes que ellas acarrean, en los meses de lluvias, cuando toman el rumbo E-O, de manera similar, el valle del Huallaga permite el paso de los mismos vientos en los meses secos (Junio - Agosto). en los que toman el rumbo S - N. La presencia de vegetación determina los microclimas de cada sector, así mismo, su ausencia debido a la intervención del hombre hace que dichos microclimas se transformen en secos, hecho que sucede cuando la humedad del medio no es retenida por la vegetación talada.



### 1.3.3 RELIEVE Y ALTITUDES.

Las clases de suelos que se tiene por su origen están directamente relacionados con la fisiografía. En las terrazas bajas y medianas con una topografía casi plana encontramos suelos aluviales modernos. En las laderas encontramos suelos aluviales, coluviales, coluvio-diluviales.

### 1.3.4 HIDROGRAFÍA Y DRENAJE.

El eje hidrográfico del Departamento de San Martín lo constituye el río Huallaga con un recorrido de Sur a Norte, el cual desemboca en el río Amazonas. El afluente principal del río Huallaga es el río Mayo, en su margen izquierda, formando un fértil valle que alberga una población que tiene como núcleos principales las ciudades de Moyobamba, Rioja y Tarapoto.

La ciudad de Morales se encuentra ubicada entre los ríos Cumbaza (a 4 Km. al Oeste de Tarapoto) y Shilcayo, ambos afluentes del río Mayo en su margen derecha.

Debido a la presencia de laderas fluviales con gradientes de regulares a moderados, casi toda la superficie presenta condiciones de drenaje de varios tipos entre los cuales tenemos un drenaje del tipo *enrejado-natural*, debido a que la superficie está rizada por una serie de pliegues, también se presenta un drenaje del tipo *dendrítico-natural*, que va sucediendo a medida que la inclinación esencial de la superficie va

siendo menor. Este último tipo de drenaje corresponde a la zona de estudio.

El siguiente cuadro muestra las descargas del río Cumbaza durante los años 1969-1979, luego de éste periodo, se malogró la estación de aforo, razón por la cual ya no se cuenta con información más actualizada.

CUADRO 1.1

| AÑO     | DESCARGAS DEL RÍO CUMBAZA -ESTACIÓN MORALES    |  |                                       |                                       |
|---------|--|--|---------------------------------------|---------------------------------------|
|         | Volumen Total Anual (millones m <sup>3</sup> ) | Descarga Media Anual (m <sup>3</sup> /seg) | Descarga Máxima (m <sup>3</sup> /seg) | Descarga Mínima (m <sup>3</sup> /seg) |
| 1969-70 | 343.61   | 10.89                                      | 109.00                                | 1.36                                  |
| 1970-71 | 273.80   | 8.69                                       | 125.00                                | 1.85                                  |
| 1971-72 | 284.27   | 8.99                                       | 52.07                                 | 1.48                                  |
| 1972-73 | 303.97   | 9.64                                       | 44.70                                 | 1.19                                  |
| 1973-74 | 272.61   | 8.64                                       | 48.38                                 | 2.05                                  |
| 1974-75 | 308.25   | 9.77                                       | 44.17                                 | 2.31                                  |
| 1975-76 | 207.55   | 6.56                                       | 46.01                                 | 0.92                                  |
| 1976-77 | 246.36   | 7.81                                       | 41.56                                 | 1.02                                  |
| 1977-78 | 285.62   | 9.06                                       | 109.36                                | 1.34                                  |
| 1978-79 | 293.74   | 9.31                                       | 65.78                                 | 2.14                                  |

#### **1.4 ANTECEDENTES DEL ESTUDIO Y OTROS TRABAJOS REALIZADOS.**

La ciudad de Tarapoto por su ubicación geográfica es una de las ciudades de la selva peruana que tiene una fuerte migración en comparación a las demás Ciudades de ésta parte de la selva norte, y son los distritos de Morales y Banda de Shilcayo por estar adyacentes a Tarapoto las futuras áreas de expansión de la ciudad. Ante la cercana realidad, surge la necesidad de efectuar los estudios básicos que se requieren para el planeamiento urbano. Desde ese punto de vista fue importante la realización de un estudio de mecánica de suelos, para conocer las condiciones de cimentación de los suelos, de las diferentes construcciones que se realizarán en Morales, con motivo de su poblamiento; lo cual fué motivo y razón principal para que, como ex-alumno propusiera realizar el trabajo de Tesis, el cual considero es un aporte a la comunidad.

Las fuentes de información geotécnica disponibles utilizadas como bibliografía provienen de algunos estudios existentes, realizados aisladamente para una determinada zona (Ciudad Universitaria) y otras que corresponden a proyectos de desarrollo (Carretera Marginal Norte).

Se ha revisado la siguiente información en la ejecución del estudio:

- Informe de Suelos de La Ciudad Universitaria realizado por el Ing. De La Rosa Ríos
- Informe de Suelos de La Ciudad Universitaria realizado por el Ing. Santiago Chávez Cachay.

- Estudio Geotécnico con fines de cimentación de la Ciudad Universitaria de San Martín- Tarapoto. Realizado por CISMID.
- Estudio "Geología a lo largo de la Carretera Tarapoto-Pacayzapa (Carretera Marginal de la Selva), Departamento de San Martín" realizado por Vargas Abad, (1971).
- Estudio de Geología por: La Ex-Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales (ONERN).

## **CAPITULO II**

# **TRABAJOS REALIZADOS Y RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO**

Para el desarrollo del estudio, se han efectuado trabajos de topografía, geología y mecánica de suelos, los que se detallan a continuación.

### **2.1.0 TOPOGRAFÍA.**

El levantamiento topográfico del Distrito de Morales se realizó al iniciarse el programa de investigación y ha consistido en el Levantamiento Topográfico a Curvas a Nivel.

### **2.2.0 GEOLOGIA.**

- Investigaciones de gabinete.
- Observaciones de campo
- observaciones del subsuelo a través de las excavaciones

### **2.3.0 MECÁNICA DE SUELOS**

#### **2.3.1 TRABAJOS DE CAMPO**

- a) Exploración del Subsuelo.

Para poder zonificar el área, nos apoyamos en el plano a

curvas a nivel y por cada calicata registrada se visitó las excavaciones que se hacían en ese momento, como son: excavaciones para cimentaciones de casas, zanjas para tuberías de desagües y otras excavaciones adyacentes. Así mismo se delimitó las áreas a la que representaría cada calicata.

Con el empleo de herramientas manuales, como lampa, pico y barreta, se excavaron 105 calicatas (pozos) de las cuales 20 fueron financiadas por la Municipalidad de Morales, y el resto corresponden a excavaciones para la construcción de Buzones de Desagüe realizados por la empresa PROIME S.A.

Las calicatas financiadas por la Municipalidad, consistieron en excavaciones a cielo abierto, en forma circular de 1m de diámetro y una profundidad variable según la ubicación del nivel freático, la inestabilidad del suelo y compresibilidad del suelo.

b) **Medidas de la Densidad Natural.**

Mediante el método del cono de arena, se realizaron pruebas de Densidad Natural en cada pozo de exploración, a las profundidades que se indican.

c) **Muestreo de Suelos.**

- Muestras alteradas .

Se recolectó muestras alteradas de suelos de cada pozo de investigación, para ensayos de Laboratorio.

- Muestras inalteradas.

Se recolecto muestras inalteradas de algunos pozos para los ensayos de corte directo y para los ensayos a la compresión axial no confinada.

d) **Elaboración de Perfiles Estratigráficos.**

Mediante observación directa de los pozos, se confeccionó perfiles de los suelos, observando su granulometría y grado de consistencia.

### **2.3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO.**

En el Laboratorio de Mécanica de Suelos de La Universidad Nacional de San Martín de la Ciudad de Tarapoto, se realizaron los siguientes ensayos:

- Granulometría por tamizado.
- Límite líquido.
- Límite plástico.
- Peso específico de solidos.
- Compacidad Relativa (Densidad Relativa)

En el Laboratorio de Mécanica de Suelos de Instituto Nororiental de la Selva de la Ciudad de Tarapoto, se realizó ensayos a la compresión

axial no confinada.

En el Laboratorio de Mecánica de Suelos de La Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) de la Ciudad de Lima, se realizaron los siguientes ensayos:

Ensayos de Corte Directo.

Los resultados de los Ensayos realizados para el cálculo del Esfuerzo Admisible, se muestran en los cuadros siguientes:



## ZONA 1

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-1,00   | SC    | 19,9   | 5,36   | 3,6   | 39,8      | 2,62           | 1,72                    |
|            | 2       | 1,00-4,00   | GC-GP | 38,52  | 21,23  | 16,23 | 10,36     | 2,51           | 1,98                    |
| C2         | 1       | 0,00-2,00   | SC    | 37,19  | 19,25  | 12,64 | 23,63     | 2,64           | 1,78                    |
|            | 2       | 2,00-4,00   | GP    | -      | NP     | 3,2   | 2,26      | 2,52           | 1,82                    |
| C3         | 1       | 0,00-1,30   | CL    | 42,36  | 16,23  | 13,24 | 56,24     | 2,61           | 1,73                    |
|            | 2       | 1,30-4,00   | GC-Bo | 32,15  | 12,36  | 5,26  | 18,27     | 2,51           | 1,98                    |
| C4         | 1       | 0,00-0,50   | SM    | -      | NP     | 3,26  | 26,75     | 2,53           | 1,84                    |
|            | 2       | 0,50-1,50   | CL    | 42,36  | 15,27  | 13,26 | 52,39     | 2,61           | 1,92                    |
|            | 3       | 1,50-4,00   | GC    | 36,23  | 15,26  | 9,54  | 42,53     | 2,59           | 1,78                    |
| C5         | 1       | 0,00-0,80   | SM    | 17,26  | NP     | 3,4   | 15,2      | 2,61           | 1,82                    |
|            | 2       | 0,80-3,50   | CL    | 46,32  | 13,3   | 12,4  | 56,32     | 2,61           | 1,86                    |
|            | 3       | 3,50-4,00   | GC    | 35,24  | 14,87  | 8,52  | 42,32     | 2,53           | 1,95                    |
| C6         | 1       | 0,00-0,80   | SM    | 14,25  | NP     | 6     | 22,2      | 2,51           | 1,64                    |
|            | 2       | 0,80-2,30   | CL    | 42,5   | 17,25  | 13,55 | 54,1      | 2,64           | 1,86                    |
|            | 3       | 2,30-4,00   | GC-Bo | 32,53  | 16,34  | 12,32 | 38,25     | 2,51           | 1,95                    |

#### EJE B - B

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-1,00   | SC    | 25,8   | 15,1   | 7,25  | 43,6      | 2,48           | 1,76                    |
|            | 2       | 1,00-3,20   | CL    | 42,52  | 21,36  | 16,23 | 58,23     | 2,61           | 1,68                    |
|            | 3       | 3,20-4,00   | GC-Bo | 36,51  | 14,26  | 12,58 | 41,36     | 2,51           | 1,85                    |
| C2         | 1       | 0,00-0,40   | SC    | 25,5   | 13,4   | 12,54 | 41,23     | 2,51           | 1,67                    |
|            | 2       | 0,40-1,80   | CL    | 24,03  | 14,23  | 12,4  | 52,36     | 2,61           | 1,57                    |
|            | 3       | 1,80-4,00   | GC-Bo | 31,26  | 15,24  | 9,45  | 36,25     | 2,54           | 1,79                    |
| C3         | 1       | 0,00-0,80   | SC    | 23,52  | 15,1   | 10    | 46,58     | 2,51           | 1,64                    |
|            | 2       | 0,80-2,40   | CL    | 47,58  | 26,35  | 18,25 | 58,64     | 2,56           | 1,69                    |
|            | 3       | 2,40-4,00   | GC-Bo | 35,26  | 18,24  | 13,24 | 38,56     | 2,54           | 1,94                    |

NOTA :

Las calicatas de exploración C1... C8 han sido ubicadas, según ejes EJE A-A, EJE B-B, y se ubican en el plano L5.

## ZONA 2

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-1,90   | SM    | 13,4   | NP     | 10,4  | 36,4      | 2,53           | 1,63                    |
|            | 2       | 1,90-2,50   | CL    | 24     | 13,4   | 12,2  | 52,36     | 2,63           | 1,75                    |
|            | 3       | 2,50-3,00   | SC    | 24,8   | 11,57  | 10    | 46,3      | 2,48           | 1,86                    |
|            | 4       | 3,00-4,00   | GC    | 25,36  | 12,54  | 6,54  | 32,1      | 2,54           | 1,95                    |
| C2         | 1       | 0,00-0,80   | SM    | 16,9   | NP     | 3,7   | 38,3      | 2,61           | 1,64                    |
|            | 2       | 0,80-1,60   | CL    | 26,5   | 13,3   | 12,4  | 47,5      | 2,64           | 1,74                    |
|            | 3       | 1,60-2,80   | SC    | 24,5   | 12,8   | 8,9   | 49,6      | 2,53           | 1,74                    |
|            | 4       | 2,80-4,00   | GM-GC | 21     | 14,3   | 11    | 11,36     | 2,57           | 1,86                    |
| C3         | 1       | 0,00-2,80   | SC    | 25,8   | 13,2   | 11,6  | 49,7      | 2,48           | 1,67                    |
|            | 2       | 2,80-4,00   | GP-Bo | -      | NP     | 2,54  | 2,36      | 2,61           | 1,87                    |
| C4         | 1       | 0,00-0,60   | SM    | 16,6   | NP     | 3,4   | 18,1      | 2,57           | 1,64                    |
|            | 2       | 0,60-1,70   | SC    | 21,6   | 13,1   | 15,9  | 39,8      | 2,64           | 1,84                    |
|            | 3       | 1,70-4,00   | GP-Bo | -      | NP     | 3,24  | 2,58      | 2,56           | 1,74                    |

#### EJE B - B

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,40   | SM    | 15,1   | NP     | 12,8  | 26,7      | 2,63           | 1,6                     |
|            | 2       | 0,40-1,80   | SP-SM | -      | NP     | 5,21  | 12,36     | 2,64           | 1,64                    |
|            | 3       | 1,80-2,80   | SC    | 27,1   | 12,8   | 14,2  | 49,2      | 2,68           | 1,724                   |
|            | 4       | 2,80-3,90   | GM-Bo | 15,26  | NP     | 3,25  | 12,35     | 2,54           | 1,62                    |
| C2         | 1       | 0,00-2,60   | SC    | 23,1   | 15,5   | 7,7   | 42,9      | 2,61           | 1,79                    |
|            | 2       | 2,60-4,00   | GM-GC | -      | NP     | 3,2   | 6,35      | 2,59           | 1,87                    |
| C3         | 1       | 0,00-2,20   | SC    | 22,8   | 14     | 9,2   | 46,1      | 2,63           | 1,85                    |
|            | 2       | 2,20-4,00   | GC-Bo | 28,53  | 12,41  | 7,52  | 41,23     | 2,57           | 1,94                    |
| C4         | 1       | 0,00-0,30   | SM    | 14,2   | NP     | 13,3  | 40,2      | 2,64           | 1,672                   |
|            | 2       | 0,30-1,90   | SC    | 29,6   | 14     | 17,2  | 45,3      | 2,63           | 1,7                     |
|            | 3       | 1,90-4,00   | GP-Bo | -      | NP     | 3,26  | 1,25      | 2,59           | 1,75                    |

| <b>ZONA 3</b>  |         |             |       |        |        |       |           |                |                         |
|--|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| <b>RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO</b> |         |             |       |        |        |       |           |                |                         |
| <b>EJE A - A</b>                                     |         |             |       |        |        |       |           |                |                         |
| <b>PROPIEDADES ESTANDAR</b>                          |         |             |       |        |        |       |           |                |                         |
| Excavación   | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
| C1   | 1       | 0,00-0,50   | SM    | 16     | NP     | 4,4   | 23,2      | 2,63           | 1,65                    |
|  | 2       | 0,50-2,20   | SP-SM | 15,7   | NP     | 6,2   | 11,8      | 2,61           | 1,72                    |
|  | 3       | 2,20-3,40   | SC    | 25,8   | 12,17  | 8,23  | 38,25     | 2,64           | 1,84                    |
|  | 4       | 3,40-4,00   | GM-Bo | -      | NP     |       |           | 2,58           | 1,74                    |
| C2   | 1       | 0,00-0,50   | SM    | 17,1   | NP     | 10,2  | 34,6      | 2,64           | 1,65                    |
|  | 2       | 0,50-1,90   | SC    | 24,8   | 14,4   | 14,2  | 46        | 2,68           | 1,84                    |
|  | 3       | 1,90-3,00   | GM-GC | -      | NP     | 2,63  | 10,23     | 2,67           | 1,92                    |
|  | 4       | 3,00-4,00   | GC-Bo | -      | NP     | 6,32  | 26,35     | 2,67           | 1,86                    |
| C3   | 1       | 0,00-1,30   | SM    | 15,7   | NP     | 11,9  | 31,3      | 2,64           | 1,63                    |
|  | 2       | 1,30-2,90   | SC    | 25,1   | 14,3   | 9,4   | 39,8      | 2,64           | 1,84                    |
|  | 3       | 2,90-4,00   | SC-GW | 18,26  | 11,3   | 5,26  | 7,85      | 2,7            | 1,95                    |
| C4   | 1       | 0,00-1,30   | SM    | 14,65  | NP     | 8,57  | 19,36     | 2,63           | 1,63                    |
|  | 2       | 1,30-3,10   | SC    | 36,25  | 11,45  | 9,63  | 29,63     | 2,68           | 1,76                    |
|  | 3       | 3,10-4,00   | SC-GW | 25,36  | 10,24  | 6,25  | 26,35     | 2,68           | 1,64                    |
| C5   | 1       | 0,00-0,50   | SM    | 17,75  | 14,73  | 5,87  | 36,52     | 2,54           | 1,82                    |
|  | 2       | 0,50-2,20   | SC    | 25,68  | 10,24  | 5,24  | 29,54     | 2,64           | 1,74                    |
|  | 3       | 2,20-3,30   | SC-GW | 24,15  | 10,26  | 5,28  | 36,25     | 2,71           | 1,84                    |
|  | 4       | 3,30-3,70   | Bo    | -      | NP     |       |           |                |                         |
| C6   | 1       | 0,00-0,50   | SM    | -      | NP     | 3,26  | 12,36     | 2,61           | 1,68                    |
|  | 2       | 0,50-1,90   | SC    | 26,89  | 12,63  | 6,25  | 35,28     | 2,64           | 1,72                    |
|  | 3       | 1,90-2,60   | GW    | -      | NP     | 3,21  | 3,65      | 2,54           | 1,68                    |
|  | 4       | 2,60-3,00   | Bo    | -      | NP     |       |           |                |                         |
| <b>ZONA 4</b>  |         |             |       |        |        |       |           |                |                         |
| <b>RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO</b> |         |             |       |        |        |       |           |                |                         |
| <b>EJE A - A</b>                                     |         |             |       |        |        |       |           |                |                         |
| <b>PROPIEDADES ESTANDAR</b>                          |         |             |       |        |        |       |           |                |                         |
| Excavación   | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
| C1   | 1       | 0,00-1,10   | SM    | 16,25  | NP     | 3,25  | 16,52     | 2,58           | 1,56                    |
|  | 2       | 1,10-2,80   | SC    | 28,5   | 10,1   | 8,27  | 42,31     | 2,63           | 1,82                    |
| C2   | 1       | 0,00-2,30   | SC    | 29,65  | 11,2   | 7,52  | 25,4      | 2,65           | 1,83                    |
|  | 2       | 2,30-3,50   | GP    | -      | NP     | 5,28  | 4,26      | 2,54           | 1,56                    |
| C3   | 1       | 0,00-2,80   | SC    | 32,15  | 13,26  | 8,65  | 26,87     | 2,62           | 1,82                    |
|  | 2       | 2,80-3,90   | GC-GP | 26,35  | 11,23  | 5,36  | 10,69     | 2,61           | 1,73                    |

## ZONA 5

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,70   | SC    | 27,42  | 14,42  | 6,89  | 38,43     | 2,71           | 1,87                    |
|            | 2       | 0,70-3,00   | GP-GC | 25,88  | 11,76  | 5,94  | 6,82      | 2,64           | 1,92                    |
|            | 3       | 3,00-4,00   | SC    | 36,18  | 14,51  | 7,85  | 24,66     | 2,49           | 1,76                    |
| C2         | 1       | 0,00-0,50   | SM    | 15,41  | NP     | 4,32  | 15,84     | 2,63           | 1,72                    |
|            | 2       | 0,50-1,50   | SC    | 30,18  | 12,53  | 8,31  | 38,33     | 2,71           | 1,72                    |
|            | 3       | 1,50-3,10   | GP-GC | 39,72  | 20,49  | 18,12 | 10,27     | 2,56           | 1,92                    |
|            | 4       | 3,10-4,00   | SC    | 20,14  | 6,73   | 5,75  | 18,83     | 2,61           | 1,84                    |
| C3         | 1       | 0,00-0,50   | SM    | 19,3   | NP     | 4,72  | 18,41     | 2,56           | 1,74                    |
|            | 2       | 0,50-1,30   | SC    | 23,94  | 15,43  | 17,22 | 41,73     | 2,63           | 1,64                    |
|            | 3       | 1,30-3,00   | GP-GC | 26,72  | 14,18  | 7,16  | 11,84     | 2,54           | 1,84                    |
|            | 4       | 3,00-4,00   | SC    | 25,82  | 10,92  | 7,82  | 17,2      | 2,61           | 1,7                     |
| C4         | 1       | 0,00-0,40   | SM    | 17,54  | NP     | 4,36  | 19,52     | 2,58           | 1,65                    |
|            | 2       | 0,40-1,40   | SC    | 21,16  | 7,4    | 6,38  | 18,95     | 2,54           | 1,8                     |
|            | 3       | 1,40-3,00   | GM-GC | 19,52  | 10,26  | 5,23  | 26,35     | 2,61           | 1,67                    |
|            | 4       | 3,00-3,90   | SC    | 27,92  | 18,2   | 19,32 | 40,86     | 2,54           | 1,74                    |

#### EJE B - B

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,60   | SM   | 17,26  | NP     | 2,63  | 13,24     | 2,61           | 1,65                    |
|            | 2       | 0,60-2,20   | SC   | 37,56  | 19,65  | 13,48 | 16,84     | 2,68           | 1,84                    |
|            | 3       | 2,20-2,80   | GC   | 36,52  | 19,58  | 6,35  | 28,54     | 2,63           | 1,68                    |
|            | 4       | 2,80-3,30   | Bo   | -      | NP     |       |           |                |                         |
| C2         | 1       | 0,00-0,90   | SM   | 15,63  | NP     | 13,24 | 15,26     | 2,61           | 1,72                    |
|            | 2       | 0,90-2,30   | SC   | 36,25  | 14,2   | 4,58  | 36,25     | 2,61           | 1,95                    |
|            | 3       | 2,30-3,00   | GC   | 25,63  | 14,2   | 6,54  | 27,89     | 2,58           | 1,74                    |
|            | 4       | 3,00-3,50   | Bo   | -      | NP     |       |           |                |                         |
| C3         | 1       | 0,00-0,80   | SM   | 16,32  | NP     | 5,26  | 15,62     | 2,54           | 1,67                    |
|            | 2       | 0,80-3,30   | SC   | 26,58  | 12,54  | 7,52  | 23,65     | 2,56           | 1,85                    |
|            | 3       | 3,30-3,50   | Bo   | -      | NP     |       |           |                |                         |

## ZONA 6

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,40   | SM    | 18,6   | NP     | 4,25  | 15,62     | 2,63           | 1,82                    |
|            | 2       | 0,40-2,00   | CL    | 29     | 17,95  |       |           | 2,69           | 1,92                    |
|            | 3       | 2,00-3,90   | SC    | 34,55  | 14,54  | 9,56  | 43,58     | 2,68           | 1,8                     |
|            | 4       | 3,90-4,20   | GC-Bo | 23,15  | 10,2   |       |           | 2,54           | 1,95                    |
| C2         | 1       | 0,00-0,50   | SM    | 21,16  | NP     | 5,3   | 17,53     | 2,65           | 1,56                    |
|            | 2       | 0,50-3,00   | CL    | 22     | 11,6   | 10,93 | 65        | 2,71           | 1,94                    |
|            | 3       | 3,00-4,00   | SC    | 29,17  | 10,48  | 8,67  | 40,58     | 2,64           | 1,81                    |
| C3         | 1       | 0,00-0,60   | SM    | 19,4   | NP     | 3,76  | 14,21     | 2,63           | 1,78                    |
|            | 2       | 0,60-1,90   | SC    | 29,84  | 11,42  | 10,63 | 39,32     | 2,59           | 1,74                    |
|            | 3       | 1,90-3,40   | CL    | 24     | 12,52  | 10,53 | 49,56     | 2,7            | 1,86                    |
|            | 4       | 3,40-4,20   | SC    | 37,48  | 17,52  | 14,31 | 25,7      | 2,6            | 1,74                    |

#### EJE B - B

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,70   | SM    | 21,12  | NP     | 4,15  | 15,84     | 2,42           | 1,77                    |
|            | 2       | 0,70-1,80   | SC    | 26,14  | 11,8   | 9,3   | 38,54     | 2,7            | 1,78                    |
|            | 3       | 1,60-3,50   | CL    | 24,4   | 14,8   | 8,64  | 16,32     | 2,7            | 1,84                    |
|            | 4       | 3,50-4,10   | GC-Bo | 36,52  | 8,62   | 6,23  | 15,6      | 2,64           | 1,94                    |
| C2         | 1       | 0,00-0,50   | SM    | 17,8   | NP     | 3,8   | 19,62     | 2,51           | 1,64                    |
|            | 2       | 0,50-2,90   | CL    | 29,48  | 17,38  | 8,52  | 58,24     | 2,68           | 1,92                    |
|            | 3       | 2,90-3,90   | GC-Bo | 36,17  | 9,2    | 6,54  | 25,63     | 2,68           | 1,89                    |

## ZONA 7

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

#### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,70   | CL    | 26,3   | 12,51  | 7,62  | 54,23     | 2,68           | 1,94                    |
|            | 2       | 0,70-3,30   | GP-GC | 36,3   | 20,48  | 17,46 | 25,21     | 2,56           | 1,86                    |
|            | 3       | 3,30-4,00   | Bo    | -      | NP     |       |           | 2,54           |                         |
| C2         | 1       | 0,00-1,00   | SC    | 31,52  | 11,45  | 10,1  | 39,46     | 2,73           | 1,73                    |
|            | 2       | 1,00-1,90   | CL    | 23,5   | 13,26  | 12,27 | 55,9      | 2,68           | 1,89                    |
|            | 3       | 1,90-4,00   | GC-Bo | 38,45  | 12,36  | 13,62 | 26,58     | 2,54           | 1,84                    |
| C3         | 1       | 0,00-2,70   | SC    | 22,64  | 12,52  | 13,1  | 48,08     | 2,54           | 1,76                    |
|            | 2       | 2,70-4,00   | GP-Bo | -      | NP     | 2,63  | 1,3       | 2,53           | 1,74                    |
| C4         | 1       | 0,00-2,50   | SC    | 39,56  | 12,64  | 5,2   | 32,81     | 2,61           | 1,84                    |
|            | 2       | 2,50-4,00   | GP-Bo | -      | NP     | 2,68  | 1,89      | 2,58           | 1,64                    |
| C5         | 1       | 0,00-0,80   | SM    | 18,2   | 12,64  | 4,63  | 36,21     | 2,61           | 1,8                     |
|            | 2       | 0,80-2,90   | SC    | 35,28  | 8,56   | 4,56  | 25,14     | 2,63           | 1,73                    |
|            | 3       | 2,90-3,80   | GP-GC | -      | NP     | 3,26  | 8,24      | 2,54           | 1,87                    |
|            | 4       | 3,80-4,00   | Bo    | -      | NP     |       |           |                |                         |
| C6         | 1       | 0,00-0,70   | SM    | -      | NP     | 4,26  | 25,32     | 2,65           | 1,74                    |
|            | 2       | 0,70-3,00   | SC    | 26,53  | 11,25  | 5,21  | 38,57     | 2,64           | 1,8                     |
|            | 3       | 3,00-3,80   | GC-Bo | 28,94  | 12,34  | 4,19  | 32,15     | 2,64           | 1,91                    |
| C7         | 1       | 0,00-1,10   | SM    | 19,58  | NP     | 4,58  | 26,35     | 2,59           | 1,64                    |
|            | 2       | 1,10-2,30   | SC    | 36,54  | 11,58  | 5,26  | 35,17     | 2,67           | 1,67                    |
|            | 3       | 2,30-4,00   | GC-Bo | 28,51  | 11,25  | 10,25 | 25,26     | 2,57           | 1,94                    |

**ZONA 8****RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO****EJE A - A****PROPIEDADES ESTANDAR**

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-2,20   | SM    | 19,28  | NP     | 5,74  | 18,42     | 2,58           | 1,6                     |
|            | 2       | 2,20-3,30   | SC    | 31     | 8,81   | 9,21  | 28,5      | 2,63           | 1,72                    |
|            | 3       | 3,30-4,00   | GP-Bo | -      | NP     | 2,15  | 1,36      | 2,57           | 1,64                    |
| C2         | 1       | 0,00-1,30   | SM    | 19,25  | 12,35  | 3,62  | 24,51     | 2,63           | 1,59                    |
|            | 2       | 1,30-3,30   | SM-SC | 21,54  | 11,26  | 4,53  | 28,61     | 2,64           | 1,72                    |
|            | 3       | 3,30-4,00   | GC-Bo | 25,36  | 12,3   | 8,63  | 29,36     | 2,58           | 1,92                    |
| C3         | 1       | 0,00-2,20   | SM    | -      | NP     | 3,65  | 15,62     | 2,54           | 1,63                    |
|            | 2       | 2,20-3,90   | SP-SM | -      | NP     | 3,25  | 15,26     | 2,58           | 1,6                     |
| C4         | 1       | 0,00-1,30   | SM    | -      | NP     | 3,59  | 19,24     | 2,57           | 1,62                    |
|            | 2       | 1,30-3,00   | SP    | -      | NP     | 4,26  | 4,26      | 2,54           | 1,61                    |
|            | 3       | 3,00-4,10   | GP-Bo | -      | NP     | 2,65  | 2,97      | 2,55           | 1,58                    |
| C5         | 1       | 0,00-1,90   | SM    | -      | NP     | 3,87  | 18,59     | 2,61           | 1,7                     |
|            | 2       | 1,90-3,20   | GP    | -      | NP     | 2,91  | 3,62      | 2,51           | 1,8                     |
|            | 3       | 3,20-4,00   | Bo    | -      | NP     |       |           |                |                         |

## ZONA 9

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-2,40   | SM    | 16,36  | NP     | 3,65  | 26,35     | 2,53           | 1,62                    |
|            | 2       | 2,40-3,80   | GP-Bo | -      | NP     | 4,25  | 3,54      | 2,56           | 1,64                    |
| C2         | 1       | 0,00-0,50   | SM    | 16,32  | NP     | 3,58  | 23,85     | 2,61           | 1,64                    |
|            | 2       | 0,50-3,10   | SM-SC | 15,78  | NP     | 4,51  | 12,36     | 2,63           | 1,72                    |
|            | 3       | 3,10-3,90   | GP-Bo | -      | NP     | 2,35  | 3,25      | 2,54           | 1,79                    |
| C3         | 1       | 0,00-2,70   | SM    | 16,25  | NP     | 4,25  | 28,54     | 2,68           | 1,72                    |
|            | 2       | 2,70-3,60   | SM-SC | 23,52  | NP     | 7,54  | 46,58     | 2,71           | 1,74                    |
|            | 3       | 3,60-4,00   | GM-Bo | -      | NP     | 7,24  | 16,27     | 2,59           | 1,62                    |
| C4         | 1       | 0,00-1,10   | SM-SC | 28,52  | NP     | 5,26  | 39,3      | 2,64           | 1,59                    |
|            | 2       | 1,10-2,50   | SM    | -      | NP     | 4,58  | 26,84     | 2,63           | 1,63                    |
|            | 3       | 2,50-3,40   | SC    | 37,5   | 10,73  | 6,87  | 38,45     | 2,87           | 1,64                    |
|            | 4       | 3,40-4,20   | GP-GC | 28,53  | 12,84  | 4,13  | 10,24     | 2,54           | 1,72                    |
| C5         | 1       | 0,00-1,00   | SM    | -      | NP     | 3,91  | 28,94     | 2,63           | 1,64                    |
|            | 2       | 1,00-2,80   | SC    | 35,62  | 13,54  | 8,59  | 42,15     | 2,71           | 1,63                    |
|            | 3       | 2,80-3,80   | GC-Bo | 29,53  | 9,2    | 10,26 | 36,12     | 2,64           | 1,89                    |

#### EJE B - B

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,90   | SM    | 18,25  | NP     | 4,59  | 39,52     | 2,63           | 1,63                    |
|            | 2       | 0,90-2,70   | SC    | 36,48  | 12,36  | 15,26 | 37,48     | 2,65           | 1,75                    |
|            | 3       | 2,70-3,80   | GC-Bo | 35,26  | 14,25  | 15,24 | 36,25     | 2,54           | 1,84                    |
| C2         | 1       | 0,00-1,30   | SM    | 19,58  | NP     | 6,25  | 32,15     | 2,61           | 1,63                    |
|            | 2       | 1,30-2,70   | SC    | 39,58  | 15,62  | 14,98 | 42,58     | 2,7            | 1,67                    |
|            | 3       | 2,70-4,00   | GP-Bo | -      | NP     | 2,81  | 3,25      | 2,51           | 1,81                    |
| C3         | 1       | 0,00-1,80   | SM    | 19,2   | NP     | 3,87  | 16,28     | 2,61           | 1,64                    |
|            | 2       | 1,80-2,90   | SC    | 39,58  | 14,56  | 16,25 | 42,59     | 2,64           | 1,7                     |
|            | 3       | 2,90-3,70   | GM-Bo | -      | NP     | 3,68  | 16,35     | 2,53           | 1,64                    |
| C4         | 1       | 0,00-2,00   | SM    | 19,21  | NP     | 4,26  | 36,25     | 2,67           | 1,62                    |
|            | 2       | 2,00-3,20   | SM-SC | 23,65  | 13,28  | 14,08 | 31,6      | 2,69           | 1,78                    |
|            | 3       | 3,20-4,00   | GM-Bo | -      | NP     | 4,21  | 16,25     | 2,58           | 1,62                    |



## ZONA 10

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-3,80   | SC    | 41,3   | 10,03  | 8,36  | 32,51     | 2,63           | 1,65                    |
|            | 2       | 3,80-4,30   | GC    | 36,98  | 12,35  | 5,2   | 16,24     | 2,59           | 1,85                    |
| C2         | 1       | 0,00-1,20   | CL    | 38,95  | 14,52  | 13,84 | 56,27     | 2,69           | 1,87                    |
|            | 2       | 1,20-2,80   | SC    | 39,56  | 15,1   | 14,69 | 49,2      | 2,58           | 1,78                    |
|            | 3       | 2,80-3,40   | GC-Bo | 36,25  | 12,94  | 6,23  | 17,21     | 2,57           | 1,92                    |
| C3         | 1       | 0,00-3,00   | SC    | 35,26  | 13,26  | 6,19  | 36,25     | 2,61           | 1,78                    |
|            | 2       | 3,00-3,80   | GC-Bo | 25,36  | 12,64  | 7,36  | 21,08     | 2,64           | 1,91                    |
| C4         | 1       | 0,00-4,00   | SC    | 36,25  | 13,24  | 9,58  | 38,7      | 2,64           | 1,87                    |
| C5         | 2       | 0,00-4,00   | SC    | 32,15  | 14,26  | 12,64 | 37,49     | 2,71           | 1,82                    |
| C6         | 1       | 0,00-2,80   | SC    | 24,56  | 16,95  | 8,26  | 24,71     | 2,64           | 1,81                    |
|            | 2       | 2,80-3,80   | GC-Bo | 22,1   | 9,17   | 5,62  | 15,2      | 2,68           | 1,94                    |

#### EJE B - B

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,80   | CL    | 26,35  | 12,36  | 11,56 | 53,27     | 2,72           | 1,86                    |
|            | 2       | 0,80-3,10   | SC    | 38,56  | 15,24  | 13,3  | 40,2      | 2,64           | 1,75                    |
|            | 3       | 3,10-3,80   | GC-Bo | 27,1   | 12,8   | 14,2  | 36,74     | 2,63           | 1,91                    |
| C2         | 1       | 0,00-3,00   | SC    | 29,74  | 11     | 13,25 | 42,1      | 2,68           | 1,87                    |
|            | 2       | 3,00-4,00   | GC-Bo | 24,1   | 12,36  | 7,3   | 42,9      | 2,64           | 1,89                    |
| C3         | 1       | 0,00-3,80   | SC    | 28,53  | 9,51   | 11,25 | 28,57     | 2,59           | 1,84                    |
| C4         | 2       | 0,00-4,00   | SC    | 26,58  | 12,35  | 5,62  | 41,25     | 2,64           | 1,82                    |

## ZONA 11

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-2,80   | SC    | 26,6   | 10,06  | 7,59  | 31,2      | 2,63           | 1,72                    |
|            | 2       | 2,80-3,70   | GC-Bo | 31,84  | 10,69  | 5,21  | 15,6      | 2,68           | 1,86                    |
| C2         | 1       | 0,00-3,40   | SC    | 39,21  | 12,56  | 6,23  | 6,25      | 2,7            | 1,52                    |
|            | 2       | 3,40-4,00   | GC    | 26,33  | 9,32   | 5,1   | 21,7      | 2,65           | 1,89                    |
| C3         | 1       | 0,00-0,80   | SC    | 36,26  | 13,26  | 12,85 | 29,8      | 2,69           | 1,74                    |
|            | 2       | 0,80-1,70   | CL    | 42,12  | 14,52  | 13,89 | 59,24     | 2,71           | 1,87                    |
|            | 3       | 1,70-3,70   | SC    | 23,15  | 8,26   | 5,14  | 26,38     | 2,64           | 1,74                    |
| C4         | 1       | 0,00-3,50   | SC    | 26,5   | 7,54   | 4,98  | 29,35     | 2,61           | 1,62                    |

#### EJE B - B

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-2,80   | SC    | 37,25  | 10,24  | 6,25  | 32,15     | 2,65           | 1,64                    |
|            | 2       | 2,80-3,70   | GP-Bo | -      | NP     | 3,26  | 3,25      | 2,53           | 1,57                    |
| C2         | 1       | 0,00-2,80   | SC    | 36,25  | 9,5    | 5,29  | 20,91     | 2,64           | 1,63                    |
|            | 2       | 2,80-4,00   | GC-Bo | 26,84  | 8,26   | 5,9   | 16,25     | 2,64           | 1,85                    |
| C3         | 1       | 0,00-0,80   | SC    | 35,21  | 10,24  | 6,2   | 28,14     | 2,67           | 1,67                    |
|            | 2       | 0,80-2,10   | CL    | 39,52  | 12,36  | 10,48 | 58,21     | 2,67           | 1,84                    |
|            | 3       | 2,10-3,90   | GC-Bo | 29,52  | 11,03  | 9,62  | 19,25     | 2,56           | 1,91                    |
| C4         | 1       | 0,00-3,00   | SC    | 28,95  | 12,36  | 6,38  | 15,62     | 2,58           | 1,64                    |
|            | 2       | 3,00-4,00   | GC-Bo | 32,61  | 12,36  | 9,35  | 36,25     | 2,64           | 1,84                    |

## ZONA 12

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | PROPIEDADES ESTANDAR |        |       |           |                |                         |
|------------|---------|-------------|-------|----------------------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
|            |         |             |       | LL (%)               | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
| C1         | 1       | 0,00-1,60   | SC    | 21,03                | 11,14  | 8,25  | 29,5      | 2,63           | 1,64                    |
|            | 2       | 1,60-2,80   | GC    | 32,61                | 12,5   | 5,9   | 19,36     | 2,53           | 1,82                    |
|            | 3       | 2,80-3,90   | GC-Bo | 33,26                | 11,26  | 6,1   | 20,39     | 2,54           | 1,84                    |
| C2         | 1       | 0,00-0,50   | SC    | 29,51                | 10,25  | 6,3   | 28,5      | 2,61           | 1,62                    |
|            | 2       | 0,50-1,30   | CL    | 35,62                | 14,25  | 13,64 | 56,21     | 2,71           | 1,84                    |
|            | 3       | 1,30-2,90   | GP-GC | 29,24                | 12,36  | 9,23  | 26,98     | 2,59           | 1,59                    |
|            | 4       | 2,90-3,90   | GC-Bo | 28,63                | 11,58  | 7,52  | 28,31     | 2,56           | 1,73                    |
| C3         | 1       | 0,00-0,60   | SC    | 29,13                | 12,3   | 5,63  | 23,15     | 2,64           | 1,74                    |
|            | 2       | 0,60-1,50   | CL    | 25,4                 | 13,51  | 12,36 | 56,8      | 2,64           | 1,84                    |
|            | 3       | 1,50-2,90   | GP-GC | 27,25                | 11,23  | 3,26  | 9,66      | 2,54           | 1,58                    |
|            | 4       | 2,90-3,80   | GC-Bo | 23,1                 | 8,52   | 5,18  | 16,32     | 2,51           | 1,86                    |
| C4         | 1       | 0,00-1,00   | SC    | 30,62                | 12,34  | 8,26  | 28,35     | 2,63           | 1,64                    |
|            | 2       | 1,00-3,60   | GC    | 26,8                 | 11,24  | 5,41  | 19,25     | 2,68           | 1,78                    |
|            | 3       | 3,60-4,30   | GC-Bo | 29,35                | 10,11  | 5,21  | 13,24     | 2,63           | 1,77                    |
| C5         | 1       | 0,00-1,20   | SC    | 31,25                | 10,25  | 7,52  | 14,26     | 2,54           | 1,64                    |
|            | 2       | 1,20-2,60   | GC    | 25,1                 | 9,54   | 7,33  | 15,82     | 2,61           | 1,54                    |
|            | 3       | 2,60-3,80   | GC-Bo | 26,3                 | 10,2   | 6,99  | 16,84     | 2,61           | 1,63                    |
| C6         | 1       | 0,00-0,60   | SC    | 25,31                | 11,3   | 5,21  | 28,95     | 2,64           | 1,74                    |
|            | 2       | 0,60-1,40   | CL    | 36,25                | 13,82  | 6,25  | 52,74     | 2,68           | 1,84                    |
|            | 3       | 1,40-3,00   | GP-GC | 26,39                | 8,2    | 5,71  | 11,62     | 2,59           | 1,64                    |
|            | 4       | 3,00-3,80   | GP-Bo | -                    | NP     | 3,62  | 1,64      | 2,54           | 1,64                    |
| C7         | 1       | 0,00-1,40   | SC    | 32,15                | 12,09  | 6,27  | 18,25     | 2,71           | 1,71                    |
|            | 2       | 1,40-2,80   | GP-GC | 36,21                | 11,76  | 5,26  | 12,36     | 2,54           | 1,84                    |
|            | 3       | 2,80-3,70   | GP-Bo | -                    | NP     | 3,79  | 2,36      | 2,59           | 1,59                    |
| C8         | 1       | 0,00-1,00   | SC    | 32,15                | 11,25  | 9,36  | 39,54     | 2,64           | 1,67                    |
|            | 2       | 1,00-3,80   | GP-GC | 32,61                | 12,36  | 10,23 | 11,62     | 2,67           | 1,83                    |
|            | 3       | 3,80-4,30   | GC-Bo | 31,7                 | 11,25  | 9,56  | 19,25     | 2,61           | 1,81                    |

## ZONA 13

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,60   | SM    | 19,36  | NP     | 4,26  | 26,35     | 2,53           | 1,6                     |
|            | 2       | 0,60-2,50   | GM-GP | -      | NP     | 3,95  | 11,25     | 2,63           | 1,85                    |
|            | 3       | 2,50-3,70   | GM-Bo | 18,25  | 8,26   | 4,26  | 29,51     | 2,54           | 1,62                    |
| C2         | 1       | 0,00-0,80   | SM    | 18,62  | 9,2    | 3,62  | 27,56     | 2,61           | 1,72                    |
|            | 2       | 0,80-3,30   | GP    | -      | NP     | -     | 2,3       | 2,58           | 1,63                    |
|            | 3       | 3,30-4,10   | GM-Bo | 18,23  | NP     | 5,23  | 16,5      | 2,54           | 1,68                    |
| C3         | 1       | 0,00-0,50   | SM    | 19,35  | NP     | 5,21  | 25,63     | 2,61           | 1,62                    |
|            | 2       | 0,50-1,70   | SP    | -      | NP     | 3,56  | 6,32      | 2,68           | 1,68                    |
|            | 3       | 1,70-4,00   | GP    | -      | NP     | 2,96  | 3,14      | 2,57           | 1,78                    |
|            | 4       | 4,00-4,50   | GP-Bo | -      | NP     | 3,62  | 3,52      | 2,54           | 1,62                    |
| C4         | 1       | 0,00-1,00   | SP    | -      | NP     | 4,21  | 5,26      | 2,59           | 1,59                    |
|            | 2       | 1,00-3,00   | GM-GP | -      | NP     | 5,2   | 10,26     | 2,58           | 1,54                    |
|            | 3       | 3,00-4,00   | GP-Bo | -      | NP     | 6,2   | 3,94      | 2,59           | 1,56                    |
| C5         | 1       | 0,00-1,40   | SP-SM | -      | NP     | 3,9   | 11,63     | 2,64           | 1,57                    |
|            | 2       | 1,40-3,80   | GP    | -      | NP     | 3,69  | 2,36      | 2,58           | 1,52                    |

## ZONA 14

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-0,60   | SM    | 36,51  | 20,63  | 4,21  | 7,63      | 2,53           | 1,59                    |
|            | 2       | 0,60-2,70   | GM    | 23,62  | NP     | 7,63  | 23,63     | 2,56           | 1,54                    |
|            | 3       | 2,70-3,50   | Bo    | -      | NP     |       |           |                |                         |
| C2         | 1       | 0,00-1,00   | SM    | 42,36  | 16,23  | 13,24 | 56,24     | 2,64           | 1,59                    |
|            | 2       | 1,00-2,00   | SM-SC | 32,15  | 12,36  | 5,26  | 8,35      | 2,65           | 1,63                    |
|            | 3       | 2,00-2,30   | GM    | -      | NP     | 3,26  | 26,75     | 2,58           | 1,62                    |
| C3         | 1       | 0,00-0,80   | SM    | 26,32  | NP     | 13,26 | 5,24      | 2,61           | 1,65                    |
|            | 2       | 0,80-1,60   | SC    | 28     | 10,17  | 9,52  | 41,02     | 2,64           | 1,72                    |
|            | 3       | 1,60-3,40   | GM    | 17,26  | NP     | 3,4   | 15,2      | 2,54           | 1,62                    |
|            | 4       | 3,40-4,00   | Bo    | -      | NP     |       |           |                |                         |
| C4         | 1       | 0,00-1,00   | SM    | 18,25  | NP     | 8,25  | 32,61     | 2,54           | 1,62                    |
|            | 2       | 1,00-2,70   | GM-GP | 14,25  | NP     | 6     | 9,36      | 2,63           | 1,59                    |
|            | 3       | 2,70-3,70   | Bo    | -      | NP     |       |           |                |                         |

## ZONA 15

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

| PROPIEDADES ESTANDAR |         |             |       |        |        |       |           |                |                         |
|----------------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| Excavación           | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | V (gr/cm <sup>3</sup> ) |
| C1                   | 1       | 0,00-1,50   | SM    | 18,26  | 9,63   | 5,3   | 18,52     | 2,54           | 1,62                    |
|                      | 2       | 1,50-2,40   | SP    | -      | NP     | 3,9   | 2,36      | 2,58           | 1,57                    |
|                      | 3       | 2,40-3,60   | GP-Bo | -      | NP     | 4,21  | 3,25      | 2,64           | 1,64                    |
| C2                   | 1       | 0,00-1,30   | SP-SM | -      | NP     | 4,18  | 8,47      | 2,53           | 1,58                    |
|                      | 2       | 1,30-3,00   | SM    | -      | NP     | 6,23  | 19,58     | 2,54           | 1,65                    |
|                      | 3       | 3,00-3,70   | GP-Bo | -      | NP     | 2,71  | 2,64      | 2,65           | 1,67                    |
| C3                   | 1       | 0,00-0,50   | SM    | -      | NP     | 4,23  | 12,35     | 2,53           | 1,64                    |
|                      | 2       | 0,50-1,50   | CL    | 22     | 10,78  | 6,87  | 51,24     | 2,71           | 1,62                    |
|                      | 3       | 1,50-3,40   | GC-Bo | 26,35  | 11,2   | 7,26  | 18,4      | 2,53           | 1,84                    |
| C4                   | 1       | 0,00-0,70   | SM    | 23     | NP     | 5,23  | 15,23     | 2,63           | 1,61                    |
|                      | 2       | 0,70-2,50   | SP    | -      | NP     | 3,68  | 3,81      | 2,64           | 1,67                    |
|                      | 3       | 2,50-3,60   | GP-Bo | -      | NP     | 2,61  | 1,48      | 2,58           | 1,58                    |
| C5                   | 1       | 0,00-1,20   | SM    | 18,63  | NP     | 4,21  | 15,26     | 2,54           | 1,64                    |
|                      | 2       | 1,20-2,30   | SP-SM | 18,25  | NP     | 5,26  | 11,97     | 2,64           | 1,61                    |
|                      | 3       | 2,30-3,70   | GM-Bo | 19,25  | NP     | 4,28  | 16,25     | 2,58           | 1,57                    |

## ZONA 16

### RESULTADOS DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

#### EJE A - A

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-1,20   | SM-SC | 19,62  | 8,26   | 4,62  | 11,64     | 2,53           | 1,87                    |
|            | 2       | 1,20-2,90   | GC-Bo | 26,35  | 12,36  | 5,32  | 19,63     | 2,63           | 1,89                    |
|            | 3       | 0,00-1,00   | SM-SP | 18,52  | NP     | 5,8   | 10,36     | 2,58           | 1,67                    |
|            | 4       | 1,00-3,80   | GP-Bo | -      | NP     | 3,65  | 2,9       | 2,59           | 1,53                    |
| C3         | 1       | 0,00-0,90   | SC    | 29,3   | 11,04  | 8,59  | 26,84     | 2,64           | 1,75                    |
|            | 2       | 0,90-1,70   | SP    | -      | NP     | 4,26  | 2,7       | 2,59           | 1,63                    |
|            | 3       | 1,70-3,60   | GP-Bo | -      | NP     | 3,94  | 3,25      | 2,59           | 1,69                    |
| C4         | 1       | 0,00-1,30   | SM    | 18,56  | NP     | 5,68  | 18,94     | 2,64           | 1,59                    |
|            | 2       | 1,30-3,70   | GM-GP | 16,35  | NP     | 5,2   | 9,54      | 2,59           | 1,58                    |

#### EJE B - B

##### PROPIEDADES ESTANDAR

| Excavación | Muestra | Profundidad | SUCS  | LL (%) | LP (%) | W (%) | FINOS (%) | S <sub>s</sub> | γ (gr/cm <sup>3</sup> ) |
|------------|---------|-------------|-------|--------|--------|-------|-----------|----------------|-------------------------|
| C1         | 1       | 0,00-1,00   | SM-SC | 26,35  | 12,36  | 4,89  | 11,6      | 2,64           | 1,59                    |
|            | 2       | 1,00-2,90   | GP    | -      | NP     | 4,38  | 2,69      | 2,58           | 1,67                    |
|            | 3       | 2,90-3,80   | GP-Bo | -      | NP     | 4,36  | 2,97      | 2,64           | 1,62                    |
| C2         | 1       | 0,00-0,70   | SC    | 35,69  | 9,65   | 8,54  | 29,57     | 2,59           | 1,78                    |
|            | 2       | 0,70-2,60   | GP    | -      | NP     | 4,18  | 2,8       | 2,57           | 1,65                    |
|            | 3       | 2,60-3,80   | GP-Bo | -      | NP     | 4,17  | 2,48      | 2,51           | 1,59                    |
| C3         | 1       | 0,00-1,20   | SC    | 27,15  | 11,84  | 8,97  | 41,25     | 2,69           | 1,84                    |
|            | 2       | 1,20-2,60   | GP    | -      | NP     | 3,8   | 2,14      | 2,58           | 1,53                    |
|            | 3       | 2,60-3,70   | GP-Bo | -      | NP     | 3,7   | 2,8       | 2,54           | 1,59                    |

## ZONA 1

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-1,00   | SC     | 1,72                           | 65             | 30                 |                |                     |        |
|            | 1,00-4,00   | GC-GP  | 1,98                           |                |                    |                |                     |        |
| C2         | 0,00-2,00   | SC     | 1,78                           | 70             | 30                 |                | 0,9                 | 36     |
|            | 2,00-4,00   | GP     | 1,82                           | 72             | 36                 |                |                     |        |
| C3         | 0,00-1,30   | CL     | 1,73                           |                |                    | 1,18           |                     |        |
|            | 1,30-4,00   | GC-Bo  | 1,98                           |                |                    |                |                     |        |
| C4         | 0,00-0,50   | SM     | 1,84                           | 66             | 30                 |                |                     |        |
|            | 0,50-1,50   | CL     | 1,92                           |                | 1,2                |                |                     |        |
|            | 1,50-4,00   | GC     | 1,78                           | 79             | 37                 |                |                     |        |
| C5         | 0,00-0,80   | SM     | 1,82                           | 63             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,80-3,50   | CL     | 1,86                           |                | 1,23               |                |                     |        |
|            | 3,50-4,00   | GC     | 1,95                           |                |                    |                |                     |        |
| C6         | 0,00-0,80   | SM     | 1,64                           | 63             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,80-2,30   | CL     | 1,86                           |                | 1,24               |                |                     |        |
|            | 2,30-4,00   | GC-Bo  | 1,95                           | 75             | 36                 |                |                     |        |
|            |             | PROMED | 1,84                           |                | 28                 | 1,21           |                     |        |

#### EJE B - B

| Excavación | Profundidad | SUCS           | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |      |
|------------|-------------|----------------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|------|
|            |             |                |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |      |
| C1         | 0,00-1,00   | SC             | 1,76                           | 63             | 25                 |                |                     |        |      |
|            | 1,00-3,20   | CL             | 1,68                           |                |                    |                |                     |        | 1,26 |
|            | 3,20-4,00   | GC-Bo          | 1,85                           |                |                    |                |                     |        | 78   |
| C2         | 0,00-0,40   | SC             | 1,67                           | 64             | 25                 |                |                     |        |      |
|            | 0,40-1,80   | CL             | 1,57                           |                | 1,34               |                |                     |        |      |
|            | 1,80-4,00   | GC-Bo          | 1,79                           | 78             | 37                 |                |                     |        |      |
| C3         | 0,00-0,80   | SC             | 1,64                           | 64             | 25                 |                |                     |        |      |
|            | 0,80-2,40   | CL             | 1,69                           |                | 1,28               |                |                     |        |      |
|            | 2,40-4,00   | GC-Bo          | 1,94                           | 78             | 37                 |                |                     |        |      |
|            |             | PROMED         | 1,73                           |                | 31                 | 1,29           |                     |        |      |
|            |             | PROMEDIO A Y B | 1,79                           |                | 29                 | 1,25           |                     |        |      |

#### NOTA :

Las calicatas de exploración C1... C8 han sido ubicadas, según ejes EJE A-A, EJE B-B, y se ubican en el plano L5.



## ZONA 2

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensay. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|----------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |       | cohesión             | Angulo |
| C1         | 0,00-1,90   | SM     | 1,63                           | 40             | 25                 | 1,15  | 0                    | 29     |
|            | 1,90-2,50   | CL     | 1,75                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 2,50-3,00   | SC     | 1,86                           | 63             | 25                 |       |                      |        |
|            | 3,00-4,00   | GC     | 1,95                           |                |                    |       |                      |        |
| C2         | 0,00-0,80   | SM     | 1,64                           | 36             | 25                 | 1,53  |                      |        |
|            | 0,80-1,60   | CL     | 1,74                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 1,60-2,80   | SC     | 1,74                           | 41             | 25                 |       |                      |        |
|            | 2,80-4,00   | GM-GC  | 1,86                           | 74             | 36                 |       |                      |        |
| C3         | 0,00-2,80   | SC     | 1,67                           | 52             | 25                 |       |                      |        |
|            | 2,80-4,00   | GP-Bo  | 1,87                           | 65             | 35                 |       |                      |        |
| C4         | 0,00-0,60   | SM     | 1,64                           | 41             | 25                 |       | 0                    | 29     |
|            | 0,60-1,70   | SC     | 1,84                           | 61             | 25                 |       |                      |        |
|            | 1,70-4,00   | GP-Bo  | 1,74                           | 69             | 35                 |       |                      |        |
|            |             | PROMED | 1,76                           |                | 28                 | 1,34  |                      |        |

#### EJE B - B

| Excavación | Profundidad | SUCS           | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensay. Corte Directo |        |
|------------|-------------|----------------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|----------------------|--------|
|            |             |                |                                |                |                    |       | cohesión             | Angulo |
| C1         | 0,00-0,40   | SM             | 1,6                            |                |                    |       |                      |        |
|            | 0,40-1,80   | SP-SM          | 1,64                           | 49             | 25                 |       |                      |        |
|            | 1,80-2,80   | SC             | 1,724                          | 52             | 25                 |       |                      |        |
|            | 2,80-3,90   | GM-Bo          | 1,62                           | 53             | 33                 |       |                      |        |
| C2         | 0,00-2,60   | SC             | 1,79                           | 66             | 30                 |       |                      |        |
|            | 2,60-4,00   | GM-GC          | 1,87                           | 72             | 36                 |       |                      |        |
| C3         | 0,00-2,20   | SC             | 1,85                           | 48             | 25                 |       |                      |        |
|            | 2,20-4,00   | GC-Bo          | 1,94                           | 64             | 35                 |       |                      |        |
| C4         | 0,00-0,30   | SM             | 1,672                          |                |                    |       |                      |        |
|            | 0,30-1,90   | SC             | 1,7                            | 48             | 25                 |       |                      |        |
|            | 1,90-4,00   | GP-Bo          | 1,75                           | 49             | 32                 |       |                      |        |
|            |             | PROMED         | 1,74                           |                | 29                 |       |                      |        |
|            |             | PROMEDIO A Y B | 1,75                           |                | 29                 | 1,34  |                      |        |

## ZONA 3

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-0,50   | SM     | 1,65                           | 38             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,50-2,20   | SP-SM  | 1,72                           | 62             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,20-3,40   | SC     | 1,84                           | 63             | 25                 |                | 0                   | 27     |
|            | 3,40-4,00   | GM-Bo  | 1,74                           | 70             | 36                 |                |                     |        |
| C2         | 0,00-0,50   | SM     | 1,65                           | 46             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,50-1,90   | SC     | 1,84                           | 72             | 30                 |                |                     |        |
|            | 1,90-3,00   | GM-GC  | 1,92                           | 75             | 36                 |                |                     |        |
|            | 3,00-4,00   | GC-Bo  | 1,86                           | 75             | 36                 |                |                     |        |
| C3         | 0,00-1,30   | SM     | 1,63                           | 38             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,30-2,90   | SC     | 1,84                           | 47             | 25                 |                | 0                   | 29     |
|            | 2,90-4,00   | GW-GC  | 1,95                           | 64             | 35                 |                |                     |        |
| C4         | 0,00-1,30   | SM     | 1,63                           | 39             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,30-3,10   | SC     | 1,76                           | 48             | 25                 |                |                     |        |
|            | 3,10-4,00   | GW-GC  | 1,64                           | 49             | 32                 |                |                     |        |
| C5         | 0,00-0,50   | SM     | 1,82                           | 36             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,50-2,20   | SC     | 1,74                           | 68             | 30                 |                | 0                   | 31     |
|            | 2,20-3,30   | SC-GW  | 1,84                           | 72             | 36                 |                |                     |        |
|            | 3,30-3,70   | Bo     |                                |                |                    |                |                     |        |
| C6         | 0,00-0,50   | SM     | 1,68                           | 25             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,50-1,90   | SC     | 1,72                           | 74             | 30                 |                |                     |        |
|            | 1,90-2,60   | GW     | 1,68                           | 75             | 36                 |                |                     |        |
|            | 2,60-3,00   | Bo     |                                |                |                    |                |                     |        |
|            |             | PROMED | 1,76                           |                | 29                 |                |                     |        |

| <b>ZONA 4</b>   |             |        |                                |                |                    |                |                     |        |
|---|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
| <b>ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE</b> |             |        |                                |                |                    |                |                     |        |
| <b>EJE A - A</b>                                      |             |        |                                |                |                    |                |                     |        |
| Excavación  | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|   |             |        |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1  | 0,00-1,10   | SM     | 1,56                           | 36             | 25                 |                |                     |        |
|   | 1,10-2,80   | SC     | 1,82                           | 41             | 25                 | 0              | 22                  |        |
| C2  | 0,00-2,30   | SC     | 1,83                           | 45             | 25                 | 0              | 22                  |        |
|   | 2,30-3,50   | GP     | 1,56                           | 42             | 31                 |                |                     |        |
| C3  | 0,00-2,80   | SC     | 1,62                           | 38             | 25                 | 0              | 23                  |        |
|   | 2,80-3,90   | GC-GP  | 1,73                           | 42             | 31                 |                |                     |        |
|   |             | PROMED | 1,69                           |                | 27                 |                | 22                  |        |

| <b>ZONA 5</b>   |             |                |                                |                |                    |       |                     |        |
|---|-------------|----------------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|---------------------|--------|
| <b>ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE</b> |             |                |                                |                |                    |       |                     |        |
| <b>EJE A - A</b>                                      |             |                |                                |                |                    |       |                     |        |
| Excavación  | Profundidad | SUCS           | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensy. Corte Directo |        |
|   |             |                |                                |                |                    |       | cohesión            | Angulo |
| C1  | 0,00-0,70   | SC             | 1,87                           | 48             | 25                 |       | 0                   | 25     |
|   | 0,70-3,00   | GP-GC          | 1,92                           | 62             | 34                 |       |                     |        |
|   | 3,00-4,00   | SC             | 1,76                           | 52             | 25                 |       | 0                   | 28     |
| C2  | 0,00-0,50   | SM             | 1,72                           | 52             | 25                 |       |                     |        |
|   | 0,50-1,50   | SC             | 1,72                           | 48             | 25                 |       |                     |        |
|   | 1,50-3,10   | GP-GC          | 1,92                           | 36             | 30                 |       |                     |        |
|   | 3,10-4,00   | SC             | 1,84                           | 46             | 25                 |       | 0                   | 25     |
| C3  | 0,00-0,50   | SM             | 1,74                           | 43             | 25                 |       |                     |        |
|   | 0,50-1,30   | SC             | 1,84                           | 48             | 25                 |       |                     |        |
|   | 1,30-3,00   | GP-GC          | 1,84                           | 36             | 30                 |       |                     |        |
|   | 3,00-4,00   | SC             | 1,7                            | 49             | 25                 |       |                     |        |
| C4  | 0,00-0,40   | SM             | 1,65                           | 48             | 25                 |       |                     |        |
|   | 0,40-1,40   | SC             | 1,8                            | 52             | 25                 |       | 0                   | 26     |
|   | 1,40-3,00   | GM-GC          | 1,67                           | 22             | 28                 |       |                     |        |
|   | 3,00-3,90   | SC             | 1,74                           | 52             | 25                 |       |                     |        |
|   |             | PROMED         | 1,77                           |                | 27                 |       |                     | 26     |
| <b>EJE B - B</b>                                      |             |                |                                |                |                    |       |                     |        |
| Excavación  | Profundidad | SUCS           | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensy. Corte Directo |        |
|   |             |                |                                |                |                    |       | cohesión            | Angulo |
| C1  | 0,00-0,60   | SM             | 1,85                           | 56             | 25                 |       |                     |        |
|   | 0,60-2,20   | SC             | 1,84                           | 29             | 25                 |       | 0                   | 25     |
|   | 2,20-2,80   | GC             | 1,68                           | 35             | 30                 |       |                     |        |
|   | 2,80-3,30   | Bo             |                                |                |                    |       |                     |        |
| C2  | 0,00-0,90   | SM             | 1,72                           | 58             | 25                 |       |                     |        |
|   | 0,90-2,30   | SC             | 1,95                           | 61             | 25                 |       |                     |        |
|   | 2,30-3,00   | GC             | 1,74                           | 56             | 33                 |       |                     |        |
|   | 3,00-3,50   | Bo             |                                |                |                    |       |                     |        |
| C3  | 0,00-0,80   | SM             | 1,87                           | 43             | 25                 |       |                     |        |
|   | 0,80-3,30   | SC             | 1,85                           | 63             | 25                 |       | 0                   | 28     |
|   | 3,30-3,50   | Bo             |                                |                |                    |       |                     |        |
|   |             | PROMED         | 1,76                           |                | 27                 |       |                     | 26,5   |
|   |             | PROMEDIO A Y B | 1,77                           |                | 27                 |       |                     | 26     |

## ZONA 6

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensy. Corte Directo |        |    |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|---------------------|--------|----|
|            |             |        |                                |                |                    |       | cohesión            | Angulo |    |
| C1         | 0,00-0,40   | SM     | 1,82                           | 55             | 25                 | 1,23  |                     |        |    |
|            | 0,40-2,00   | CL     | 1,92                           |                |                    |       |                     |        |    |
|            | 2,00-3,90   | SC     | 1,8                            | 58             | 25                 |       |                     |        | 23 |
|            | 3,90-4,20   | GC-Bo  | 1,95                           | 46             | 32                 |       |                     |        |    |
| C2         | 0,00-0,50   | SM     | 1,56                           | 22             | 28                 | 1,36  |                     |        |    |
|            | 0,50-3,00   | CL     | 1,94                           |                |                    |       |                     |        |    |
|            | 3,00-4,00   | SC     | 1,81                           | 56             | 25                 |       |                     |        |    |
| C3         | 0,00-0,60   | SM     | 1,78                           | 55             | 25                 | 1,26  |                     |        |    |
|            | 0,60-1,90   | SC     | 1,74                           | 46             | 25                 |       |                     |        | 26 |
|            | 1,90-3,40   | CL     | 1,86                           |                |                    |       |                     |        |    |
|            | 3,40-4,20   | SC     | 1,74                           | 43             | 25                 |       |                     |        |    |
|            |             | PROMED | 1,81                           |                | 26                 |       |                     | 25     |    |

#### EJE B - B

| Excavación | Profundidad | SUCS           | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensy. Corte Directo |        |   |    |
|------------|-------------|----------------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|---------------------|--------|---|----|
|            |             |                |                                |                |                    |       | cohesión            | Angulo |   |    |
| C1         | 0,00-0,70   | SM             | 1,77                           | 48             | 25                 |       |                     |        |   |    |
|            | 0,70-1,80   | SC             | 1,76                           | 42             | 25                 |       |                     |        | 0 | 28 |
|            | 1,60-3,50   | CL             | 1,84                           |                |                    |       |                     |        |   |    |
|            | 3,50-4,10   | GC-Bo          | 1,94                           |                |                    |       |                     |        |   |    |
| C2         | 0,00-0,50   | SM             | 1,64                           | 41             | 25                 | 1,26  |                     |        |   |    |
|            | 0,50-2,90   | CL             | 1,92                           |                |                    |       |                     |        |   |    |
|            | 2,90-3,90   | GC-Bo          | 1,89                           |                |                    |       |                     |        |   |    |
|            |             | PROMED         | 1,82                           |                | 25                 |       |                     |        |   |    |
|            |             | PROMEDIO A Y B | 1,82                           |                | 26                 |       |                     | 26     |   |    |

## ZONA 7

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensay. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|----------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |       | cohesión             | Angulo |
| C1         | 0,00-0,70   | CL     | 1,94                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 0,70-3,30   | GP-GC  | 1,86                           | 42             | 25                 |       |                      |        |
|            | 3,30-4,00   | Bo     |                                |                |                    |       |                      |        |
| C2         | 0,00-1,00   | SC     | 1,73                           | 49             | 25                 |       |                      |        |
|            | 1,00-1,90   | CL     | 1,89                           | 29             | 20                 |       |                      |        |
|            | 1,90-4,00   | GC-Bo  | 1,84                           | 37             | 31                 |       |                      |        |
| C3         | 0,00-2,70   | SC     | 1,76                           | 46             | 25                 |       | 0                    | 22     |
|            | 2,70-4,00   | GP-Bo  | 1,74                           | 31             | 30                 |       |                      |        |
| C4         | 0,00-2,50   | SC     | 1,84                           | 61             | 25                 |       |                      |        |
|            | 2,50-4,00   | GP-Bo  | 1,64                           | 36             | 30                 |       |                      |        |
| C5         | 0,00-0,80   | SM     | 1,6                            | 31             | 25                 |       |                      |        |
|            | 0,80-2,90   | SC     | 1,78                           | 46             | 25                 |       | 0                    | 23     |
|            | 2,90-3,80   | GP-GC  | 1,87                           | 38             | 31                 |       |                      |        |
|            | 3,80-4,00   | Bo     |                                |                |                    |       |                      |        |
| C6         | 0,00-0,70   | SM     | 1,74                           | 22             | 28                 |       |                      |        |
|            | 0,70-3,00   | SC     | 1,8                            | 64             | 25                 |       | 0                    | 23     |
|            | 3,00-3,80   | GC-Bo  | 1,91                           | 41             | 31                 |       |                      |        |
| C7         | 0,00-1,10   | SM     | 1,64                           | 40             | 25                 |       |                      |        |
|            | 1,10-2,30   | SC     | 1,67                           | 41             | 25                 |       | 0                    | 23     |
|            | 2,30-4,00   | GC-Bo  | 1,94                           | 38             | 31                 |       |                      |        |
|            |             | PROMED | 1,79                           |                | 27                 |       |                      | 23     |

## ZONA 8

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensay. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|----------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |       | cohesión             | Angulo |
| C1         | 0,00-2,20   | SM     | 1,6                            | 41             | 25                 |       |                      |        |
|            | 2,20-3,30   | SC     | 1,72                           | 46             | 25                 |       |                      | 24     |
|            | 3,30-4,00   | GP-Bo  | 1,64                           | 20             | 28                 |       |                      |        |
| C2         | 0,00-1,30   | SM     | 1,59                           | 30             | 25                 |       |                      |        |
|            | 1,30-3,30   | SM-SC  | 1,72                           | 46             | 25                 |       |                      |        |
|            | 3,30-4,00   | GC-Bo  | 1,92                           | 21             | 28                 |       |                      |        |
| C3         | 0,00-2,20   | SM     | 1,63                           | 22             | 25                 |       |                      |        |
|            | 2,20-3,90   | SP-SM  | 1,6                            | 23             | 25                 |       |                      |        |
| C4         | 0,00-1,30   | SM     | 1,62                           | 28             | 25                 |       |                      |        |
|            | 1,30-3,00   | SP     | 1,61                           | 22             | 25                 |       |                      |        |
|            | 3,00-4,10   | GP-Bo  | 1,58                           | 28             | 29                 |       |                      |        |
| C5         | 0,00-1,90   | SM     | 1,7                            | 21             | 25                 |       |                      | 23     |
|            | 1,90-3,20   | GP     | 1,8                            | 21             | 28                 |       |                      |        |
|            | 3,20-4,00   | Bo     |                                |                |                    |       |                      |        |
|            |             | PROMED | 1,67                           |                | 26                 |       |                      | 23     |

## ZONA 9

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-2,40   | SM     | 1,62                           | 32             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,40-3,80   | GP-Bo  | 1,64                           | 46             | 32                 |                |                     |        |
| C2         | 0,00-0,50   | SM     | 1,64                           | 31             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,50-3,10   | SM-SC  | 1,72                           | 48             | 25                 |                |                     |        |
|            | 3,10-3,90   | GP-Bo  | 1,79                           |                |                    |                |                     |        |
| C3         | 0,00-2,70   | SM     | 1,72                           | 62             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,70-3,60   | SM-SC  | 1,74                           | 60             | 25                 |                |                     |        |
|            | 3,60-4,00   | GM-Bo  | 1,62                           |                |                    |                |                     |        |
| C4         | 0,00-1,10   | SM-SC  | 1,59                           | 36             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,10-2,50   | SM     | 1,63                           | 48             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,50-3,40   | SC     | 1,64                           | 41             | 25                 |                |                     | 26     |
|            | 3,40-4,20   | GP-GC  | 1,72                           | 58             | 34                 |                |                     |        |
| C5         | 0,00-1,00   | SM     | 1,64                           | 35             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,00-2,80   | SC     | 1,63                           | 42             | 25                 |                |                     | 28     |
|            | 2,80-3,80   | GC-Bo  | 1,89                           | 70             | 36                 |                |                     |        |
|            |             | PROMED | 1,68                           |                | 28                 |                |                     | 26     |

#### EJE B - B

| Excavación | Profundidad | SUCS           | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|----------------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
|            |             |                |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-0,90   | SM             | 1,63                           | 36             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,90-2,70   | SC             | 1,75                           | 41             | 25                 |                |                     | 26     |
|            | 2,70-3,80   | GC-Bo          | 1,84                           | 45             | 32                 |                |                     |        |
| C2         | 0,00-1,30   | SM             | 1,63                           | 35             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,30-2,70   | SC             | 1,67                           | 49             | 25                 |                |                     | 24     |
|            | 2,70-4,00   | GP-Bo          | 1,81                           | 47             | 32                 |                |                     |        |
| C3         | 0,00-1,80   | SM             | 1,64                           | 36             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,80-2,90   | SC             | 1,7                            | 46             | 25                 |                |                     | 28     |
|            | 2,90-3,70   | GM-Bo          | 1,64                           | 47             | 32                 |                |                     |        |
| C4         | 0,00-2,00   | SM             | 1,62                           | 29             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,00-3,20   | SM-SC          | 1,78                           | 28             | 25                 |                |                     |        |
|            | 3,20-4,00   | GM-Bo          | 1,62                           | 63             | 34                 |                |                     |        |
|            |             | PROMED         | 1,69                           |                | 28                 |                |                     | 26     |
|            |             | PROMEDIO A Y B | 1,69                           |                | 28                 |                |                     | 26     |



## ZONA 10

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|---------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |       | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-3,80   | SC     | 1,85                           | 42             | 25                 |       |                     |        |
|            | 3,80-4,30   | GC     | 1,85                           | 36             | 30                 |       |                     |        |
| C2         | 0,00-1,20   | CL     | 1,87                           |                |                    |       |                     |        |
|            | 1,20-2,80   | SC     | 1,78                           | 61             | 25                 |       |                     | 26     |
|            | 2,80-3,40   | GC-Bo  | 1,92                           | 63             | 34                 |       |                     |        |
| C3         | 0,00-3,00   | SC     | 1,78                           | 65             | 25                 |       |                     |        |
|            | 3,00-3,80   | GC-Bo  | 1,91                           | 31             | 30                 |       |                     |        |
| C4         | 0,00-4,00   | SC     | 1,87                           | 64             | 25                 |       |                     | 24     |
| C5         | 0,00-4,00   | SC     | 1,82                           | 63             | 25                 |       |                     | 24     |
| C6         | 0,00-2,80   | SC     | 1,81                           | 62             | 25                 |       |                     | 28     |
|            | 2,80-3,80   | GC-Bo  | 1,94                           | 61             | 34                 |       |                     |        |
|            |             | PROMED | 1,84                           |                | 28                 |       |                     | 25     |

#### EJE B - B

| Excavación | Profundidad | SUCS           | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|----------------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|---------------------|--------|
|            |             |                |                                |                |                    |       | cohesión            | Angulo |
| C3         | 0,00-0,80   | CL             | 1,86                           |                |                    |       |                     |        |
|            | 0,80-3,10   | SC             | 1,75                           | 48             | 25                 |       |                     |        |
|            | 3,10-3,80   | GC-Bo          | 1,91                           | 35             | 30                 |       |                     |        |
| C2         | 0,00-3,00   | SC             | 1,87                           | 61             | 25                 |       |                     | 26     |
|            | 3,00-4,00   | GC-Bo          | 1,89                           | 29             | 29                 |       |                     |        |
| C3         | 0,00-3,80   | SC             | 1,84                           | 63             | 25                 |       |                     | 26     |
| C4         | 0,00-4,00   | SC             | 1,82                           | 61             | 25                 |       |                     |        |
|            |             | PROMED         | 1,85                           |                | 27                 |       |                     | 26     |
|            |             | PROMEDIO A Y B | 1,84                           |                | 27                 |       |                     | 26     |

## ZONA 11

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-2,80   | SC     | 1,72                           | 29             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,80-3,70   | GC-Bo  | 1,86                           | 52             | 33                 |                |                     |        |
| C2         | 0,00-3,40   | SC     | 1,52                           | 26             | 25                 |                |                     | 25     |
|            | 3,40-4,00   | GC     | 1,89                           | 54             | 33                 |                |                     |        |
| C3         | 0,00-0,80   | SC     | 1,74                           | 31             | 25                 |                |                     | 26     |
|            | 0,80-1,70   | CL     | 1,87                           |                |                    |                |                     |        |
|            | 1,70-3,70   | SC     | 1,74                           | 29             | 25                 |                |                     | 26     |
| C4         | 0,00-3,50   | SC     | 1,62                           | 35             | 25                 |                |                     |        |
|            |             | PROMED | 1,75                           |                | 27                 |                |                     | 26     |

#### EJE B - B

| Excavación | Profundidad    | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|----------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
|            |                |        |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-2,80      | SC     | 1,64                           | 28             | 25                 |                |                     | 23     |
|            | 2,80-3,70      | GP-Bo  | 1,57                           | 52             | 33                 |                |                     |        |
| C2         | 0,00-2,80      | SC     | 1,63                           | 42             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,80-4,00      | GC-Bo  | 1,85                           | 68             | 35                 |                |                     |        |
| C3         | 0,00-0,80      | SC     | 1,67                           | 32             | 25                 |                |                     | 28     |
|            | 0,80-2,10      | CL     | 1,84                           |                |                    |                |                     |        |
|            | 2,10-3,90      | GC-Bo  | 1,91                           | 63             | 34                 |                |                     |        |
| C4         | 0,00-3,00      | SC     | 1,64                           | 36             | 25                 |                |                     | 26     |
|            | 3,00-4,000     | GC-Bo  | 1,84                           | 63             | 34                 |                |                     |        |
|            |                | PROMED | 1,73                           |                | 30                 |                |                     |        |
|            | PROMEDIO A Y B |        | 1,74                           |                | 28                 |                |                     | 26     |

## ZONA 12

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | $q_c$ | Ensay. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|-------|----------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |       | cohesión             | Angulo |
| C1         | 0,00-1,60   | SC     | 1,64                           | 41             | 25                 |       |                      | 24     |
|            | 1,60-2,80   | GC     | 1,82                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 2,80-3,90   | GC-Bo  | 1,84                           |                |                    |       |                      |        |
| C2         | 0,00-0,50   | SC     | 1,62                           | 38             | 25                 |       |                      | 25     |
|            | 0,50-1,30   | CL     | 1,84                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 1,30-2,90   | GP-GC  | 1,59                           | 56             | 33                 |       |                      |        |
|            | 2,90-3,90   | GC-Bo  | 1,73                           |                |                    |       |                      |        |
| C3         | 0,00-0,60   | SC     | 1,74                           | 42             | 25                 |       |                      | 24     |
|            | 0,60-1,50   | CL     | 1,84                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 1,50-2,90   | GP-GC  | 1,58                           | 54             | 33                 |       |                      |        |
|            | 2,90-3,80   | GC-Bo  | 1,86                           |                |                    |       |                      |        |
| C4         | 0,00-1,00   | SC     | 1,64                           | 31             | 25                 |       |                      | 28     |
|            | 1,00-3,60   | GC     | 1,78                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 3,60-4,30   | GC-Bo  | 1,77                           |                |                    |       |                      |        |
| C5         | 0,00-1,20   | SC     | 1,64                           | 34             | 25                 |       |                      |        |
|            | 1,20-2,60   | GC     | 1,54                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 2,60-3,80   | GC-Bo  | 1,63                           |                |                    |       |                      |        |
| C6         | 0,00-0,60   | SC     | 1,74                           | 42             | 25                 |       |                      |        |
|            | 0,60-1,40   | CL     | 1,84                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 1,40-3,00   | GP-GC  | 1,64                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 3,00-3,80   | GP-Bo  | 1,64                           |                |                    |       |                      |        |
| C7         | 0,00-1,40   | SC     | 1,71                           | 40             | 25                 |       |                      |        |
|            | 1,40-2,80   | GP-GC  | 1,84                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 2,80-3,70   | GP-Bo  | 1,59                           |                |                    |       |                      |        |
| C8         | 0,00-1,00   | SC     | 1,67                           | 36             | 25                 |       |                      | 26     |
|            | 1,00-3,80   | GP-GC  | 1,83                           |                |                    |       |                      |        |
|            | 3,80-4,30   | GC-Bo  | 1,81                           |                |                    |       |                      |        |
|            |             | PROMED | 1,72                           |                | 27                 |       |                      | 25     |

## ZONA 13

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-0,60   | SM     | 1,6                            | 28             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,60-2,50   | GM-GP  | 1,85                           | 36             | 30                 |                |                     |        |
|            | 2,50-3,70   | GM-Bo  | 1,62                           | 35             | 30                 |                |                     |        |
| C2         | 0,00-0,80   | SM     | 1,72                           | 42             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,80-3,30   | GP     | 1,63                           | 38             | 31                 |                |                     |        |
|            | 3,30-4,10   | GM-Bo  | 1,88                           | 52             | 33                 |                |                     |        |
| C3         | 0,00-0,50   | SM     | 1,62                           | 34             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,50-1,70   | SP     | 1,68                           | 39             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,70-4,00   | GP     | 1,78                           | 37             | 31                 |                |                     |        |
|            | 4,00-4,50   | GP-Bo  | 1,62                           | 42             | 31                 |                |                     |        |
| C4         | 0,00-1,00   | SP     | 1,59                           | 31             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,00-3,00   | GM-GP  | 1,54                           | 36             | 30                 |                |                     |        |
|            | 3,00-4,00   | GP-Bo  | 1,56                           | 34             | 30                 |                |                     |        |
| C5         | 0,00-1,40   | SP-SM  | 1,57                           | 26             | 29                 |                |                     |        |
|            | 1,40-3,80   | GP     | 1,52                           | 34             | 30                 |                |                     |        |
|            |             | PROMED | 1,64                           |                | 29                 |                |                     |        |

## ZONA 14

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-0,60   | SM     | 1,59                           | 32             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,60-2,70   | GM     | 1,54                           | 42             | 31                 |                |                     |        |
|            | 2,70-3,50   | Bo     |                                |                |                    |                |                     |        |
| C2         | 0,00-1,00   | SM     | 1,59                           | 32             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,00-2,00   | SM-SC  | 1,63                           | 41             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,00-2,30   | GM     | 1,62                           | 46             | 32                 |                |                     |        |
| C3         | 0,00-0,80   | SM     | 1,65                           | 28             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,80-1,60   | SC     | 1,72                           | 32             | 25                 |                |                     | 26     |
|            | 1,60-3,40   | GM     | 1,62                           | 36             | 30                 |                |                     |        |
|            | 3,40-4,00   | Bo     |                                |                |                    |                |                     |        |
| C4         | 0,00-1,00   | SM     | 1,62                           | 42             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,00-2,70   | GM-GP  | 1,59                           | 38             | 31                 |                |                     |        |
|            | 2,70-3,70   | Bo     |                                |                |                    |                |                     |        |
|            |             | PROMED | 1,62                           |                | 27                 |                |                     | 26     |

## ZONA 15

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | V (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensy. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|-------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------|--------|
|            |             |        |                         |                |                    |                | cohesión            | Angulo |
| C1         | 0,00-1,50   | SM     | 1,62                    | 42             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,50-2,40   | SP     | 1,57                    | 36             | 25                 |                |                     | 28     |
|            | 2,40-3,60   | GP-Bo  | 1,64                    | 43             | 31                 |                |                     |        |
| C2         | 0,00-1,30   | SP-SM  | 1,58                    | 29             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,30-3,00   | SM     | 1,65                    | 34             | 25                 |                |                     |        |
|            | 3,00-3,70   | GP-Bo  | 1,67                    | 34             | 30                 |                |                     |        |
| C3         | 0,00-0,50   | SM     | 1,64                    | 42             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,50-1,50   | CL     | 1,62                    |                |                    |                |                     |        |
|            | 1,50-3,40   | GC-Bo  | 1,84                    |                |                    |                |                     |        |
| C4         | 0,00-0,70   | SM     | 1,61                    | 40             | 25                 |                |                     |        |
|            | 0,70-2,50   | SP     | 1,67                    | 43             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,50-3,60   | GP-Bo  | 1,58                    | 42             | 31                 |                |                     |        |
| C5         | 0,00-1,20   | SM     | 1,64                    | 63             | 25                 |                |                     |        |
|            | 1,20-2,30   | SP-SM  | 1,61                    | 38             | 25                 |                |                     |        |
|            | 2,30-3,70   | GM-Bo  | 1,57                    | 37             | 31                 |                |                     |        |
|            |             | PROMED | 1,63                    |                | 27                 |                |                     | 28     |

## ZONA 16

### ENSAYOS PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE

#### EJE A - A

| Excavación | Profundidad | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensay. Corte Directo |        |
|------------|-------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|----------------------|--------|
|            |             |        |                                |                |                    |                | cohesión             | Angulo |
| C1         | 0,00-1,20   | SM-SC  | 1,87                           | 63             | 25                 |                |                      |        |
|            | 1,20-2,90   | GC-Bo  | 1,89                           | 61             | 34                 |                |                      |        |
| C2         | 0,00-1,00   | SM-SP  | 1,67                           | 42             | 25                 |                |                      |        |
|            | 1,00-3,80   | GP-Bo  | 1,53                           | 24             | 29                 |                |                      |        |
| C3         | 0,00-0,90   | SC     | 1,75                           | 58             | 25                 |                |                      |        |
|            | 0,90-1,70   | SP     | 1,63                           | 37             | 25                 |                |                      | 26     |
|            | 1,70-3,60   | GP-Bo  | 1,69                           | 36             | 30                 |                |                      |        |
| C4         | 0,00-1,30   | SM     | 1,59                           | 36             | 25                 |                |                      |        |
|            | 1,30-3,70   | GM-GP  | 1,58                           | 31             | 30                 |                |                      |        |
|            |             | PROMED | 1,69                           |                | 29                 |                |                      | 26     |

#### EJE B - B

| Excavación | Profundidad    | SUCS   | $\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> ) | Compacidad (%) | Angulo de fricción | q <sub>c</sub> | Ensay. Corte Directo |        |
|------------|----------------|--------|--------------------------------|----------------|--------------------|----------------|----------------------|--------|
|            |                |        |                                |                |                    |                | cohesión             | Angulo |
| C1         | 0,00-1,00      | SM-SC  | 1,59                           | 38             | 25                 |                |                      |        |
|            | 1,00-2,90      | GP     | 1,67                           | 34             | 30                 |                |                      |        |
|            | 2,90-3,80      | GP-Bo  | 1,62                           | 32             | 30                 |                |                      |        |
| C2         | 0,00-0,70      | SC     | 1,78                           | 43             | 25                 |                |                      |        |
|            | 0,70-2,60      | GP     | 1,65                           | 20             | 28                 |                |                      |        |
|            | 2,60-3,80      | GP-Bo  | 1,59                           | 18             | 28                 |                |                      |        |
| C3         | 0,00-1,20      | SC     | 1,84                           | 62             | 25                 |                |                      |        |
|            | 1,20-2,60      | GP     | 1,53                           | 19             | 28                 |                |                      |        |
|            | 2,60-3,70      | GP-Bo  | 1,59                           | 35             | 30                 |                |                      |        |
|            |                | PROMED | 1,65                           |                | 28                 |                |                      |        |
|            | PROMEDIO A Y B |        | 1,67                           |                | 28                 |                |                      | 26     |

### **2.2.1 TRABAJOS DE GABINETE.**

Las actividades de gabinete han comprendido las siguientes:

- Composición de láminas fotográficas.
- Elaboración de cuadros de resultados de ensayos.
- Elaboración de perfiles.
- Cálculos de las propiedades de los suelos.
- Elaboración de planos.



# CAPÍTULO III

## GEOLOGÍA

### 3.1 HISTORIA GEOLÓGICA.

#### 3.1.1 INTRODUCCIÓN.

Los datos obtenidos a través de los satélites artificiales han demostrado que los continentes se separan entre sí unos pocos centímetros cada año. El estudio de los fondos submarinos ha puesto de manifiesto además que a través de las grandes dorsales oceánicas brotan constantemente grandes ríos de lava, que contribuyen a la renovación de la corteza submarina.

La constatación de estos y otros fenómenos ha llevado a la formulación de la teoría de tectónica de placas, que permite explicar todos los fenómenos que tienen lugar en la litosfera y dan origen a la formación de las cordilleras, los océanos, las zonas volcánicas, etc.

#### 3.1.2 LA DERIVA DE LOS CONTINENTES

Pero antes de formularse la teoría de la tectónica de placas se enuncia la teoría de la Deriva de los Continentes. El meteorólogo y geofísico Alfred Wegener (1,910) ya había intentado explicar la formación de los grandes sistemas montañosos mediante la teoría de la deriva de los continentes. A pesar de las pruebas aportadas por

Wegener (1,915 - 1,924), los científicos de la época no dieron crédito a una teoría que ahora ha podido ser demostrada mediante el dinamismo de la tectónica de placas.

Ya en los siglos XVI y XVII, cuando se confeccionaron los primeros mapas del mundo, los cartógrafos observaron que existía una gran semejanza entre las costas situadas a ambos lados del Atlántico; por ejemplo, entre la costa oriental de América del Sur y la occidental de África, así como entre la península arábiga y la costa nororiental africana. Esta semejanza, que en aquel entonces no pasó de ser una curiosidad, inspiró a Alfred Wegener su teoría de la deriva continental.

Wegener se basó también en la presencia de fósiles idénticos, de la flora y de la fauna, en continentes que actualmente se encuentran muy alejados, y en la existencia de formaciones geológicas asimismo muy parecidas, en zonas que aparentemente nada tenían que ver entre sí.

A raíz de estas constataciones, Wegener llegó a la conclusión de que todas las tierras emergidas del planeta estuvieron unidas en una época geológica muy remota, formando un solo continente de grandes dimensiones. Esta gran masa continental única, que ha sido denominada Pangea, empezó a dislocarse poco a poco como consecuencia de las fuerzas centrífugas derivadas de la rotación terrestre. Inicialmente, se habrían formado diversos bloques

continentales, y después estos bloques comenzaron a desplazarse, acercándose o alejándose. Este movimiento de "deriva de los continentes" es el que ha dado nombre a la teoría.

La deriva de los continentes permite explicar la formación de los principales sistemas montañosos del planeta. Según esta teoría, los continentes, al avanzar, comprimieron y plegaron los sedimentos existentes en el fondo de los océanos, haciendo surgir así las grandes cordilleras.

De este modo, el avance hacia el oeste de la gran masa americana dio origen a la formación de las montañas rocosas y los Andes. situados ambos en la costa oeste del continente. del mismo modo, el avance de la gran plataforma euroasiática hacia el este propició la formación de las cordilleras que bordean el Pacífico, situadas en este caso en la costa este del continente. Los Alpes y el Himalaya surgieron, en cambio, por aproximación de masas continentales. En el primer caso, por el acercamiento entre Europa y África, y en el segundo, por la aproximación de la gran masa euroasiática y la península del Deccán.

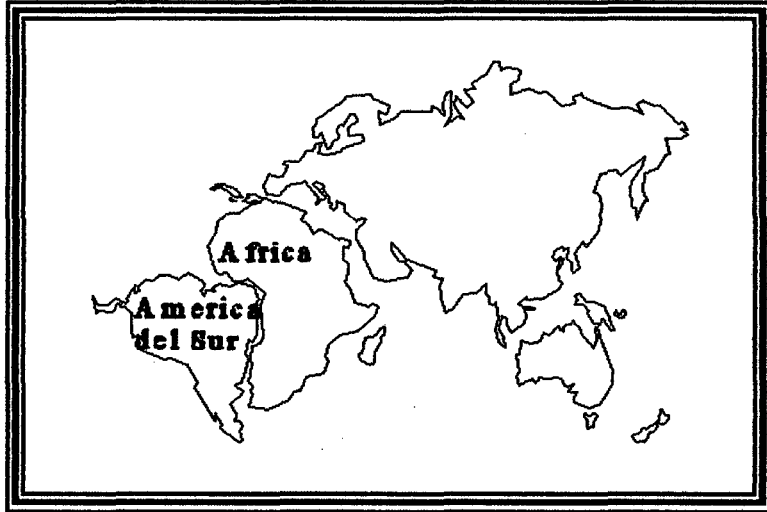


Fig. 3.1 Semejanza entre costas situadas a ambos lados del Atlántico.

### 3.1.2.1 LA TECTÓNICA DE PLACAS.

Hasta mediados del siglo XX, la teoría de la deriva de los continentes fue el único intento de explicación científica de la formación de las grandes masas continentales. Por entonces, el estudio sistemático de los fondos oceánicos permitió elaborar mapas topográficos de las cuencas sumergidas, y se extrajeron muestras de rocas para su análisis. Se descubrió, así, que los fondos de los océanos no son estáticos, sino que se hallan en movimiento, creándose en unas zonas y destruyéndose en otras.

Y de este modo se llegó a la formulación de la teoría de la tectónica de placas, según la cual la Litosfera está constituida por grandes placas rígidas que se encuentran en movimiento, ya que no asientan sobre una capa sólida, sino sobre una capa de material viscoso: la Astenosfera.

La Litósfera comprende la corteza y la parte superior del Manto. La Astenósfera también se encuentra en la parte superior del Manto, se cree que se extiende hasta 700 Km. de profundidad.

Esta teoría tiene una gran importancia, puesto que permite explicar satisfactoriamente todos los procesos geotectónicos: la formación de los continentes y de las cadenas montañosas, el origen de los océanos, el vulcanismo y los sismos o terremotos.

Existen seis grandes placas: la Africana, la Americana, la Euroasiática, la Indoaustraliana, la Pacífica, y la Antártica, así como algunas placas menores que se insertan entre ellas. Entre estas últimas cabe destacar la placa arábiga, la Filipina y la de Nazca. Estas placas pueden ser, según su composición, continentales, oceánicas o mixtas.

Las zonas de contacto entre placas son las zonas más inestables de la Tierra, y en ellas se registra una gran actividad volcánica y sísmica.

Sin embargo, las placas no existían en los orígenes del planeta. La teoría de la deriva de los continentes explica que al final de la era primaria había un único bloque continental de enormes dimensiones llamada Pangea. Pero este bloque no se

dislocó como consecuencia del movimiento de rotación de la Tierra, sino a raíz de la actividad existente en la astenosfera. Dicha actividad permite explicar la formación de las placas litosféricas y como consecuencia, la formación de los continentes y océanos.

El proceso sería aproximadamente el siguiente:

- a).- Desde la Astenósfera ascienden materiales que provocan una fractura en la litosfera, y en concreto, en un bloque continental que hasta entonces estaba unido.
- b).- Se produce a la sazón, una gran depresión o hundimiento en la masa continental y se forman dos bloques, uno a cada lado de la depresión, que comienza a separarse.
- c).- La zona hundida, llega a quedar por debajo del nivel del mar y las aguas de los océanos cercanos la invaden, dando origen a un nuevo mar, que es al principio pequeño y estrecho.
- d).- Puesto que los bloques continentales no dejan de separarse, el mar se hace cada vez mayor, hasta llegar a convertirse en un gran océano, con su fondo surcado en su centro por una enorme dorsal, por la que sigue

emergiendo material procedente de la astenósfera.

Este proceso tuvo su origen en un momento determinado de la historia geológica de la Tierra y desde entonces no se ha interrumpido. Los continentes siguen separándose, y los mares agrandándose. Lo que ocurre es que todo tiene lugar a un ritmo tan lento que no es posible advertirlo a simple vista, sino tan sólo por medio de las mediciones científicas. Así, por ejemplo, los continentes han tardado en llegar a su disposición actual unos 225 millones de años; se necesitaría otro tanto, por consiguiente, para que se produjera un cambio sustancial.

En el momento actual, podemos observar océanos plenamente formados, como el Atlántico, que surgió como consecuencia de la separación de las placas Americana, Africana, y Euroasiática. Pero existen también océanos que se encuentran en su estado inicial.

Éste sería el caso, por ejemplo del mar Rojo, surgido a raíz de la separación de las placas Africana y Arábiga. Es muy probable que este mar, tras una larga evolución geológica, llegue a convertirse en un gran océano.

### 3.1.3 EL MOVIMIENTO DE LAS PLACAS.

Acabamos de conocer los procesos que han llevado a la formación de las placas litosféricas. Pero estas placas siguen en movimiento por lo que debemos analizar cómo se desplazan y cómo interactúan unas con otras.

En las denominadas dorsales o crestas centro oceánicas, las placas se separan unos pocos centímetros cada año. Esto se debe al continuo proceso de creación de la Litosfera que tiene lugar en el fondo de los océanos.

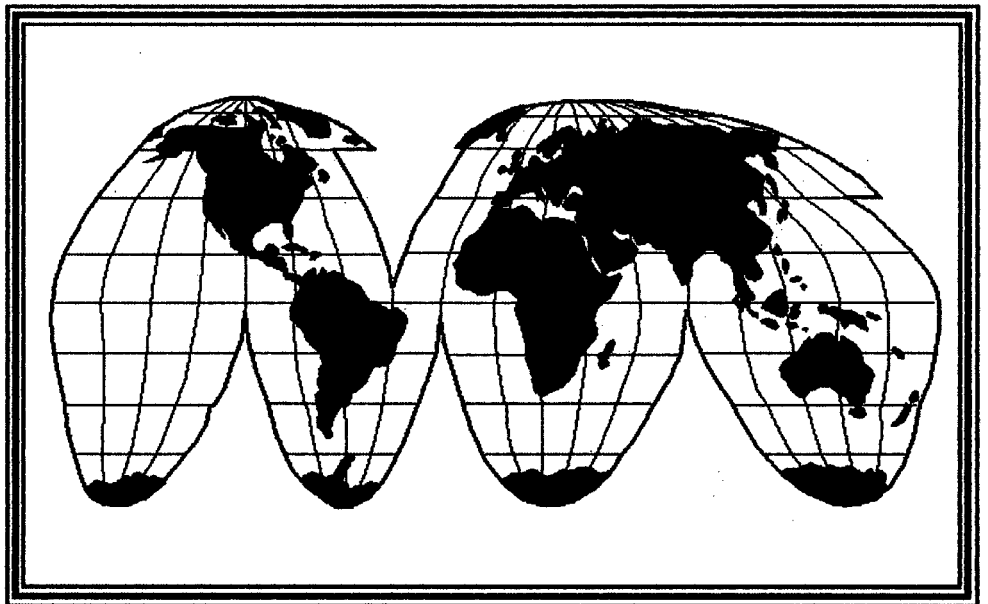


Fig. 3.2 Los Continentes han tardado en llegar a su disposición actual unos 225 millones de años y siguen separándose a un ritmo tan lento que no es posible advertirlo a simple vista.

Por las dorsales o crestas centrooceánicas que son en realidad



los valles hundidos que han dado origen a la separación de los continentes, emergen continuamente materiales volcánicos que renuevan la litosfera oceánica. Estos materiales que brotan por lo general en estado líquido o viscoso, se solidifican al llegar a la superficie y se depositan sobre el fondo, a ambos lados de las dorsales, desplazando a los materiales que había anteriormente. Este proceso, da lugar a una expansión del fondo oceánico que tiene que ser compensada necesariamente por un proceso de signo contrario, pues en otro caso, la superficie de la Tierra aumentaría constantemente, cuando es un hecho constatado que mantiene su tamaño.

Observamos, por tanto, que al proceso de renovación y creación de la Litosfera oceánica se opone otro de destrucción de la misma. Por el primero, las placas litosféricas se separan; por el segundo, se aproximan y se hunden unas debajo de las otras. El primer proceso se denomina de separación; el segundo, de subducción.

**La subducción** tiene lugar cuando dos placas que avanzan una hacia otra llegan a encontrarse; entonces, una de las placas se pliega y se desliza debajo de la contraria. Esta placa sigue avanzando hacia abajo y alcanza grandes profundidades, donde los materiales se funden y pasan a formar parte de nuevo de la Astenósfera. Así se completa el ciclo: por un lado, asciende materiales de la Astenósfera por el centro de las dorsales oceánicas; por otro lado, otros materiales

vuelven a ella a través de los márgenes de las placas litosféricas que se hunden. La superficie de la Tierra se renueva permanentemente, pero su tamaño permanece constante.

El acercamiento que da lugar a la subducción puede tener lugar entre dos placas oceánicas o entre una placa oceánica y una continental. Cuando son dos placas oceánicas las que se acercan normalmente, se forma un arco insular volcánico flanqueado por una gran fosa submarina. Es el caso, por ejemplo, del Japón y las islas Marianas. Cuando se aproxima una placa continental y una oceánica, los materiales sedimentarios acumulados en el fondo del océano se pliegan y se fracturan, dando origen a una cadena montañosa. Así se han formado cordilleras como los Andes.

También puede darse el caso de que se aproximen entre sí dos placas continentales. Entonces, como las dos suelen ser de grosor y composición muy semejantes, no se produce subducción, sino que una se desliza sobre la otra, sufriendo un plegamiento como consecuencia del roce y dando origen asimismo a una cadena montañosa. Así se explica, por ejemplo, la formación del Himalaya, resultado de la colisión de la placa de la península de Dacca con la placa Euroasiática. Finalmente, dos placas contiguas pueden resbalar una contra otra, dando origen entonces a las llamadas fallas transformantes. Estas zonas son áreas de gran inestabilidad, en la que se registra por lo general una importante actividad sísmica. Constituye un buen ejemplo la falla de San Andrés, en la costa occidental de

América del Norte.

### **3.1.3.1 COMO SE EXPLICA EL MOVIMIENTO DE LAS PLACAS.**

El origen del movimiento de las placas parece encontrarse en los flujos de calor existentes en la astenosfera. En esta zona del manto se produce una serie de corrientes de convección, como consecuencia de las cuales las masas más calientes ascienden y las más frías descienden, originándose así un movimiento circular constante.

Las masas ascendentes, cuando encuentran una fractura en la litosfera que les permite salir al exterior, abandonan la astenosfera y pasan a formar parte de la corteza terrestre. Si no encuentran ninguna abertura, se enfrían en contacto con la capa superior y vuelven a descender, cerrando el círculo.

Las masas que descienden arrastran a veces consigo partes de la litosfera que se hunden, y que se funden al entrar en contacto con los materiales más calientes y viscosos de la astenosfera.

## **3.2 GEOLOGÍA REGIONAL.**

El proceso de subducción que sufre la Placa de Nazca por debajo de la Placa Sudamericana (Fig. 3.3). ha dado origen a los sismos más destructivos

que han ocurrido en el borde Oeste de América del Sur. La colisión de dichas Placas ocasiona procesos tectónicos que dieron origen al levantamiento de la Cordillera de los Andes.

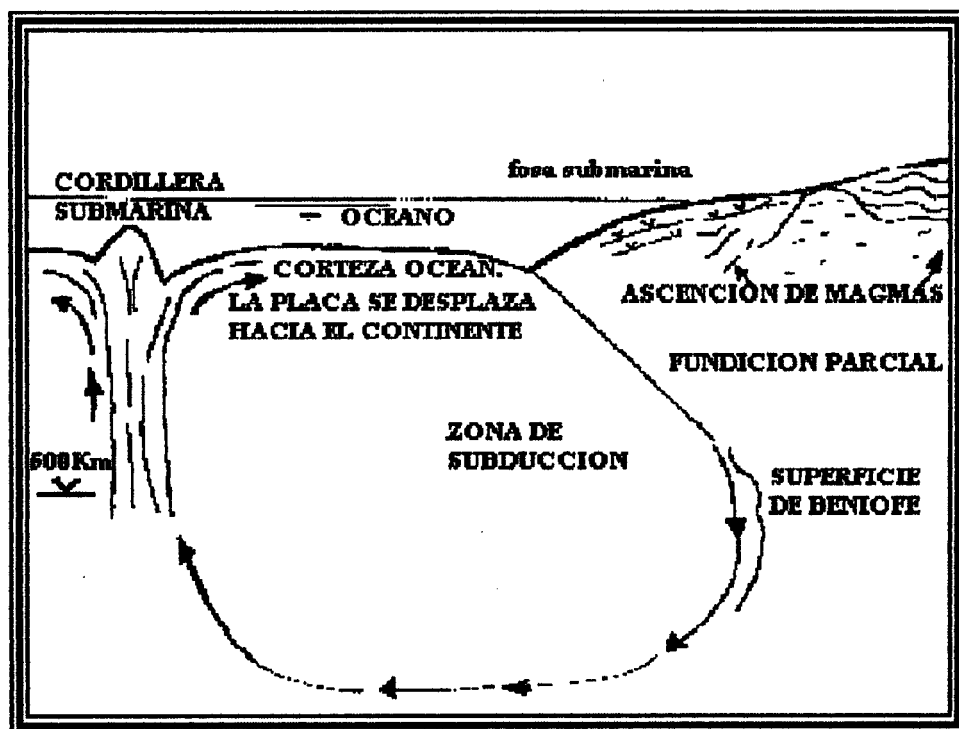


Fig. 3.3 Movimiento relativo de las placas tectónicas.

El marco tectónico sedimentario desarrollado en toda la Selva y faja Subandina, representados por los escudos Guayano-Brasileño y los Geosinclinales, comprende sedimentos desde el Paleozoico hasta de edad Recientes, depositados en ambientes marinos y continentales, relacionados o comprendidos entre grandes eventos tectónicos que han controlado la distribución de la sedimentación y la orogénesis.

En la zona del Alto Mayo, la roca más antigua encontrada data del Triásico Superior.

Luego de ésta subsidencia, se produjo una emergencia que duró hasta el Jurásico superior, en la cual, en la primera parte, se produjo un hiato erosional y, en la segunda parte, se originaron cuencas de deposición continental que dieron lugar a la formación Sarayaquillo.

Siguiendo la sedimentación continental, se produjeron los últimos movimientos Nevadianos que dieron lugar a un aplanamiento tanto por deposición en otras, que se extendió en toda la selva peruana, para luego dar lugar a una gran subsidencia y consiguiente trasgresión marina hacia el Este a través del Portal Marañón, que comprende casi todo el Cretáceo, período en el cual se depositaron sedimentos en ambientes marino-litorales y profundos, con sucesión de trasgresiones y regresiones menores por inestabilidad de elementos tectónicos.

Al finalizar el Cretáceo Superior, el mar se fue retirando paulatinamente hacia el Oeste, por emergencia de todo este territorio, sin deformación estructural significativa en la Selva, que estuvo relacionada con la fase Quechuana de la orogenia Andina. El marco tectónico de la sedimentación marina del Cretáceo se continuó casi exactamente hasta el Terciario para dar lugar a la deposición continental iniciada con la formación Huayabamba, que representa la última fase de deposición continuada.

Los depósitos Plio-Pleistocénicos y Recientes son indicativos de que en la zona del Alto Mayo no hubo deposición significativa durante el Terciario superior, probablemente debido al fuerte levantamiento Andino de esta zona (Cordillera Cahuapanas), o, en su defecto, los depósitos del Terciario Superior fueron erosionados muy rápidamente por estos levantamientos que continúan

hasta la actualidad y que han producido la emergencia de las rocas a partir del Triásico, para formar las cordilleras actuales y ser expuestas a la fuerte erosión. Este último levantamiento no fue uniforme en la región, debido a la formación de la depresión Mayo-Huallaga, donde se formaron medios lacustres de sedimentación y se depositaron sedimentos finos y gruesos, carbonosos, arcillas plásticas, etc., provenientes de las rocas triásicas, jurásicas, cretácicas y terciarias, consideradas en la formación Avisado y sedimentos pleistocénicos.

### **3.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL.**

La región San Martín se ubica en la zona morfo-estructural llamada Faja Subandina (Selva Alta), donde afloran rocas sedimentarias mesozoicas y cenozoicas de origen continental, tectonizadas por pliegues y fallas a fines del Terciario y durante el Cuaternario.

La Faja Subandina se encuentra entre dos unidades macro-geomorfológicas o grandes bloques morfo-estructurales: La Cordillera Oriental, y la Depresión Amazónica Oriental o Selva Baja.

#### **Evolución Geomorfológica.**

La evolución geomorfológica de esta área empezó aproximadamente en el Terciario Superior con el desarrollo geotectónico intenso como continuación del levantamiento de la Cordillera de los Andes y de la formación de la depresión tectónica Mayo-Huallaga. Con ello se manifestaron nuevas condiciones climáticas que dieron lugar a la primera red hidrográfica, iniciándose así el primer ciclo de erosión, que continúan actualmente.

En forma parcial y temporal, éste ciclo de erosión fue interrumpido por una deformación geotectónica que cerró la deformación tectónica entre Moyobamba y Tabalosos, originando un gran represamiento que colmató y aplanó la parte alta de la cuenca del Mayo (Moyobamba-Serranayaco). Este proceso terminó recientemente, y se ha iniciado el de denudación sobre este plano uniforme, dándose otra vez el ciclo de erosión actual en toda el área del Alto Mayo, que corresponde a un estado de "juventud". Se estima que, por la relación geotectónica de la zona, deben ocurrir sucesivos rejuvenecimientos.

El aspecto determinante de la geomorfología del Valle del Bajo Mayo, lo constituye principalmente las estructuras que tienen un alineamiento estructural NNW - SSE, las que revelan el tectonismo andino y los eventos más recientes, que son los que han dado la geomorfología actual; así tenemos:

#### **LA CORDILLERA TANGARANA.**

Corresponde a las penúltimas estribaciones de la Cordillera Oriental, alcanzando una altura máxima de 1,200 m.s.n.m. Presenta una topografía variada, de fuerte a extremadamente empinada. Asociadas a ésta unidad existen fallas geológicas que corren paralelas a ésta cadena de cerros.

#### **LA CORDILLERA ESCALERA.**

Se extiende longitudinalmente como prolongación de la cordillera Cahuapanas por el S-E. (Parte de Lamas, Tarapoto, Shapaja); es una cadena anticlinorium que se levanta hasta los 2500 m.s.n.m. Se encuentra entre el Llano

Amazónico y la depresión del Mayo.

Está dominada por una morfología accidentada conformada por cerros de flancos muy agudos, disectados por quebradas profundas en gran parte cubiertos por una densa vegetación arbórea y que sirve de naciente de numerosos cursos de aguas en ambos flancos, donde se desarrollan cataratas, cascadas y rápidos y se constituye en lugares de atractivo turístico; así tenemos:

Flanco Oeste: Cumbaza, (con sus afluentes Añaquihui, Curiyacu, Guacamayllo, Canela ishpa, Cachiyacu, Shilcayo, Ahuashiyacu, Pucayacu, entre los principales).

Flanco Este: Shanuzi, Charapille, Caynarachi.

Este anticlinoriun continúa en la cordillera Azul, los que se dividen al ser cortados transversalmente por el río Huallaga en el Pongo de Aguirre (Cañon profundo cuyo fondo se encuentra entre 180 y 195 msnm) y en la gran fosa tectónica o graven que las divide longitudinalmente desde Chazuta hasta el río Shanuzi por efecto de una falla de sobre-escurrimiento que ha originado un gran escarpe estructural de más de 1000 m. de altura.

Está formada por un sistema de bloques rocosos generadas por procesos tectónicos compresivos que han dado lugar a sobreescurremientos, fallas inversas, pliegues tipo anticlinales y sinclinales apretados, edificando una cadena estructural compleja donde afloran las rocas más antiguas del área (Cretácico - Jurásico).



El substrato rocoso es de naturaleza sedimentaria, principalmente areniscas, algo de arcillitas y calizas; muy dislocadas que, ligado a las fuertes pendientes de las vertientes, facilitan la ocurrencia de deslizamientos y derrumbes y hace imposible el desarrollo de actividades productivas.

### **CORDILLERA AZUL.**

Cadena anticlinoriun que divide la cuenca del Huallaga de la del Ucayali (Llano Amazónico); se levanta hasta los 2000 msnm. y su línea divisoria de aguas es el límite Este entre San Martín y Loreto.

### **ANTICLINAL LAMAS.**

En cuya cima se ubica la ciudad del mismo nombre; está conformada por rocas areniscas y lutitas del cretáceo y terciario, levantándose hasta 860 msnm.

### **DEPRESIÓN TECTÓNICA DEL BAJO MAYO.**

Depresión donde se desarrolla el Valle del Bajo Mayo, se encuentra entre la cadena de cerros Ayumayo (margen derecha) y por una estribación de la cordillera Escalera, el anticlinal Lamas. Los rasgos geomorfológicos más importantes se deben a la influencia de las estructuras geológicas provocadas por el tectonismo regional y la litología de las formaciones rocosas que lo conforman. El intemperismo ha esculpido los rasgos geomorfológicos característicos de estas áreas, así tenemos : Cumbres o terrenos altos, Escarpas muy empinadas, Superficies moderadamente empinadas, Lomas suaves.

## **COLINA ALTA ANTICLINAL SAN ANTONIO.**

Unidad que separa al río Cumbaza de la Quebrada Shupishiña y de la planicie holocénica.

Esta unidad tiene una orientación este-oeste; alcanza elevaciones de hasta 925 msnm., 980msnm. (Aucaloma), 722msnm.(frente a San Pedro) y un nivel de base cercano a 400msnm. (Cerca a Morales).

Este anticlinal es amplio a partir del eje de plegamiento por lo que forma laderas suaves y tiene potencial de uso agropecuario.

Esta unidad está constituida por areniscas, lutitas y calizas del cretáceo por lo que en algunas áreas presenta taludes, áreas escarpadas como también áreas planas. Por su estructura interna y litología, constituye un reservorio de aguas subterráneas que tienen sus manifestaciones en el flanco sur.

## **ESTRATIGRAFÍA REGIONAL.**

La cuenca del Bajo Mayo pertenece geológicamente a la Zona Subandina del norte peruano. El basamento que aflora en los cerros circundantes está constituido por rocas que van desde el Jurásico al Cuaternario reciente, cuya distribución se presenta en el Plano N° 2 (Ver Anexo) y cuya interpretación se presenta en el siguiente cuadro:

| ERA                                       | SISIE<br>MA                           | SERIE O<br>PISO          | NOMBRE  | ESPEJOR<br>(m)  |   | DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA  |
|---|---------------------------------------|--------------------------|---|-----------------|---|---|
| C<br>E<br>N<br>O<br>Z<br>O<br>I<br>C<br>O | C<br>U<br>A<br>T<br>E<br>R<br>N<br>A. | Holoceno                 | Aluvial   | 200             | Qh-a.<br>Qh-r   | Arenas, limos, arcillas grises y marrones, inconsolidados; guijarros y bloques de arenisca o caliza en zonas altas, Topografía plana.   |
|   |                                       | Pleistocen<br>o          | Coluvial  | 200             | Qp  | Arcillas, limos y arenas firmes rojo-grisáceas y moteadas, lentes de guijarros livianos; con frecuencia cubiertos por una capa de arenisca gravosa con cemento silíceo, muy dura. Topografía plana.   |
|   | Lagunar                               |                          | Conglomerado y ahuyones de pie de monte de arenisca o caliza, con lentes de turba, lignito y arcillas muy plásticas. Topografía plana y colinosa. |                 |   |   |
|   | T<br>E<br>R<br>C<br>I<br>A.           | Plioceno                 | Formación<br>Avisado.   | 100             | TQ-<br>a v  | Arcillas marrones, moteadas, blandas, con areniscas, limolitas y conglomerados. Origen lagunar. Topografía colinosa.  |
| Paleocen<br>Eoceno                        |                                       | Formación<br>Huayabamba. | 900   | Ti-hu           | Arcillas-margas-arenisca marrón rojizo, oscuras y grisáceas, suaves y muy duras. Arenisca de grano fino, calcáreas en estratos tubulares, de origen continental. Topografía colinosa.   |   |
| M<br>E<br>Z<br>O<br>Z<br>O<br>I<br>C<br>O | C<br>R<br>E<br>T<br>A<br>C<br>I<br>O  | Aptiano                  | Formación<br>Vivian   | 50              | Ks-vi   | Arenisca cuarzosa blanca, grano fino a medio, friable a muy dura, intemperización rojiza. Origen marino litoral.  |
|   |                                       |                          | Formación<br>Chonta   | 800             | Kms-<br>ch  | Lutita gris oscura, fisible, firme; calizas grises y beige, micro cristalinas, duras, de origen marino.   |
|   |                                       | Cenoma<br>niano          | GRUPO<br>ORIENTE  | 1300            | Kim-<br>o r   | Arenisca cuarzosa blanca, grano medio a gránulos micro-conglomerados, muy friable, con abundante matriz tífcea blanca. Capitas de lutitas grises fisibles y masivas. Origen marino litoral. Topografía montañosa.                           |
|   |                                       | Senoniano                | Formaciones:<br>Agua Caliente;<br>Raya;<br>Cushabatay   |                 |   |   |
|   | JU<br>RA<br>SI<br>CO                  | Malmiano                 | Formación<br>Sarayaquillo   | menor de<br>800 | Js-sa   | Areniscas-arcillitas-margas, marrón rojizas a marrón grisáceas blandas, firmes y duras. Areniscas muy finas, arcillosas calcáreas. Capas de yeso y sal originan domos salinos y salmueras. Origen continental. Topografía suave y montañosa |
| TRIA<br>SICO                              | Liasiano                              | Grupo<br>Pucará          | mayor de<br>1500  | JR-<br>p u      | Calizas gris oscura, medio a micro cristalinas, duras, concreciones de chert, capas delgadas de areniscas y lutitas Relleno de cavidades con calcita cristalizada y cavernas con estalactitas. Origen marino. Topografía montañosa. |   |
|   | TRIA<br>SICO                          | Noriano<br>Ret.          |   |                 |   |   |

### 3.4 GEOLOGÍA LOCAL.

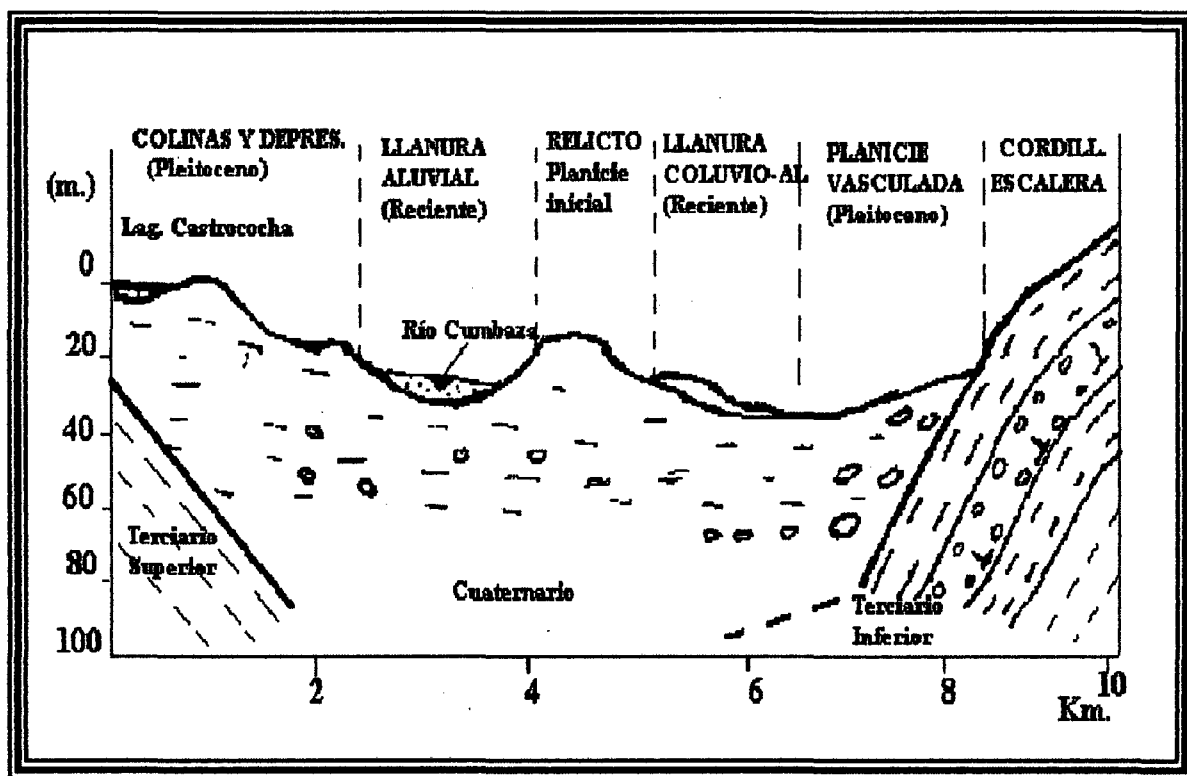
El Distrito de Morales forma parte de la unidad geomorfológica Planicie Tarapoto.

#### *Planicie Tarapoto.*

Esta área constituye una llanura comprendida entre el río Mayo y la Cordillera Escalera, extendiéndose desde Maceda hasta Juan Guerra; con una longitud de 23 Km. Un ancho variable de 4 a 10 Km. y una extensión de 15.000 Ha. Se trata de una llanura de colmatación y erosión, donde se presentan una intercalación de depósitos arenosos aluviales pleitocénicos de gravas y cantos rodados limpios, con depósitos arcillo-arenosos de abanicos aluviales y depósitos coluviales, con un espesor aproximado de 100m.

Esta planicie ha sido deformada y vasculada en el flanco nororiental por levantamiento de la Cordillera Escalera y parcialmente erosionada, dando lugar a la acumulación de depósitos recientes por el río Cumbaza y quebradas afluentes, de muy poco espesor. Esta deformación ha originado la ocurrencia de acuíferos confinados en el flanco nororiental.

La geología en este sector está caracterizada por la presencia de depósitos cuaternarios de los tipos aluviales, fluvio-aluviales y coluvio-aluviales, principalmente. Estos materiales provienen principalmente de la cadena montañosa al Este de la Ciudad de Tarapoto, denominada Cordillera Azul.



**Fig. 3.2 Perfil de la Geología local.**

La zona del estudio presenta una litología que es esencialmente de naturaleza arenosa, con bloques y cantos rodados (de 60 a 70 cm. de diámetro) que son areniscas blanquecinas a cremas, con matriz arenosa a ligeramente arcillosa, con lentes de arcilla rojiza y de arena limo-arcillosa.

Siendo todo esto producto de lo que denominamos “Aluvi3n de Tarapoto” que tuvo sus 3rdenes en la Cordillera Azul.

**Estratigrafía local.**

El basamento o “substratum” de los suelos o dep3sitos aluviales del Cuaternario sobre los cuales se encuentra el 3rea urbana del Distrito de Morales

esta constituido por rocas lutitas del Terciario de coloraciones que van desde el rojizo al anaranjado.

### **Depósitos Aluviales.**

Constituido principalmente por bloques de areniscas, cuyas aristas desgastadas dan muestra de su resistencia a la meteorización y disgregación generalmente englobadas o rellenas de una matriz areno-limosa, limo-arcillosa no plástica a baja plasticidad. Se caracterizan estos materiales porque el transporte o traslado de los componentes sólidos del suelo han sido efectuados por la corrientes de agua de la red natural de los ríos Cumbaza y Mayo. La textura que caracteriza a éstos suelos es de media a fina.

### **Depósitos Fluvio-Aluviales**

Se encuentran constituyendo las terrazas inferiores, formando suelos de textura gruesa y media. Los materiales gruesos son depósitos de grava con dimensiones muy heterogéneas, constituidos por areniscas cuarzosas blanquecinas de mediana durabilidad y fragmentos oscuros y coloreados de lutitas y limolitas de dimensiones menores. Los clastos tienen dimensiones desde 16" a 18" hasta partículas de grava menuda. Los materiales de menor tamaño en estos suelos son arenas de grano medio a fino, con alto porcentaje de limos y arcillas.

### **Depósitos Coluvio-Aluviales.**

Estos materiales han sido acarreados por acción de las aguas de

escorrentía superficial y por la gravedad. Los clastos sub-redondeados de estos materiales indican una menor distancia de transporte; son de textura fina y se encuentran presentes en la parte ondulada y colinosa adyacente.

Además en la zona de estudio, se pueden observar, los siguientes rasgos geológicos:

- Estrato rocoso, a una profundidad de unos 30m. (Observado en el sector del Hospital, en el escarpe que baja hacia el río Cumbaza).
- Estrato arcillo-gravoso, de espesor considerable, que sobreyace al estrato anterior, mostrando bolones de más de 1m. de diámetro. En varios lugares esta capa llega hasta la superficie.
- Estrato arcillo-limoso-arenoso, encima de la capa anterior.
- Estrato arcilloso, de espesor considerable, observado en diferentes puntos del área urbana en estudio.

A continuación se muestra el pozo de la Empresa PERULAC en las cercanías de Tarapoto que se perforó hasta una profundidad de 82 m. y con un diámetro de 18" . Así mismo, se presenta el perfil estratigráfico con una breve descripción de los materiales encontrados .

| PROFUNDIDAD<br>EN METROS. | metros   |
|---------------------------|--|
| 0.00                      | Arc. ++, A. Gr. - A. Fin.                              |
| 4.00                      | Arc. ++ A. Gr. - A. Fin.                               |
| 8.00                      | Arc., A. fino, A. gruesa.                              |
| 12.00                     | Arc., Grava, A. fina.                                  |
| 16.00                     | Arc., Grava, A. fino, Arc., A. fn. A. Gr.              |
| 20.00                     | Grava menuda, rodados de 1" de diámetro, arena gruesa. |
| 34.00                     | Arena fina.  |
| 40.00                     | Grava 1/4", arenas gruesas, arenas arcillosas.         |
| 50.00                     | Arcilla, muy poca arena.                               |
| 60.00                     | Arena fina, arcilla.                                   |
| 70.00                     | Arcilla + arena fina.                                  |
| 82.00                     |  |

### 3.5 ESTUDIO PETROGRÁFICO.

Se ha realizado el estudio petrográfico, en una muestra representativa de la fracción gruesa del suelo.

#### 3.5.1 DESCRIPCIÓN MACROSCÓPICA.

La muestra en estudio es un canto rodado de color blanquecino con tonalidades amarillentas, de textura granular (sacaróide) de grano fino, ligeramente compacta, con grado de cohesión baja, roca ligeramente meteorizada. Se observa muy poco cementante, más bien las partículas del mineral se encuentran unidos unos a otros.



Presenta macro facturas longitudinales cortas y aberturas cerradas (3% aproximadamente.), la porosidad es intermedia.

En estado muy húmedo se desintegra fácilmente al friccionar con el dedo.

### **3.5.2 COMPOSICIÓN MINERALÓGICA.**

-Cuarzo 68%

-Feldespatos 32%

Las partículas de cuarzo se encuentran subredondeadas.

### **3.5.3 TIPO DE ROCA.**

Sedimentaria - Clástica.

### **3.5.4 NOMBRE DE LA ROCA.**

ARENISCA DE GRANO FINO.

### **3.5.5 CONCLUSIONES DEL ESTUDIO PETROGRÁFICO.**

Por la forma que presenta la roca al parecer ésta ha sido transportada por el agua dándole la forma subredondeada.

Desde el punto de vista petrográfico ésta roca tiene poca resistencia a la compresión y debe tomarse las precauciones cuando se usa como material de construcción ya que se desintegra fácilmente.

## **CAPÍTULO IV**

### **OBTENCIÓN DE LAS MUESTRAS DE SUELO Y PROFUNDIDAD DE LAS EXCAVACIONES**

#### **4.1 IMPORTANCIA DEL MUESTREO.**

Para determinar las propiedades físicas y mecánicas de un suelo en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí. A menos que la muestra obtenida sea verdaderamente representativa de los materiales que se pretende usar, cualquier resultado del análisis de la muestra sólo será aplicable a la propia muestra y no al material del cual procede. De aquí la imperiosa necesidad de que el muestreo sea efectuado por persona conocedora de su trabajo.

##### **4.1.1 NECESIDAD DEL CONOCIMIENTO DE LA TOPOGRAFÍA DEL LUGAR.**

El conocimiento de la topografía del terreno nos permite ubicar sondeos en puntos críticos de acuerdo a algunas experiencias referentes a los suelos, según su morfología, la cual es en mayor grado aplicable a terrenos de las regiones de sierra y selva que a los de la costa, por ejemplo:

-La zonas elevadas, son generalmente más secas y los suelos son

más resistentes; sus bordes pueden requerir protección contra la erosión por lluvias.

-Las zonas bajas, son generalmente más húmedas y/o propensas a la acumulación de agua, constituyen el depósito de suelos erosionados de las partes altas por las lluvias y pueden tener vegetación y materia orgánica. Son más susceptibles a ser afectados por flujos ocasionales de agua, inundaciones, huaycos.

En general pueden requerir de drenaje superficial y/o subdrenaje.

**La Altitud promedio es de 285 m.s.n.m. Ver plano (Anexo Plano 1).**

#### **4.1.2 ZONIFICACIÓN EN BASE A LA CLASIFICACIÓN DE CAMPO.**

Para poder zonificar los diversos tipos de suelos en función de su clasificación de campo, se visita todo tipo de excavación, como son: excavaciones para cimentaciones de casas, excavación de zanjas para tuberías de desagües, y otras excavaciones adyacentes, con la cual se realiza una clasificación de campo.

A continuación se presenta una tabla que describe los criterios que se tomó para clasificar cada uno de los diversos tipos de suelos.

**Tabla 4.1 SIMBOLOGÍA PARA LA CLASIFICACIÓN EN EL CAMPO**

|   | Nombre                            | Abreviatura | Simbología | Comparación                 | Tamaño                                    |
|---|-----------------------------------|-------------|------------|-----------------------------|---|
| <b>1.- Suelos Gruesos : Mas del 50% del Contenido</b> |                                   |             |            |                             |   |
| Contiene<br>>65%                                      | Bloques                           | Bo          |            | > que una pelota de basquet | >305mm.<br>(>12 pulg.)                    |
|   | Boleos                            |             |            |                             |   |
|   | Cantos                            | Cr          |            | Toronja                     | 76mm. - 305mm.<br>(3" - 12")              |
|   | Grava Gruesa                      | Gra-gr      |            | naranja ó limón             | 19mm. - 76mm.<br>(3/4" - 3")              |
|   | Grava Fina.                       | Gra-fin     |            | Chicharra ó uva.            | 41.6mm.-19mm<br>.TN <sup>4</sup> - (3/4") |
| 2.-Suelos Finos<br>>35%                               | Arena Gruesa                      | Are.-gr.    |            | Sal mineral                 | No plástico                               |
|   | Arena Mediana                     | Are.- med.  |            | Azúcar ó sal de mesa.       | 2mm.-0.5mm.<br>sin cohesión               |
|   | Arena Fina                        | Are-fin.    |            | Azúcar en polvo.            |   |
|   | <small>Inmediato</small><br>Limo  | Li          |            | Polvo                       | rechina entre los dientes                 |
|   | <small>Coheivo</small><br>Arcilla | Ac          |            | Impalpable masa deformable  | Plástico                                  |
| 3.- Suelos Orgánicos                                  | Fino                              | Fi          |            | Color marrón o negro        | Variable                                  |
| Influencia de Materiales Orgánicos                    | Turba                             | Tur         |            | Olor descompuesto           | Variable                                  |

### **4.1.3 MUESTREO EN EL CAMPO**

Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas e inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede e inalterada en caso contrario.

#### **4.1.3.1 MUESTRAS ALTERADAS**

Para tomar muestras individuales de un sondeo a cielo abierto (pozo de 1.20m. de diámetro y de la profundidad requerida) se sigue el procedimiento siguiente:

- a) Se rebaja la parte seca y suelta de suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.
- b) Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación.
- c) Las muestras se envían al Laboratorio.

Para tomar muestras individuales mediante perforaciones con barrenos se hace lo siguiente:

- a) Se coloca el suelo excavado en hilera en orden correcto.
- b) Se toma una porción representativa de cada suelo encontrado y se coloca en bolsas separadas con su identificación correspondiente.
- c) Las bolsas con material se envían al Laboratorio.

Para tomar muestras integrales ya sea de zanjas abiertas o de cortes se sigue el procedimiento siguiente:

- a) Se retira la capa de despalme superficial.
- b) Se quita el material seco y suelto para obtener una superficie fresca de donde obtener la muestra.
- c) Se extiende una lona impermeable en el pie del talud para recoger la muestra.
- d) Se excava un canal vertical de sección uniforme desde la parte superior hasta el fondo, depositando el material en la lona impermeable.
- e) Se recoge todo el material excavado, se le coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación y se envía al Laboratorio

#### **4.1.3.2 MUESTRAS INALTERADAS.**

Para obtener muestras inalteradas, el caso más simple corresponde al de cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado (normalmente de 0.30m x 0.30m) cubriéndole con parafina para evitar pérdidas de humedad y empacándole debidamente para su envío al laboratorio. A continuación se indicará la forma de obtener dicha muestra inalterada.

- a) Se limpia y se alisa la superficie del terreno y se marca el contorno del trozo.

- b) Se excava una zanja alrededor de éste.
- c) Se ahonda la excavación y se cortan los lados del trozo empleando un cuchillo de hoja delgada.
- d) Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo hecho.
- e) La cara del trozo extraído que corresponde al nivel del terreno, se marca con una señal cualquiera para que se conozca la posición que ocupaba en el lugar de origen. Inmediatamente se achaflanar las aristas de la muestra y se le aplican tres capas de parafina caliente con una brocha.
- f) Si la muestra no va a ser usada pronto, necesita una protección adicional a las tres capas de parafina ya indicadas. Esta protección consiste envolver la muestra con una tela blanda amarrándola con un cordel. Hecho esto se sumerge la muestra entera en la parafina. Sumergiendo la muestra repetidas veces en la parafina fundida, ésta puede alcanzar un espesor de unos 3 mm. Que es suficiente para garantizar su impermeabilidad.

Si las muestras inalteradas necesitan ser enviadas a un Laboratorio muy lejos del lugar de extracción de las mismas, entonces necesitan aún mayor protección.



**4.2 CANTIDAD DE MATERIAL NECESARIO PARA SER ANALIZADO EN EL LABORATORIO.**

| MUESTRAS ALTERADAS      |             |             |                            |                    |                    |
|-------------------------|-------------|-------------|----------------------------|--------------------|--------------------|
| cantidad de materiales  | 10 Kg.      |             |                            | 10 Kg.             |                    |
|                         | L.L<br>L.P  | P.e         | Análisis<br>Granulométrico | Densidad<br>máx.   | Densidad<br>mín.   |
| Cantidad para un ensayo | 150-500 gr. | 100-500 gr. | 500 -<br>2000gr.           | 3000 -<br>5000 gr. | 3000 -<br>5000 gr. |

| MUESTRAS INALTERADAS                       |  |   |  |
|--|--|---|--|
| Ensayo a realizar                          | Densidad Insitu                                    | Ensayo a la compresión axial no confinada | Ensayo de Corte Directo  |
| medidas del volumen del material requerido | 10-12 cm. de diámetro x 10 a 15 cm. de profundidad | 5 cm. de diámetro x 10 a 12 cm. de altura | bloque cuadrado de 30x30x30 cm.<br>Cubierto con parafina para ser transportado al Laboratorio. |

### **4.3 PROFUNDIDAD DE LAS EXCAVACIONES.**

Es imposible establecer un grupo de reglas definitivas para determinar la profundidad a la que se deben llegar en las excavaciones. La profundidad hasta la cual debe investigarse un suelo puede estar basada en el tipo de suelo encontrado y en el tamaño y peso de la estructura a construir, considerando que los esfuerzos desarrollados en el suelo dependen de la carga distribuida en toda el área cargada, además de las cargas debajo de las zapatas individuales. Salvo en casos muy especiales, no es necesario investigar el suelo a profundidades mayores de 1 a 1.5 veces la menor dimensión del área cargada. Llegar a profundidades de 1.5 veces la menor dimensión es muy recomendable en el caso de estructuras muy pesadas como silos y edificios de muchos pisos.

### **4.4 PERFIL DE SUELOS.**

Cualquiera que sea el tipo de excavación que se ejecute, a medida que se va profundizando en ella se va anotando los espesores de los distintos estratos atravesados, indicando cuales son gravas, arenas, limos, arcillas, o mezcla de los mismos; cómo son los granos de los materiales, dónde son de tamaño uniforme o graduado de gruesos a finos. color, olor, y aspereza de los granos. Con éstos datos y los de las pruebas que a los materiales se les ejecute, se hace un perfil según la simbología para perfiles estratigráficos. (Fig.4.1).

# SIMBOLOS Y NOMENCLATURAS PARA PERFILES EDAFOLOGICOS

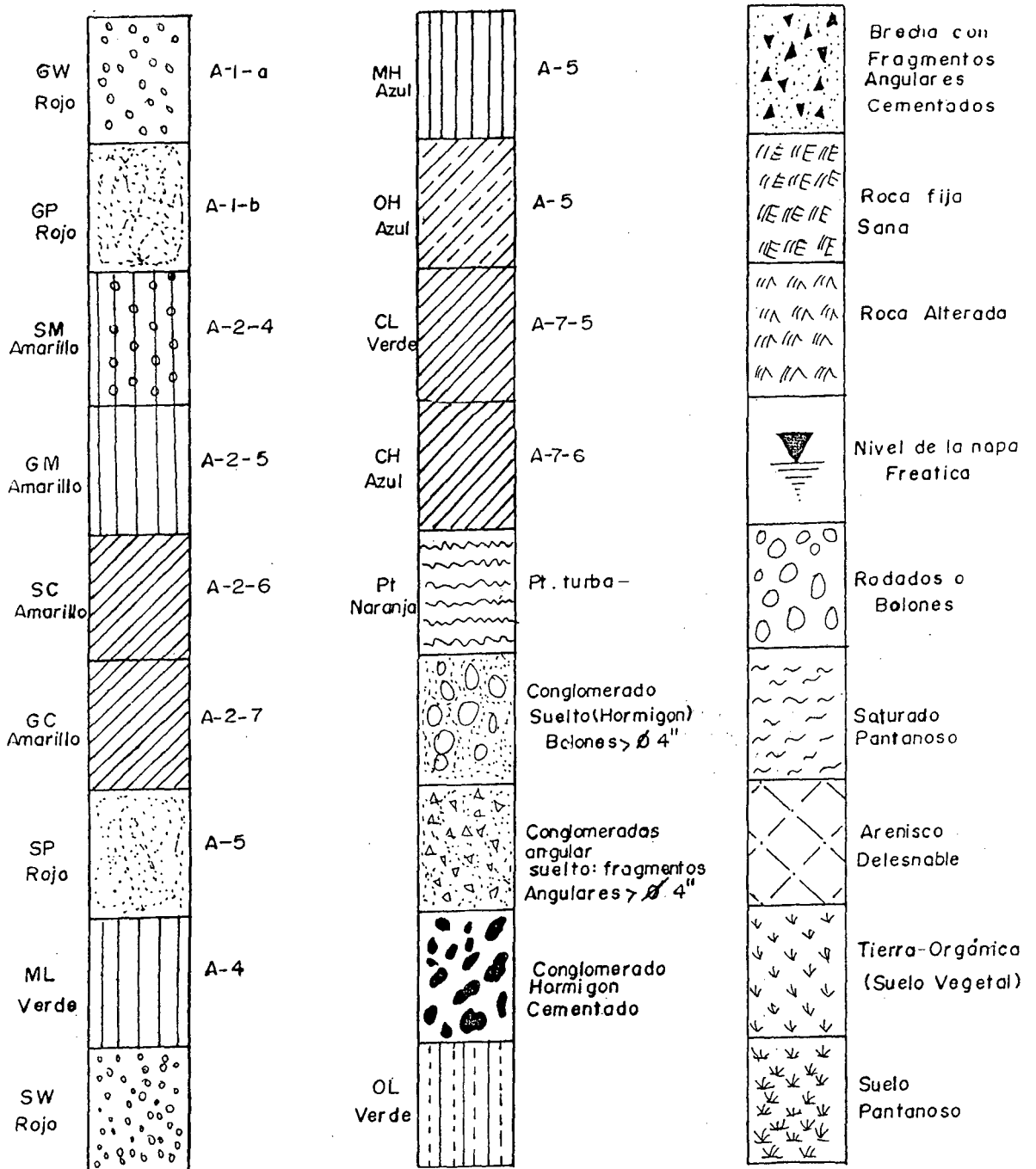


Fig. 4.1

#### **4.5 DISGREGACIÓN DE MUESTRAS ALTERADAS.**

El objeto de la disgregación de las muestras alteradas es de llevarlas a un estado semejante al que van a presentar en la obra durante el proceso de construcción, debiendo entrar en juego el criterio del Ingeniero para decidir hasta dónde debe llevarse a cabo dicho proceso de disgregación del material según su destino, equipo y procedimiento de construcción.

El proceso de disgregación es el siguiente: Se tamiza el material por la malla N° 4 y el retenido se coloca en una charola y se macea dejando caer el mazo de madera sobre el material en forma vertical. Disgregada la muestra retenida en la malla N° 4 se mezcla con la que paso dicha malla y se somete al proceso de cuarteo.

#### **4.6 PROCESO DE CUARTEO DE MUESTRAS ALTERADAS.**

Con la muestra disgregada y mezclada eficientemente se forma un cono colocando con una pala el material en el vértice de éste y permitiendo que busque su acomodo. Con la misma pala, que debe ser de tipo rectangular, se forma un cono truncado de unos 15 cm. de altura y se divide en cuadrantes por medio de una regla graduada. Se mezcla el material de dos cuadrantes opuestos y se repite la operación hasta obtener la cantidad deseada de muestra para las pruebas a ejecutar.

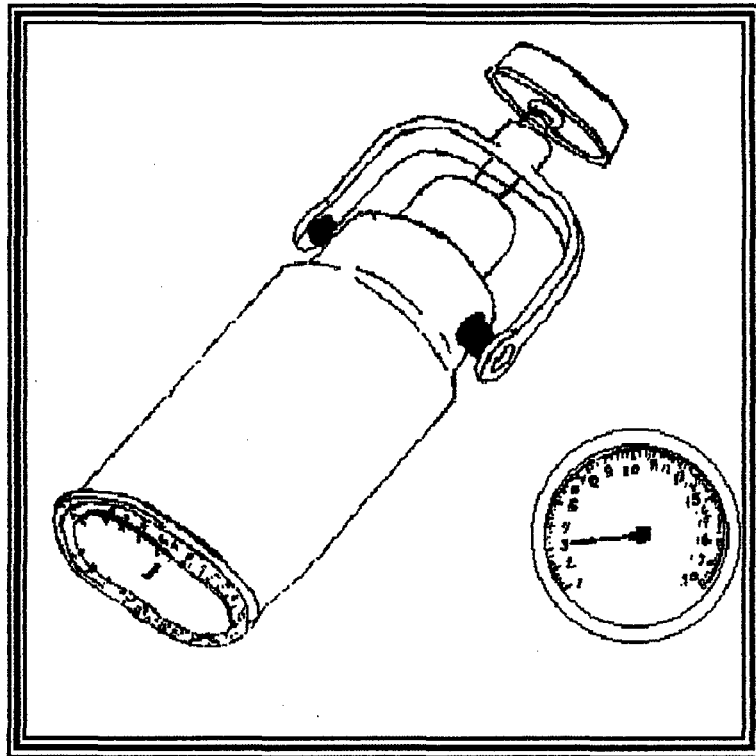
# CAPÍTULO V

## PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SUELOS.

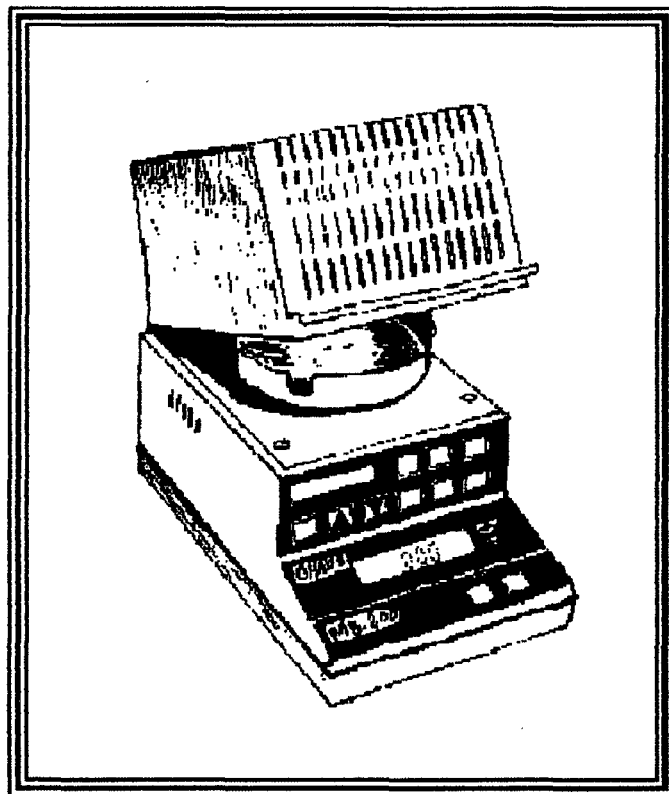
### 5.1 CONTENIDO DE HUMEDAD.

Para determinar el contenido de humedad de un suelo se pone la muestra pesada en un horno a una temperatura de  $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$  hasta obtener un peso constante . En general, no es muy práctico hacer varias medidas del peso para determinar si se ha obtenido un estado de peso constante en la muestra; lo que se hace comúnmente es de suponer que después de un período de horneado de 18 horas (a menudo durante la noche), la muestra se encuentra en estado de peso constante y dicho peso se registra como el de suelo seco más el de recipiente.

Los laboratorios modernos cuentan con equipos que nos permiten determinar el contenido de humedad en pocos minutos ; La Facultad de Ingeniería Civil de la U.N.S.M, cuenta con un equipo **Speedy** y una **Balanza eléctrica con estufa** , lo que permite obtener el contenido de humedad, en menor tiempo, que el proceso inicial descrito. (Figuras 5.1 y 5.2 respectivamente).



**Fig. 5.1 Speedy**



**Fig.5.2 Balanza eléctrica con estufa incluida.**

## 5.2 GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS.

### 5.2.1 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS POR SU TAMAÑO

En las clasificaciones basadas en las características granulométricas es costumbre distinguir las distintas fracciones por el nombre de algunos tipos de suelo, como arena gruesa, limo medio, etc. Esto es conveniente en descripciones y en la conversación. El término "Arena gruesa", por ejemplo, es más expresivo que "fracción comprendida entre 0.6 y 2 mm."

Desgraciadamente, las distintas clasificaciones no coinciden en la especificación de los límites adecuados. Esto es, en cierto modo, natural, pues cada ciencia mira el suelo desde distintas necesidades.

En la figura 5.3 se ha incluido, con objeto de fijar ideas, sólo tres clasificaciones que, al parecer, son de las más usadas por los ingenieros constructores.

#### M.I.T. y NORMAS BRITÁNICAS

|         |       |       |        |       |       |        |       |
|---------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|
| ARCILLA | LIMO  |       |        | ARENA |       |        | GRAVA |
|         | FINO  | MEDIO | GRUESO | FINA  | MEDIA | GRUESA |       |
|         | 0.002 | 0.008 | 0.02   | 0.06  | 0.2   | 0.6    | mm.   |

#### DIN (4022)

|         |       |       |        |       |       |        |       |
|---------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|
| ARCILLA | LIMO  |       |        | ARENA |       |        |       |
|         | FINO  | MEDIO | GRUESO | FINA  | MEDIA | GRUESA |       |
|         | 0.002 | 0.008 | 0.02   | 0.06  | 0.2   | 0.6    | 2 mm. |

|       |       |        |        |
|-------|-------|--------|--------|
| GRAVA |       |        | PIEDRA |
| FINA  | MEDIA | GRUESA |        |
| 2     | 6     | 20     | 60 mm. |

### A.S.T.M.

|         |      |       |        |       |
|---------|------|-------|--------|-------|
| ARCILLA | LIMO | ARENA |        | GRAVA |
|         |      | FINA  | GRUESA |       |
| 0.005   | 0.05 | 0.25  | 2 mm.  |       |

**Fig. 5.3 Sistemas de clasificación por su tamaño (mm).**

Todas éstas clasificaciones tienen algo de arbitrario, pues no se pueden establecer divisiones claras entre los elementos de una serie continua.

### 5.2.2 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.

El estudio y análisis de la distribución de los granos en sus diferentes tamaños de una masa de suelo se conoce como granulometría del suelo, sus características y parámetros son índices indicadores que se usan para la clasificación de acuerdo a un sistema o al interés de la mecánica de suelos y sus aplicaciones en Ingeniería Civil.

El Ingeniero generalmente está más enterado de los métodos para su determinación que de los criterios técnicos y del comportamiento probable, considerando que para aplicar normas simplistas se requiere de suficiente conocimiento y meditación, para evitar interpretaciones y errores inaceptables.

Se presenta algunas consideraciones que pueden dar crédito a lo enunciado :



Una granulometría bien graduada en un suelo, es índice de una mayor densidad volumétrica que una mal graduada por las mismas condiciones de origen y mineralogía de los granos.

Los índices de uniformidad no indican tamaños semejantes, si no todo lo contrario; es decir es un índice de desuniformidad.

El contenido de finos no indica necesariamente que éste constituido totalmente de arcillas, pueden ser iguales tamaños ligeramente en el límite de la criva que corresponde a limos, donde se requiere de otro análisis como índice de Atterberg, o el tubo cerrado + Agua + Suelo = agitar y observar la sedimentación de las partículas según stoke y principalmente la parte más fina que si es arcilla queda en suspensión por mucho más tiempo que otras.

#### **5.2.2.1 OBJETIVO.**

Es determinar el tamaño de las partículas o granos que constituye el suelo. La cantidad de granos de los distintos tamaños son expresados en porcentaje de su peso total.

#### **5.2.2.2 PROCEDIMIENTO.**

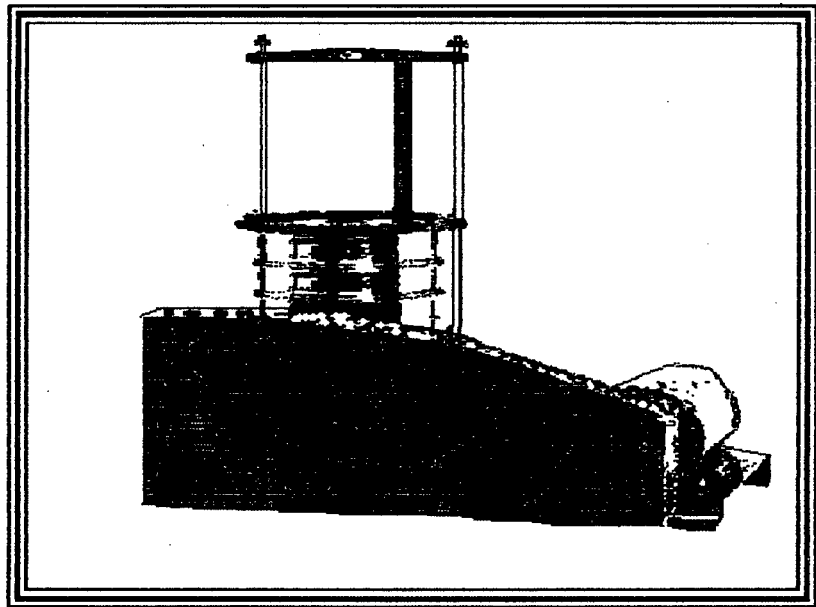
- 1.- Obtener exactamente 500 gr. (las muestras mayores son estadísticamente más representativas).

Si la muestra debe lavarse no es necesario pulverizar el suelo; sin embargo el proceso se agiliza considerablemente si con anterioridad se pulveriza el suelo seco y se hace pasar a través de un tamiz N° 200 descartando la fracción menor.

- 2.- Si la muestra contiene apreciable cantidad de gravas, finos, o a discreción del laboratorista , el lavado se puede omitir, y en ese caso seguir al paso 4.
- 3.- Verter cuidadosamente el residuo, con ayuda de agua, en un recipiente desecador, por un tiempo suficiente hasta lograr que el agua en la parte superficial de la suspensión se vuelva transparente.

Botar tanto como se pueda de esta agua transparente, y colocar el recipiente con la suspensión suelo y agua en el horno para secarlo.

- 4.- Al día siguiente regresar al laboratorio y pesar el residuo secado al horno (si no se ha hecho el lavado omitir esto, por supuesto).



**Fig. 5.4 Tamizadora eléctrica y juego de tamices.**

A continuación, bien inmediatamente (si no se ha hecho el lavado).

Al día siguiente (se ha hecho el lavado) hacer pasar la muestra a través de un serie de tamices (ver figura 5.4) que varíen desde los diámetros inferiores abajo. Como el objetivo es lograr una curva semilogarítmica del porcentaje del material más fino contra el tamaño de las partículas; será necesario obtener una distribución razonable de puntos a lo largo del rango del potencial de diámetros presentes en la

muestra.

- 5.- Colocar la serie de tamices en el agitador eléctrico y tamizar aproximadamente de 5 a 10 minutos, dependiendo de la inspección visual sobre la dificultad probable de la cantidad de material.
- 6.- Quitar la serie de tamices del agitador mecánico y obtener el peso del material que quedó retenido en cada tamiz. Sumar éstos pesos y comparar el total con el peso total obtenido en el paso 4.

Si se tiene una diferencia de mas o menos 2% con respecto al peso original el experimento no es satisfactorio y por consiguiente debe repetirse.

- 7.- Calcular el porcentaje de cada tamiz dividiendo el peso retenido en cada uno de ellos por el peso de la muestra original utilizado en el paso 2. Esto es válido ya que el material que haya pasado a través del tamiz N° 200 pasaría cualquier otro tamiz por encima del tamiz N° 200 en la serie.
- 8.- Calcular el porcentaje que pasa comenzando por 100% y substraer el porcentaje retenido en cada tamiz como un proceso acumulativo.

### 5.2.2.3 COMENTARIO SOBRE LAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo, un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños.

Allen Hazen denominó diámetro efectivo,  $D_{10}$  al que corresponde al 10% en la curva acumulativa, concediéndole un papel predominante en la permeabilidad del suelo. Hay que tener cuidado, pues ésta definición del diámetro efectivo, solo se refiere a arenas.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad:

$$C_u = D_{60}/D_{10}$$

En donde:

$D_{60}$  : es el tamaño de partícula que corresponde al 60% en peso.

$D_{10}$  : es el tamaño tal que corresponde al 10% en peso, del suelo.

Como dato complementario necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión :

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

$D_{30}$  se define análogamente como los  $D_{10}$  y  $D_{60}$  anteriores.

Los suelos con  $C_u < 3$  se considera muy uniforme, el coeficiente de curvatura tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

### 5.3 COLOR.

En el suelo, el color es una de las propiedades más características y es el que se deja apreciar a primera vista.

Los suelos varían en coloración desde el blanco, pasando por el rojo al negro y una gran variedad de tonos, sin embargo, siempre el color del suelo depende del mineral alterado y transformado, así el mineral de fierro oxidado es de color sangre, el hidratado de color amarillo y el de manganeso es de color negro a verde por oxidación. En suelos, el color negro y sus tonalidades grises, se debe generalmente al contenido de materia orgánica alterada o en alteración.

### 5.4 POROSIDAD. INDICE DE POROS.

Los suelos y las rocas no son nunca sólidos simples; son, cuando menos, sistemas de dos fases: partículas sólidas y un líquido, o bien partículas sólidas y un gas. Con mucha frecuencia son sistemas de tres fases: partículas sólidas, un líquido y un gas. El líquido es normalmente el agua, y el gas, aire con vapor

de agua.

Se llama porosidad “n” a la fracción de su volumen ocupada por los poros, tanto si éstos están llenos de agua como si lo están de aire o de una mezcla de ambos.

El índice de poros “e”, es igual a la razón del espacio ocupado por los poros al espacio ocupado por las partículas sólidas. La figura 5.5 aclara los conceptos de porosidad y de índice de poros.

| REQUISITO           |  |   |   |     |          | DADO      |   |       |  |                |    | Requisito de peso unitario.         |                                     |                                     |
|---------------------|--|---|---|-----|----------|-----------|---|-------|--|----------------|----|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Grado de saturación | PROPORCIONES RELATIVAS DE UN VOLUMEN UNITARIO DE SUELO |   |   |     |          | VOLÚMENES |   |       | DIAGRAMA FASE DEL SUELO                    | Pesos Absolut. |    | Seco                                | Húm.                                | Sat.                                |
|                     | 2  | 3 | 4 | 5   | 6        | 7         | 8 | 9     |  | 11             | 12 | $\gamma_d$                          | $\gamma_h$                          | $\gamma_s$                          |
| 1                   |  |   |   |     |          |           |   |       | 10   |                |    | 13                                  | 14                                  | 15                                  |
| Sr                  | w  | e | 1 | n   | $\eta_a$ | V         |   | $V_a$ | Aire $\rightarrow$                         | 0              | W  | $\rightarrow$                       | $\rightarrow$                       | <input type="checkbox"/>            |
|                     |  |   |   |     | $\eta_w$ |           |   | $V_w$ | Agua <input type="checkbox"/>              | $W_w$          |    | $\rightarrow$                       | <input type="checkbox"/>            | <input type="checkbox"/>            |
|                     |  |   |   | 1-n | $\eta_s$ |           |   | $V_s$ | Sólido <input checked="" type="checkbox"/> | $W_s$          |    | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> | <input checked="" type="checkbox"/> |

Fig. 5.5 Diagrama de Fases.

Donde:

$$n = e / (1+e)$$

$$e = n / (1-n)$$

## **5.5 PESO ESPECIFICO. DENSIDAD.**

Estas dos magnitudes tendrán, para nosotros, la misma definición que en Física: densidad es la masa por unidad de volumen, y peso específico el peso por unidad de volumen.

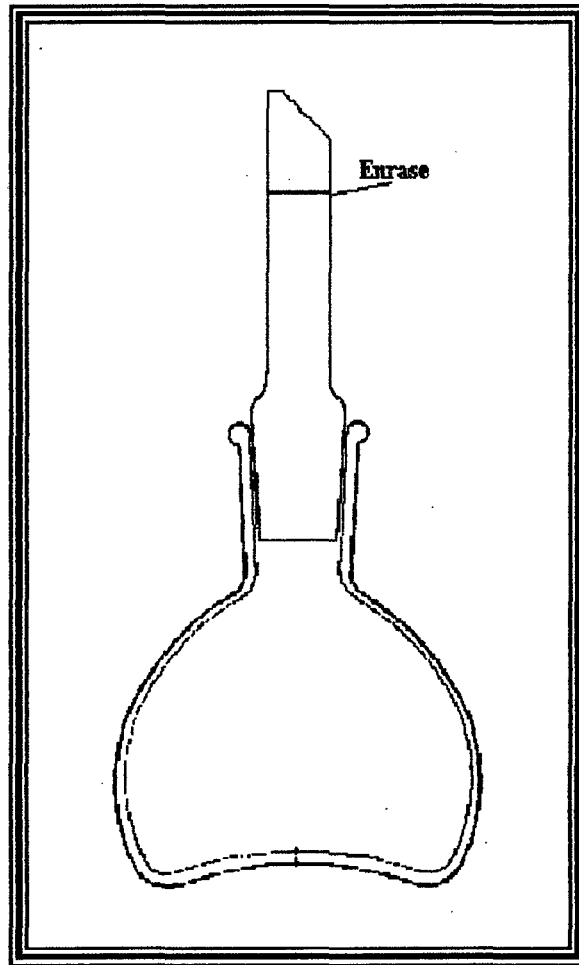
### **5.5.1 PESO ESPECÍFICO DE LAS PARTÍCULAS DE UN SUELO.**

Para determinar el “peso específico de las partículas” sólidas de un suelo, en el caso de que éste posea diversos tamaños, es conveniente dividirlo por medio del tamiz N°4 A.S.T.M. El peso específico de las partículas inferiores al tamiz N° 4 se obtiene por medio del picnómetro.

Consiste éste aparato en un recipiente de 50 cm<sup>3</sup> tapado por medio de un tubo de vidrio de pequeña sección inferior. Este tubo lleva una señal, y siempre que se toma el peso del picnómetro lleno de agua y sólidos se hace con el líquido enrasado hasta la señal.



La pequeña sección interior del tubo nos garantiza que el error



**Fig. 5.6 Picnómetro**

cometido al suponer que se trata siempre del mismo volumen es muy pequeño.

Para hallar el peso específico de las partículas de un suelo determinado se comienza por hallar el peso del picnómetro vacío . A continuación se añade agua hasta la mitad del picnómetro aproximadamente. Para expulsar el aire que haya podido quedar alojado

en los poros de las partículas o adheridos en forma de burbujas a las mismas o a las paredes del picnómetro, lo mejor es conectar el aparato a una bomba de vacío . También se puede hervir el agua suavemente. Por último, se coloca el recipiente en un baño termostático se añade agua hasta enrasar, se toma la temperatura y, una vez secado cuidadosamente por su parte exterior, se halla el peso,  $W$ , del recipiente con su contenido.

Sean:

$G$  = peso específico relativo de las partículas sólidas.

$W_o$  = peso de un volumen de agua igual al del suelo seco a 4° C.

$W_i$  = peso de un volumen de agua igual al del suelo seco a la temperatura del baño termostático.

El peso relativo de las partículas será:

$$G = W_s / W_o$$

o sea:

$$G = (W_s / W_o) \times G_w$$

siendo  $G_w$  el peso específico relativo del agua a la temperatura ambiente

Por tanto:

$$G = G_w \times \left\{ W_s / (W_w + W_s + W) \right\}$$

El peso específico de las partículas se designa por  $\gamma_s$ .

Cuando se trata de arena compuesta de granos de distinta naturaleza, el pequeño volumen del picnómetro puede hacer que la muestra introducida en él no sea representativa, por lo que se emplea con frecuencia un matraz aforado de 500 cm<sup>3</sup>.

## **5.6 DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD EN EL CAMPO.**

Existen varios métodos para determinar la densidad en el campo entre los que podemos nombrar a los siguientes:

- El método del cono de arena.
- Equipo de balón de densidad.
- Método del aceite.

El método del cono de arena así como el método del aceite, se pueden realizar con los equipos de la F.I.C.-U.N.S.M.; siendo él primero el que se ha utilizado en el desarrollo de la investigación.

### **5.6.1 MÉTODO DEL CONO DE ARENA.**

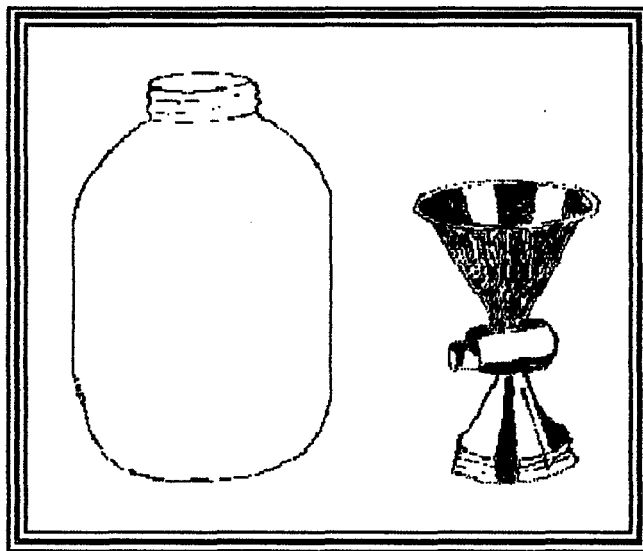
El método del cono de arena representa una forma indirecta de obtener el volumen del hoyo. Se usa la arena de Ottawa que no es otra cosa que arena que pasa el tamiz N°20 y esta se encuentra retenida por el tamiz N° 30.

Generalmente es deseable tener una arena uniforme “o de un solo tamaño”.

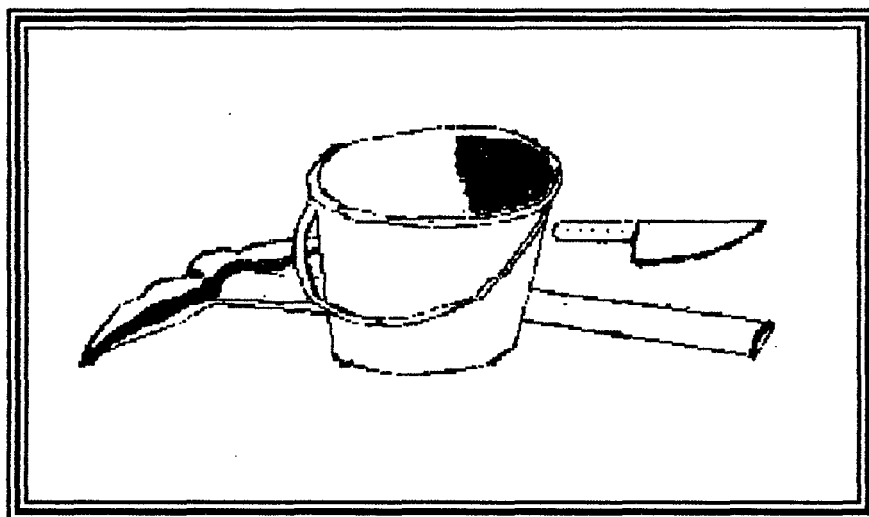
#### **5.6.1.1 OBJETIVO.**

Determinar la densidad del suelo en el terreno.

### 5.6.1.2 EQUIPO



**Fig. 5.7** Aparato de cono de arena.



**Fig. 5.8** Herramientas para excavar y balde para recuperar la arena.

### 5.6.1.3 PROCEDIMIENTO.

Para tomar éste tipo de densidad se trabaja sobre una área de mas o menos 50 cm. de diámetro limpiando y eliminando todo material suelto comprendido en ésta área y efectuando un hoyo cilíndrico, con la ayuda de un cuchillo, de aproximadamente 12 cm. de diámetro y de 12 a 18 cm de profundidad (procurando que la profundidad del hoyo sea igual o mayor que su diámetro).

En el caso que el material extraído del hoyo tenga piedras mas o menos grandes es necesario practicar un hoyo de mayores dimensiones, pudiendose tomar como referencia lo siguiente:

TABLA N° 5.1

| Tamaño máximo de la<br>piedra<br>(mm) | Diámetro del hoyo<br>(cm) |
|---------------------------------------|---------------------------|
| 6                                     | 10                        |
| 40                                    | 15                        |
| 70                                    | 20                        |

El volumen del hoyo que represente el volumen de la muestra extraída, se mide la arena seca calibrada que se tiene en el frasco, esto es por la diferencias de pesos antes y después de vaciada la arena en el hoyo y dividiendo esta diferencia entre la densidad aparente de la arena (densidad conocida previamente),

es decir:

$$\text{Volumen del hoyo} = \frac{\text{Peso de la arena calibrada para llenar el hoyo}}{\text{Densidad de la arena calibrada.}}$$

Luego de haber practicado el hoyo cilíndrico, el material cuidadosamente extraído de él, se pesa en su integridad y de inmediato se lo lleva al laboratorio para evitar pérdida de humedad. También al suelo extraído del hoyo se le determina su humedad secándolo en la estufa a 110°C. hasta alcanzar un peso constante con el propósito de transformar el suelo natural a suelo seco.

Finalmente, la densidad "in situ" se obtiene dividiendo el peso del suelo extraído y transformando a suelo seco entre el volumen del hoyo, como se muestra en la siguiente fórmula:

|   |
|---|
| $\text{Densidad "in situ"} = \frac{\text{Peso suelo seco del hoyo}}{\text{Volumen del hoyo}}$ |
|---|

## **5.7 DENSIDAD RELATIVA. (Compacidad Relativa).**

En los suelos conformados por partículas gruesas (gravas y arenas), es muy importante conocer su densidad relativa que viene expresada de la siguiente manera:

$$Dr = (e_{m\acute{a}x} - e_{nat}) / (e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n})$$

Generalmente la densidad relativa se expresa en porcentaje.

En la que  $e_{m\acute{a}x}$ ,  $e_{m\acute{i}n}$  y  $e_{nat}$  son, respectivamente, la relación de vacíos en su estado más suelto, en su estado más compacto y en su estado natural.

Otra forma de expresar la compactación relativa es haciendo uso de los pesos volumétricos “secos” en su estado natural, en su estado suelto y en estado máximo como se indica a continuación:

$$Dr = \left\{ (\gamma_{nat} - \gamma_{m\acute{i}n}) / (\gamma_{m\acute{a}x} - \gamma_{m\acute{i}n}) \right\} \left\{ (\gamma_{m\acute{a}x} / \gamma_{nat}) \right\}$$

**TABLA N°5.2**

| Dr (%) | Estado del Suelo. |
|--------|-------------------|
| 0-15   | Muy flojo         |
| 16-35  | Flojo             |
| 36-65  | Medio             |
| 66-85  | Denso             |
| 86-100 | Muy denso.        |

Para llevar un material granular a su estado más suelto posible (relación de vacíos máxima), éste es secado y luego vaciado, desde una altura pequeña, dentro de un recipiente de volumen conocido.

### 5.7.1 PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LA DENSIDAD MÍNIMA.

Para obtener la densidad mínima en el laboratorio se procede de la siguiente manera:

- 1.- Extraer de la calicata aproximadamente 5 Kg. de suelo y llevarlo al laboratorio.
- 2.- En el molde de compactación de medidas estandarizadas, se introduce la muestra desde una pequeña altura, evitando en lo posible que la muestra se compacte. Se realiza la operación tres veces consecutivas de las cuales se toma la que nos dé el valor más bajo.
- 3.- La densidad mínima se halla con la siguiente fórmula.

$$\gamma_{\text{mín}} = (\text{Peso}_{(\text{molde} + \text{material})} - \text{Peso}_{(\text{molde})}) / \text{Volumen}_{(\text{molde})}$$

### 5.7.2 PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LA DENSIDAD MÁXIMA.

Para obtener la densidad máxima se usa el material utilizado en la obtención de la densidad mínima, y se procede de una forma análoga; pero, esta vez el material es compactado en pequeñas capas hasta obtener la mayor compactación posible.



La densidad máxima se obtiene con la siguiente formula:

$$\gamma_{\text{máx}} = (\text{Peso}_{(\text{molde} + \text{material})} - \text{Peso}_{(\text{molde})}) / \text{Volumen}_{(\text{molde})}$$

## 5.8 LIMITES DE ATTERBERG

Se le acredita a TERZAGHI (1925) el reconocimiento del uso de los límites líquido (L.L) y plástico (L.P) como valores índices de consistencia. CASAGRANDE (1932) modificó el método original de ATTERBERG para determinar el (L.L) mejorando la reproducción del ensayo.

El límite de contracción (modificado del método original de ATTERBERG por Terzaghi 1925), es aplicado a cualquier suelo, especialmente en suelos áridos donde pueden experimentarse grandes cambios de volumen con el cambio de contenido de humedad.

Estos ensayos fueron desarrollados para suelos cohesivos.

Un suelo que posea algo de cohesión, según su naturaleza y la cantidad de agua que tenga, puede presentar propiedades que lo incluyan en el estado sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso. Los límites de ATTERBERG marcan una separación arbitraria, pero suficiente en la práctica, entre estos cuatro estados:

|                      |                 |                |                       |
|----------------------|-----------------|----------------|-----------------------|
| Sólido               | Semisólido      | Plástico       | Semilíquido o viscoso |
| Límite de Retracción | Límite Plástico | Límite líquido |                       |

Los límites de ATTERBERG son, en la actualidad, unas de las determinaciones, que con más profusión se practica en los laboratorios de Mecánica de Suelos. Su utilidad deriva de que gracias a la experiencia acumulada en muchos miles de determinaciones, es suficiente conocer sus valores para poder dar una idea del tipo de suelo y sus propiedades. Como por otra parte, se trata de determinaciones sencillas y rápidas, permiten una pronta identificación de los suelos y la selección adecuada de muestras típicas para ser sometidas a ensayos más perfectos y complicados. Pertenecen, con el análisis granulométrico, al tipo de ensayos de identificación. Pero si el análisis granulométrico nos permite conocer la magnitud cuantitativa de la fracción fina, los límites de Atterberg nos indican su calidad, completando así el conocimiento del suelo.

Los límites de Atterberg tienen aplicación en la detección de arcillas expansivas.

La Tabla 5.3 que se muestra a continuación es de gran utilidad en el estudio de suelos expansivos.

**TABLA N°5.3**  
**CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.**  
**(Tadanier y Nguyen, 1984)**

| Contracción<br>Lineal CL<br>(%) | Índice<br>Plástico<br>IP(%) | Límite<br>Líquido LL<br>(%) | Límite de<br>Contracción<br>LC (%) | Clasificación<br>Expansiva. |
|---------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------------|-----------------------------|
| 0-8                             | < 18                        | < 35                        | > 14                               | Bajo                        |
| 8-13                            | 18-25                       | 35-45                       | 12-14                              | Medio                       |
| 13-18                           | 25-35                       | 45-60                       | 10-12                              | Alto                        |
| > 18                            | > 35                        | > 60                        | < 10                               | Muy alto                    |

### 5.8.1 LÍMITE LÍQUIDO.

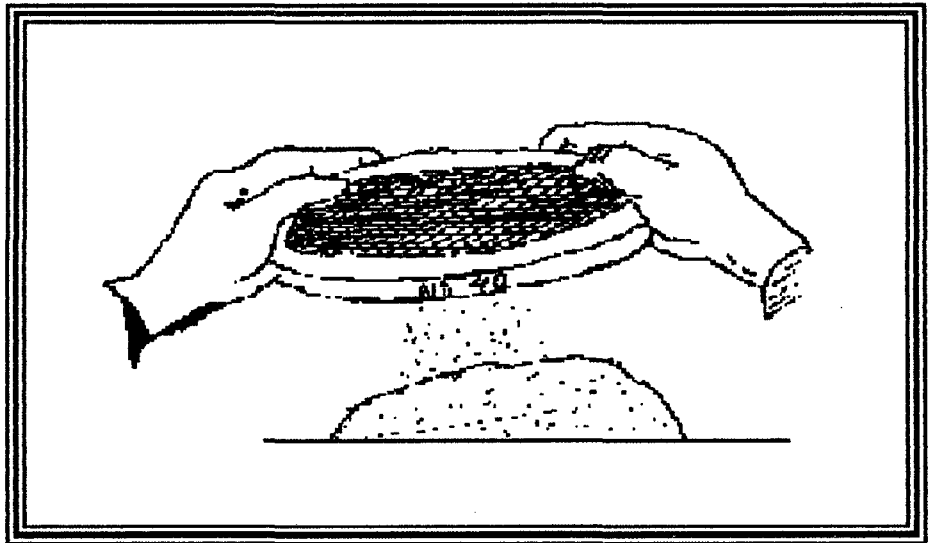
El límite líquido es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como material plástico. A este nivel de contenido de humedad, el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso.

El límite líquido es útil algunas veces, para predecir la máxima densidad en estudios de compactación y sirve además para la clasificación de suelos.

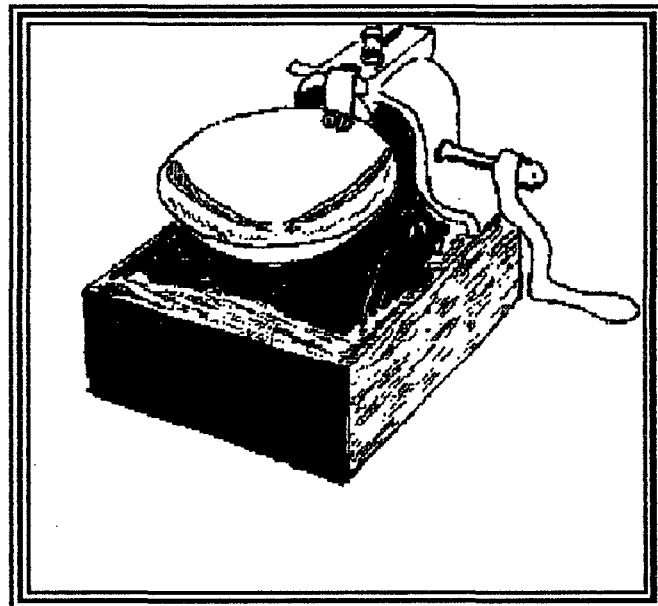
#### 5.8.1.1 OBJETIVO.

Determinación del límite líquido.

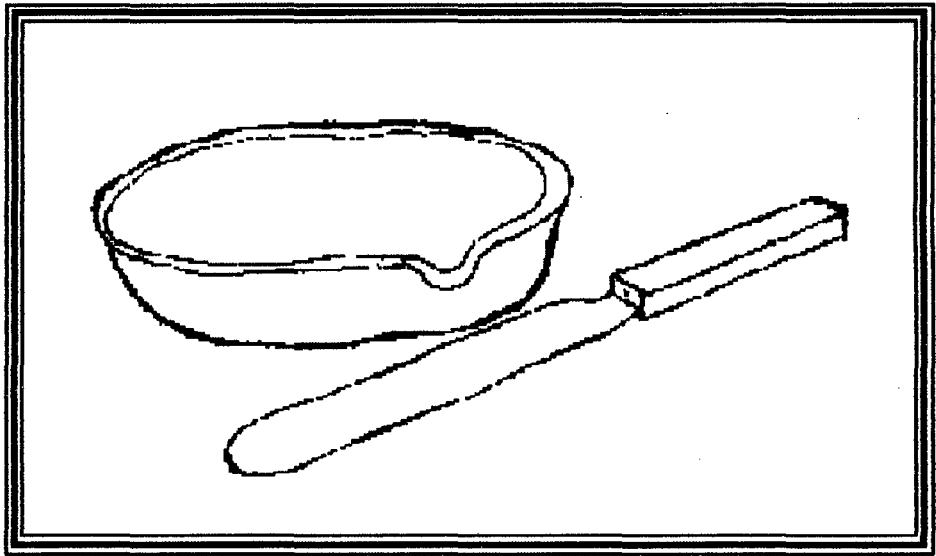
**5.8.1.2 EQUIPO.**



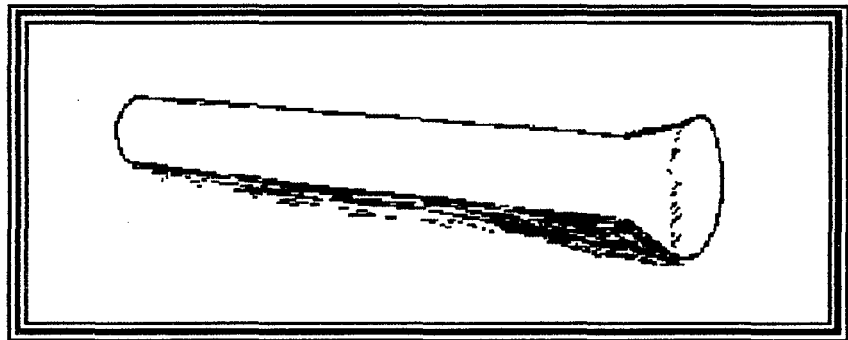
**Fig. 5.9 Malla N° 40, para el tamizado del suelo.**



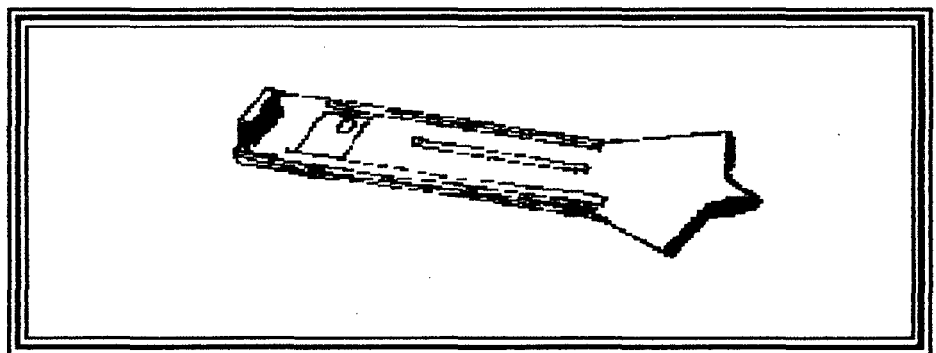
**Fig. 5.10 Copa de Casagrande.**



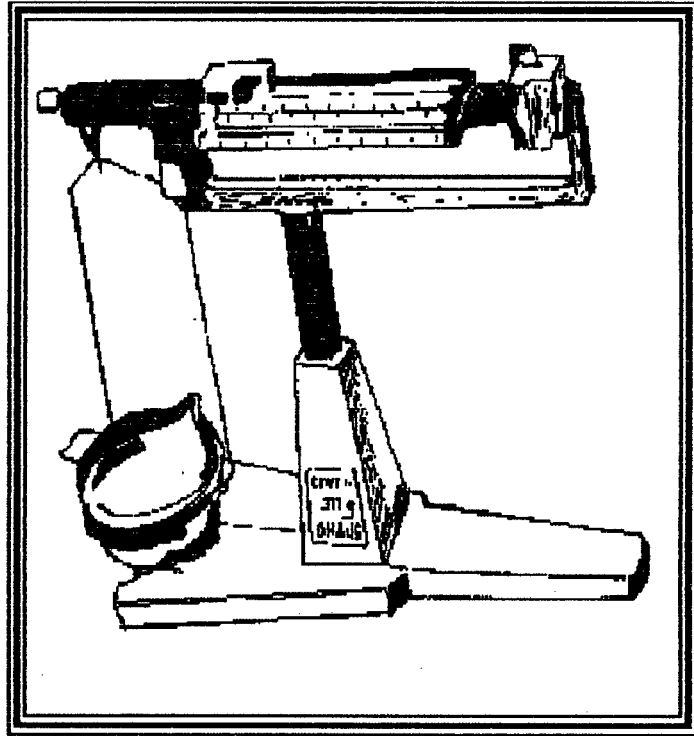
**Fig. 5.11** Plato de porcelana y espátula.



**Fig. 5.12** Triturador de porcelana.



**Fig. 5.13** Ranurador



**Fig. 5.14 Balanza de precisión de 311 gr. de capacidad**

### **5.8.1.3 PROCEDIMIENTO.**

- 1.- Pulverizar una cantidad suficiente de suelo secado al aire (de una muestra de 5 Kg. Puesta a secar al aire la semana anterior a la ejecución del ensayo), para obtener una muestra representativa del material que pasa a través del tamiz N° 40 de 250.00 gr. aproximadamente. Es necesario asegurarse de botar el remanente retenido en el tamiz pues no es representativo del suelo que se trajo del terreno.

Además se debe asegurar, mediante el uso de un mortero, la destrucción de todos los grumos presentes; una de las

principales fuentes de error del ensayo consiste en fallar en la obtención de una muestra realmente representativa, al permitir que muchos "finos" se queden retenidos en forma de grumos en el tamiz N° 40

- 2.- A continuación se debe verificar que la altura de la máquina de límite líquido que se va a utilizar sea exactamente 1 cm. Para esta operación se puede utilizar la cabeza en forma de dado de 1 cm, ubicada en el extremo superior del ranurador patrón.

Hacer la calibración con respecto a la marca de desgaste que se nota en la parte inferior de la cazuela, y no con respecto a la mínima distancia. Si la altura de la caída no se calibra dentro de estos límites, es posible de introducir un error de varias unidades % en la determinación del contenido de humedad.

Si la máquina se encuentra en condiciones inadecuadas o tiene un gran desajuste debe verificarse con el encargado del laboratorio.

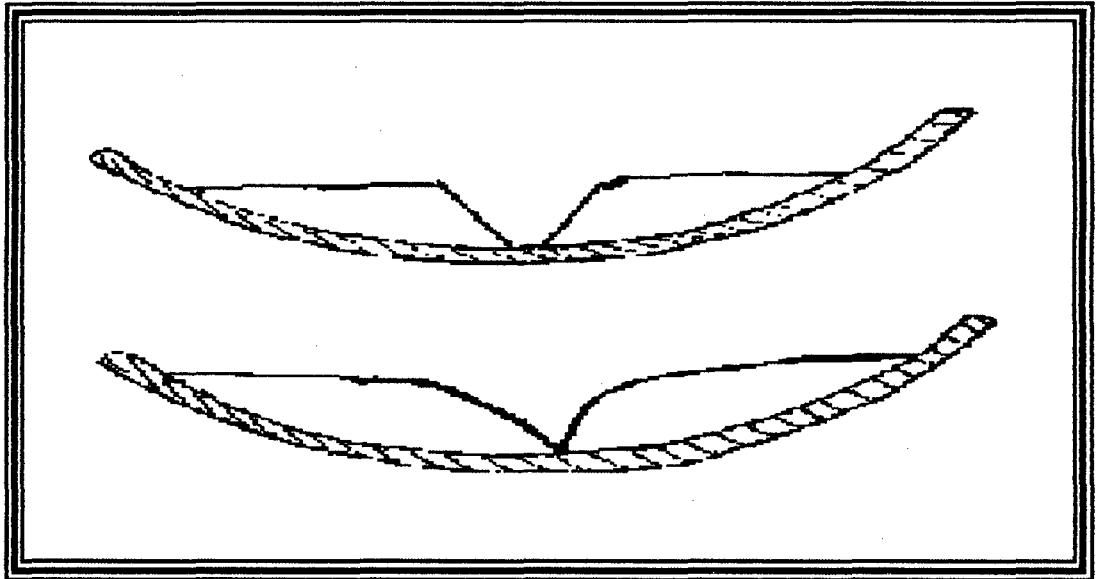
- 3.- Colocar los 250 gr. de suelo en un recipiente de porcelana, añadir una pequeña cantidad de agua y mezclar cuidadosamente el suelo hasta obtener un color uniforme y ésta adquiere una apariencia cremosa, su estado es adecuado en general. Se debe continuar añadiendo pequeñas cantidades adicionales de agua y mezclando cada vez hasta obtener una mezcla homogénea. Cuando se

encuentra el suelo en un punto de consistencia (pegajosidad) tal que se puede estimar (o simplemente hacer un ensayo de prueba) que tomará alrededor de 50 golpes para cerrar en una longitud de 12.7mm. la ranura, separar y guardar alrededor de 20 gr. de esta muestra adecuadamente mezclada, del plato en el que se está trabajando para la determinación posterior de LIMITE PLÁSTICO.

A continuación de debe añadir un poco más de agua de manera que la consistencia resultante permita un número de golpes para la falla en el rango de 20 a 40.

- 4.- Remover la cazuela de bronce del aparato de límite líquido y colocar dentro de la cazuela una pequeña cantidad de suelo hasta la profundidad adecuada para el trabajo de la herramienta ranuradora, bien centrada en la cazuela con respecto al pasador. A continuación se debe emparejar la superficie de la pasta de suelo cuidadosamente con una espátula, y mediante el uso de la herramienta ranuradora, cortar una ranura clara ver (fig. 4.15), recta, que separe completamente la masa del suelo en dos partes. La mayor profundidad del suelo en la pasta deberá ser aproximadamente igual a la altura de la cabeza del ranurador. La profundidad de la ranura deberá ser homogénea en toda su longitud. El suelo no debe prácticamente ser alterado por los "hombros" de la herramienta.





**Fig. 5.15 Muestra antes de la aplicación de los golpes y después de la aplicación de los golpes respectivamente.**

Después de hacer la ranura, se debe retomar rápidamente la cazuela a su sitio del aparato y hacer el conteo de golpes. Si se permite una demora innecesaria en este proceso, y la humedad ambiental del laboratorio es baja se puede secar la superficie de la muestra, lo cual afectará el conteo de golpes.

Regresar al laboratorio al día siguiente y pesar todas las muestras secadas en el horno para poder calcular los contenidos de humedad correspondiente.

Partiendo de la hipótesis de que la pendiente de la relación número de golpes a contenido de agua representada a escala semi-logarítmica es una línea recta, en la cual el límite líquido puede ser obtenido a partir de cualquier punto de la curva, Lambe ha

sugerido el empleo de la expresión que sigue:

$$L.L = w (N/25)^{0.121}$$

En la que :

L.L = Límite líquido, calculado, del suelo.

w = Porcentaje de humedad arbitraria del suelo con respecto al peso seco.

N= Número de golpes necesario, para cerrar la ranura en la copa de Casagrande, correspondiente a w.

Como puede observarse, la ecuación de Lambe permite calcular el límite líquido de un suelo en base a un solo punto del método mecánico. Esto elimina tiempo y además, la variable operador.

La fórmula de Lambe puede ser usada con suficiente grado de precisión en el cálculo del límite líquido de un suelo siempre y cuando se amase la pasta del suelo con un contenido de humedad tal que se cumpla con la condición, imprescindible, de que N (número de golpes) esté comprendido entre 20 y 30.

En ensayos de investigación conviene más hacer uso del método mecánico normalizado.

Para facilitar el empleo de la fórmula, ésta se puede simplificar así:

$$L.L = w.F$$

F = Factor de corrección =  $(N/25)^{0.121}$ , y que puede obtenerse de la siguiente tabla:

| N  | F      |
|----|--------|
| 20 | 0.9734 |
| 21 | 0.9792 |
| 22 | 0.9847 |
| 23 | 0.9900 |
| 24 | 0.9951 |
| 25 | 1      |
| 26 | 1.0048 |
| 27 | 1.0094 |
| 28 | 1.0138 |
| 29 | 1.0182 |
| 30 | 1.0223 |

Otro procedimiento, que se usa mucho para determinar el límite líquido en los laboratorios de campo, consiste en que, estando el material en la copa de Casagrande con la ranura hecha como ya se ha indicado en el procedimiento normalizado, dar 25 golpes y ver si la ranura se cierra los 12.7mm. En caso contrario, se recoge el material de la copa, se agrega agua a la pasta ó se seca, según el caso, y se repite el procedimiento hasta conseguir que con los 25 golpes la ranura se cierre en su base los 12.7mm. especificados. Cuando ello suceda, se extrae la muestra una

determinada cantidad, se coloca en un recipiente adecuado, se pesa, se seca en un horno a temperatura constante y se vuelve a pasar una vez seca. El Límite líquido se calcula así:

$$L.L = ((P_h - P_s) / P_s) \times 100$$

En la que:

LL = límite líquido en %

$P_h$  = Peso de la muestra húmeda, en gramos.

$P_s$  = Peso de la muestra seca, en gramos.

Cuando a un suelo sea necesario calcularle la contracción lineal (como más adelante se verá), el límite líquido es conveniente determinarlo por este procedimiento directo de los 25 golpes, ya que así se tiene precisamente al material con la humedad necesaria para hacer la mencionada prueba de contracción lineal.

### 5.8.2 LÍMITE PLÁSTICO.

El límite plástico es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico.

El límite plástico se ha definido arbitrariamente como el contenido de humedad del suelo al cual un cilindro se rompe o se resquebraja, cuando se enrolla a un diámetro de 3 mm. aproximadamente. Esta prueba es bastante más subjetiva (dependiendo del operador) que el ensayo del

límite líquido, pues la definición del resquebrajamiento del cilindro de suelo así como del diámetro, están sujetas a la interpretación del operador. El diámetro puede establecerse durante el ensayo por comparación con un alambre común o de soldadura del mismo diámetro. Con la práctica, se encuentra que los valores del límite plástico, pueden reproducirse sobre el mismo suelo por parte de diferentes laboratoristas, dentro de un rango del 1 al 3%.

#### **5.8.2.1 OBJETIVO.**

Determinación del contenido de humedad correspondiente al límite plástico.

#### **5.8.2.2 EQUIPO.**

- Balanza eléctrica o balanza de precisión de 311 gr. de capacidad.
- Alambre de 3 mm. de diámetro (para comparación.)
- Placa de vidrio.

#### **5.8.2.3 PROCEDIMIENTO.**

- 1.- Colocar unos 20 gr. De muestra (obtenida del paso N° 3 del límite líquido) sobre una placa de vidrio.
- 2.- Hacer cilindros de aproximadamente 3 mm. de diámetro. (Fig. 5.17).

Si el cilindro se desmorona a un diámetro superior a 3 mm. esta condición es satisfactoria para definir el límite plástico si el cilindro se había enrollado con anterioridad hasta más o menos 3 mm. La falla del cilindro se puede definir de la siguiente forma:

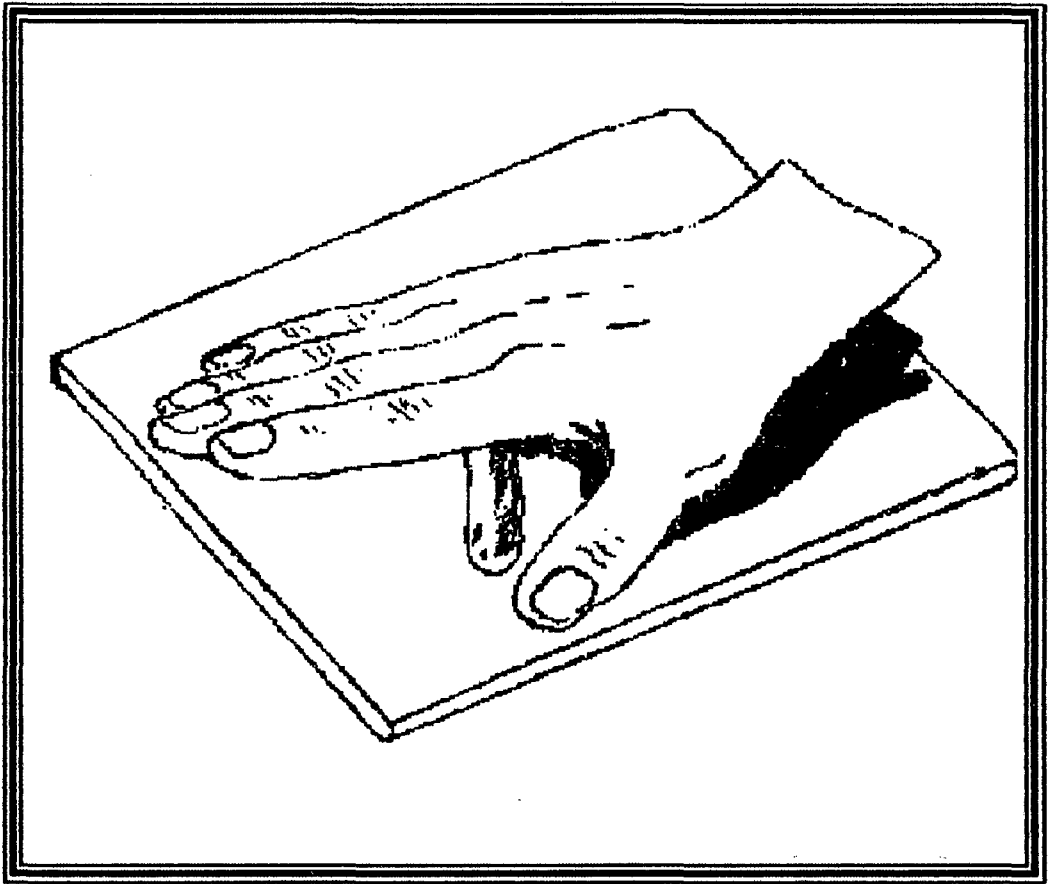
- a) Simplemente por separación en pequeños pedazos
- b) Por desprendimiento de escamas de forma tubular (cilindros huecos) de adentro hacia fuera del cilindro o hilo de suelo.
- c) Pedacitos sólidos en forma de barril de 6 a 8 mm. de largo (para arcillas altamente plásticas).

Para producir la falla no es necesario reducir la velocidad de enrollado y/o la presión de la mano cuando se llega a 3 mm. de diámetro. Los suelos de muy baja plasticidad son una excepción en este sentido.

- 3.- Esta secuencia debe repetirse el número de veces que se requiera para producir suficientes pedazos de cilindro que permita llegar a 10 gr. aproximadamente .
- 4.- Para el pesado se usará la balanza eléctrica y en el supuesto caso de no existir suministro de energía eléctrica se usará la

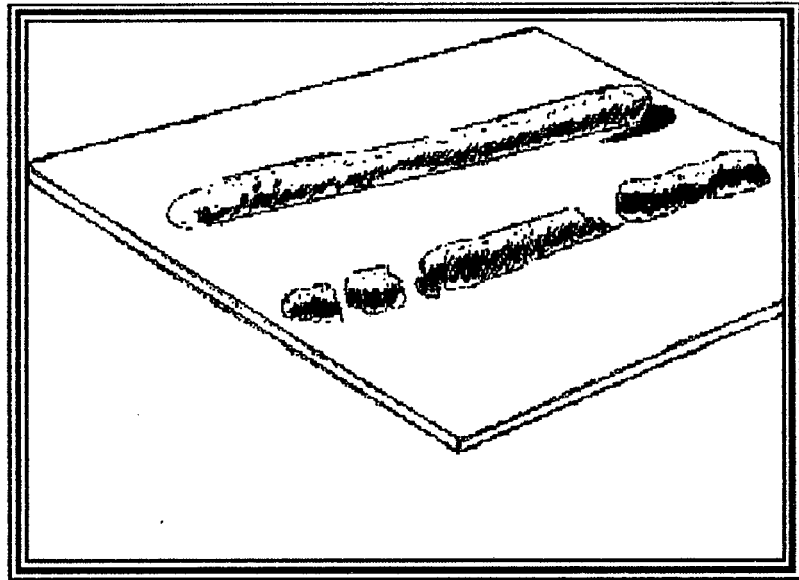
balanza CENT-O-GRAM.

Luego se pondrán las muestras en el horno a una temperatura de  $105 \pm 5^\circ \text{C}$ .



**Fig.5.16 Amasado de cilindros de suelo de aprox. 3mm. de diámetro.**

- 5.- Regresar al laboratorio al día siguiente y sacar todas las muestras secadas en el horno para poder calcular los contenidos de humedad.



**Fig. 5.17 Momento en que el suelo alcanza el límite plástico.**

### **5.8.3 LÍMITE DE CONTRACCIÓN.**

El límite de Contracción (LC) de un suelo se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual, una reducción de agua, no ocasiona ya disminución en el volumen de suelo. La diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama índice de contracción (IC) y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semi-sólida.

Para la determinación del límite de contracción, es necesario contar con el equipo siguiente, y que se puede apreciar en la Fig 5.18. Consta de: Vasito de cristal de fondo plano de 1.27 cm. ( $\frac{1}{2}$ " ) de alto y un diámetro interior de 4.4 cm. ( $1\frac{3}{4}$ " ); mercurio líquido en cantidad aproximada de 300 cm<sup>3</sup>; regla metálica con bordes lisos para alisar la



superficie del mercurio colocado en el vasito de porcelana; placa de vidrio con tres agujas colocadas según se indica en la figura; una probeta de cristal graduada con capacidad de 25 cc, con graduaciones de 0.2 cc.; vaso de cristal con borde liso; cápsula de porcelana; espátula, balanza con sensibilidad de 0.01gr., y una placa lisa de vidrio.

El procedimiento a seguir en la determinación del límite de contracción (L.C) es el siguiente:

- a) Se determina el volumen del vasito de porcelana llenándolo con

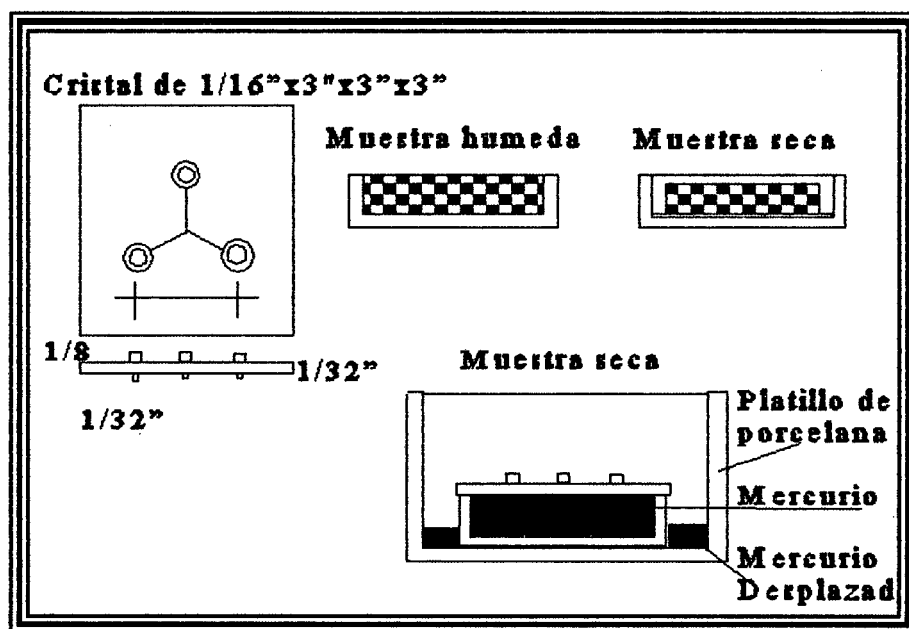


Fig. 5.18

mercurio líquido y nivelando su superficie con la placa lisa de cristal. Habiéndose llenado el vasito, para medir su volumen, se vacía el mercurio en la probeta graduada.

- b) Tómese unos 30 gr. del material que pasa la malla N° 40 y añádasele agua hasta formar una mezcla pastosa, cuya consistencia sea aproximadamente, la misma que la que tiene el suelo cuando su contenido de humedad es igual al límite líquido.
- c) Para que el material no se adhiera a las paredes del vasito de porcelana, dichas paredes deben cubrirse con una delgada capa de vaselina o de aceite.
- d) Se coloca la capa pastosa en el vasito de porcelana en tres capas iguales, se golpea sobre una superficie lisa hasta obtener una distribución uniforme del material.
- e) Una vez lleno el vasito con la masa pastosa, alísese la superficie quitando el material sobrante con la regla metálica. El volumen de esta masa de material húmedo será igual a la del vasito de porcelana ( $V_b$ ).
- f) Se pesa el vasito de porcelana con la masa pastosa y antes de colocarla al horno deje que la masa se seque un poco al aire libre.
- g) Métase el vasito con la muestra al horno a una temperatura de 100 a 110°C. hasta tener un secado completo.
- h) Sáquese del horno el vasito con la muestra seca y estando a temperatura ambiente pésese y regístrese dicho peso ( $P_s$ ).

- i) El volumen ( $V_s$ ) de la muestra seca, se obtiene como sigue:  
 llénese el vasito de cristal con mercurio líquido y nivélese su superficie con la placa de vidrio que tiene agujas. Introdúzcase el panecillo seco cuidadosamente, evitando las burbujas de aire en el vaso lleno de mercurio, empujándolo con agujas de la placa de vidrio. Al introducirse el panecillo de suelo, él desalojará una cantidad de mercurio igual a su volumen ( $V_s$ ).
- j) Se calcula el límite de contracción por la fórmula:

$$L.C. = \left\{ (P_h - P_s - (V_h - V_s)D_w) / P_s \right\} * 100$$

$$L.C. = \left\{ (w - (V_h - V_s)D_w) / P_s \right\} * 100$$

Donde :

$D_w$  = densidad del agua.

## 5.9 ÍNDICE DE PLASTICIDAD.

El índice de plasticidad IP, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Al igualdad que otros factores, cuanto mayor es el índice de plasticidad de un suelo menor es su permeabilidad.

A las arenas limpias se les atribuye un índice de plasticidad nulo, aunque en realidad su valor no se puede determinar con exactitud.

## 5.10 CONTRACCIÓN LINEAL.

La contracción lineal (CL) se define como el porcentaje de contracción, con respecto a la dimensión original, que sufre una barra de suelo de 2 cm. x 2cm. x 10 cm. al secarse en un horno a 100 - 110°C. desde una humedad equivalente a la humedad del límite líquido hasta el límite de contracción.

La prueba se ejecuta de la manera siguiente:

- a) Con la misma pasta usada en la determinación del límite líquido por el método directo de 25 golpes, se llena un molde de 2cm. x 2cm. x 10cm, haciendo el llenado en tres capas golpeando el molde contra algún lugar duro para expulsar el aire atrapado. Teniendo el molde lleno, se enrasa y se deja al aire libre un buen rato para que se seque un poco y después se mete al horno para su secado a peso constante.
- b) Estando el material seco, se extrae de la barra y se mide su longitud ( $L_2$ ).
- c) La relación entre la longitud que se contrajo ( $L_1 - L_2$ ) y la longitud original ( $L_1$ ) de la barra de su suelo húmedo y multiplicada por 100, da el porcentaje de contracción ó contracción lineal del suelo.

$$CL = \left\{ (L_1 - L_2) / (L_1) \right\} \times 100$$

# CAPÍTULO VI

## CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.

### 6.1 EXPOSICIÓN GENERAL.

Existen varios métodos de clasificación de suelos el conocido como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, el de la Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transporte (AASHTO), El Sistema del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA), El Sistema de la ASTM y el Sistema de la Agencia Federal de Aviación (FAA), para nombrar sólo unos cuantos. Actualmente, los departamentos estatales de transporte (antiguos Departamentos de carreteras) utilizan el sistema de clasificación de la AASHTO en Estados Unidos.

Todos los sistemas de clasificación de interés primordial para el Ingeniero Geotécnico utiliza los límite de Atterberg (por lo menos líquido y plástico) con un análisis parcial o total de granulometría, y el proceso de eliminación para la clasificación de suelos.

En todos los sistemas de clasificación es absolutamente esencial acompañar el símbolo de clasificación con la descripción debida del suelo, pues el símbolo particular de grupo es demasiado amplio y general como criterio de clasificación para los suelos específicos.

Existe mucha similitud entre los diferentes métodos por lo cual, Los

métodos de clasificación de suelos Unificado y AASHTO solamente serán utilizados en el presente trabajo.

## 6.2 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE LA AASHTO.

La fig. 6.1 muestra el sistema de clasificación de la AASHTO en la conveniente forma de tabla. La fig. 6.2 provee una forma de utilizar los límites plásticos y líquido para obtener la clasificación de los suelos entre los grupos A-4 y A-7, para los cuales el hecho de tener más que un 35% de material más fino que el tamiz N° 200, es un factor esencial de clasificación. Este factor puede también utilizarse para obtener la clasificación de subgrupo de los suelos titulados A-2, para los cuales el hecho de tener menos del 35% del material más fino que el tamiz N°200, es un factor esencial de clasificación. La designación de los subgrupos en el grupo A-2 se logra determinando si el suelo es A-2 clasificado de acuerdo con su análisis granulométrico, pero tiene propiedades plásticas ( $W_L$  y  $W_p$ ) características de los suelo A-4, A-5, A-6, o A-7 . La figura 6.1 se utiliza de izquierda a derecha hasta encontrar el primer tipo de suelo que tenga las propiedades del suelo en consideración. El suelo tipo A-8 (no se muestra) se clasifica visualmente como turba (material excesivamente orgánico)

El sistema de clasificación de la AASHTO utiliza además un índice de grupo para comparar diferentes tipos de suelos dentro de un mismo grupo. El índice de grupo se calcula de acuerdo con la ecuación :

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

donde :

a = Porcentaje del material más fino que el N° 200, mayor que el 35%, pero

- menor que el 75%, expresado como un número entero positivo ( $1 \leq a \leq 40$ )
- b = Porcentaje de material que pasa el tamiz N° 200 mayor que el 15% pero menor que el 55%, expresado como un número positivo entero ( $1 \leq b \leq 40$ ).
- c = Porción del límite líquido mayor que 40 pero no mayor que 60, expresada como un número positivo entero ( $1 \leq c \leq 20$ ).
- d = Porción del índice de plasticidad mayor que 10 pero no excedente a 30, expresado como un número positivo entero ( $1 \leq d \leq 20$ ).

Como la ecuación anterior es lineal, se ve fácilmente que la parte superior de la fig.6.3, resuelve el término  $0.01 bd$  y que la parte inferior de la fig. resuelve el término  $0.2 a + 0.005 ac$ ; de la ecuación de IG. De forma que la suma de los valores obtenidos de las dos partes del cuadro redondeada al siguiente entero positivo constituye el índice de grupo (IG) del suelo.

## CLASIFICACION DE SUELOS AASHTO

| CLASIFICACION GENERAL   | MATERIALES GRANULARES<br>(IGUAL O MENOR DEL 35% PASA EL TAMIZ N°200) |      |            |                                     |                  |                  |                  | MATERIALES LIMO-ARCILLOSOS<br>(MAS DEL 35% PASA EL TAMIZ N°200) |                  |                   |                  |
|---|--|------|------------|-------------------------------------|------------------|------------------|------------------|---|------------------|-------------------|------------------|
| GRUPOS  | A-1  |      | A-3        | A-2                                 |                  |                  |                  | A-4   | A-5              | A-6               | A-7              |
| SUBGRUPOS   | A-1a   | A-1b |            | A-2-4                               | A-2-5            | A-2-6            | A-2-7            |   |                  |                   | A-7-5            |
| <b>PORCENTAJE QUE PASA EL TAMIZ:</b><br>N° 10<br>N° 40<br>N° 200  | 50 máx   |      | 51 mín     | 35 máx                              | 35 máx           | 35 máx           | 35 máx           | 36 mín  | 36 mín           | 36 mín            | 36 mín           |
| <b>CARACTERISTICAS DEL MATERIAL PASA EL TAMIZ N°40</b><br><br><b>LIMITE LIQUIDO</b><br><b>INDICE DE PLASTICIDAD</b> |  |      | N.P        | 40 máx<br>10 máx                    | 41 mín<br>10 máx | 40 máx<br>11 mín | 41 mín<br>11 mín | 40 máx<br>10 máx  | 41 mín<br>10 máx | 40 máx<br>11 mín  | 41 mín<br>11 mín |
| <b>INDICE DE GRUPO</b>  | 0  | 0    | 0          | 0                                   | 0                | 4 máx            | 4 máx            | 8 máx   | 12 máx           | 16 máx            | 20 máx           |
| <b>TIPOS DE MATERIAL</b>  | FRAGMENTO DE PIEDRA, GRAVA Y ARENA                                   |      | ARENA FINA | GRAVAS, ARENAS LIMOSAS Y ARCILLOSAS |                  |                  |                  | SUELOS LIMOSOS  |                  | SUELOS ARCILLOSOS |                  |
| <b>TERRENO DE FUNDACION</b>   | EXCELENTE A BUENO  |      |            |                                     |                  |                  | REGULAR A MALO   |   |                  |                   |                  |



INDICE PLASTICO (I.P.)

10

20

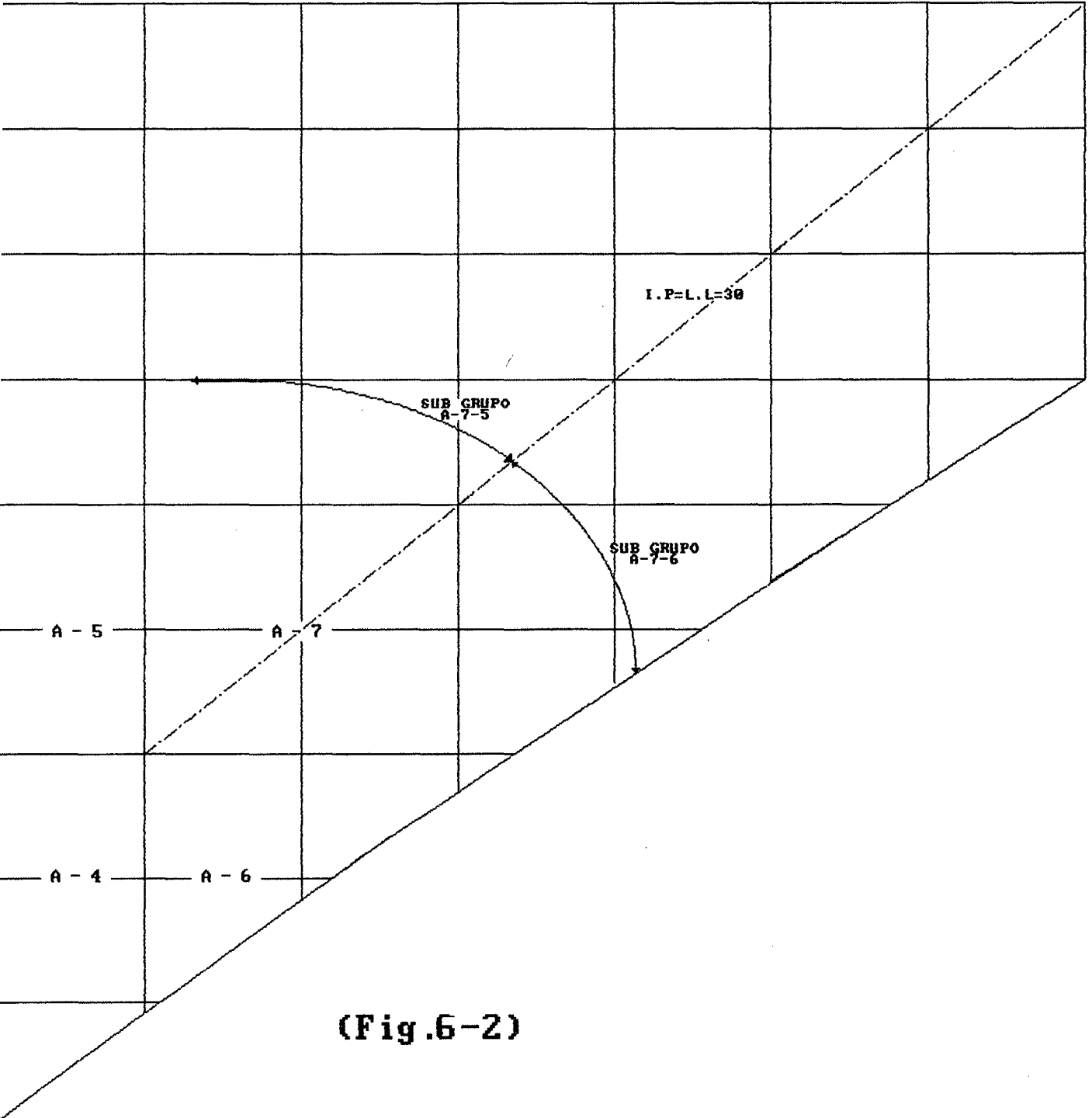
30

40

50

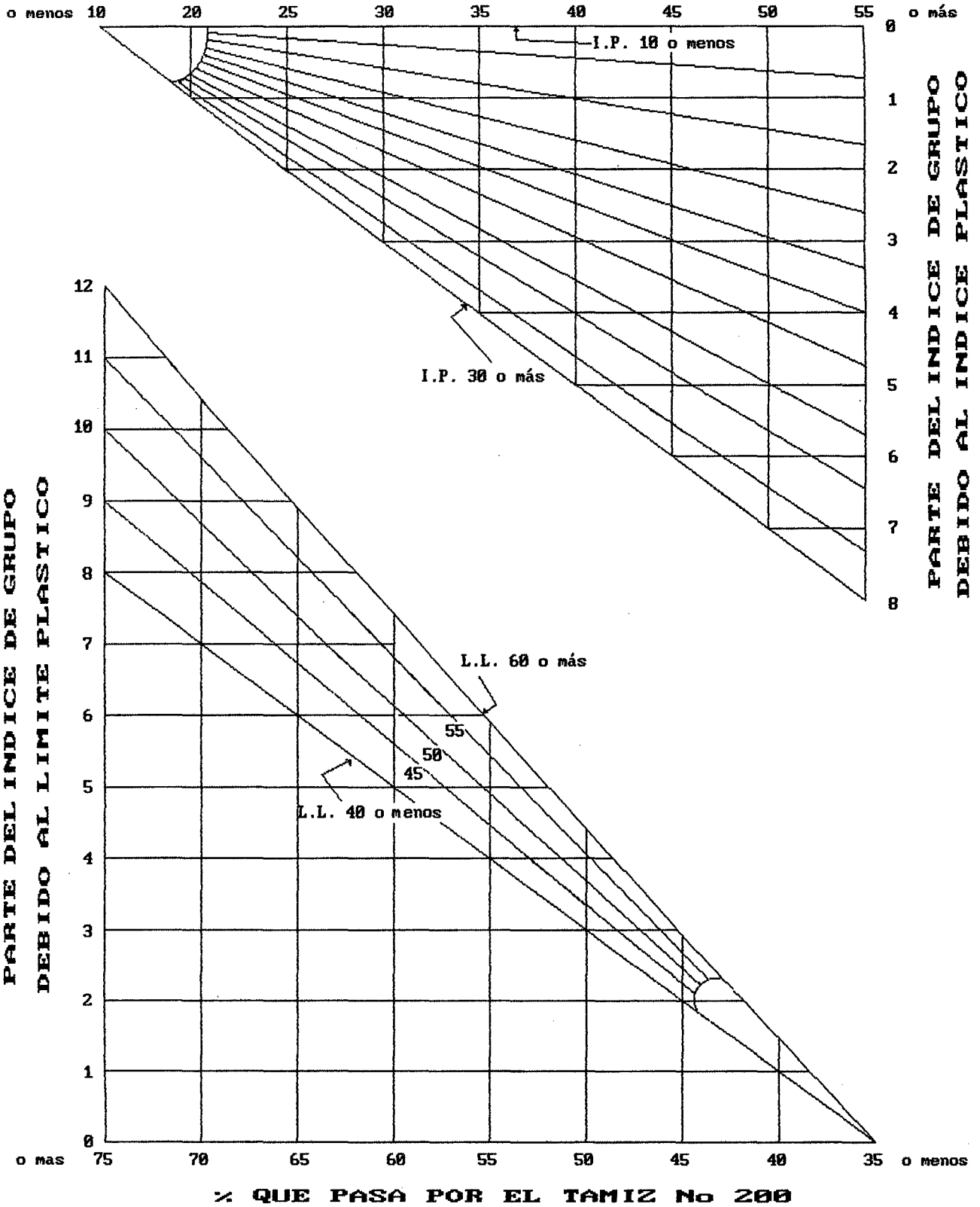
60

70



(Fig.6-2)

**% QUE PASA POR EL TAMIZ No 200**



**NOTACION** INDICE DE GRUPO SUMATORIA DE LAS ORDENADAS DE LOS GRAFICOS (Fig.6-3)

### **6.3 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE SUELOS**

Los elementos esenciales de clasificación fueron propuestos inicialmente por Arturo Casagrande (1942) y adoptados subsecuentemente por el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, para la construcción de Aeropuertos. Actualmente, éste sistema se utiliza con modificaciones mínimas en la mayoría de los países fuera de los Estados Unidos.

Este método se utilizan en la gran mayoría de Laboratorios del Perú (CISMID, CENCICO, otros.).

La Tabla 6.1 y 6.2 presenta los factores a considerar en la clasificación de un suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelo.

Básicamente un suelo es:

**Tabla 6.1**

|   |  |   |
|---|--|---|
| GRUESO (si se retiene más del 50%)                                  |  | FINO (si pasa más del 50%)                                    |
| ↔0.075 mm.↔<br>↔(malla N° 200)↔                                     |  |   |
| GRAVA   | ARENA  | LIMO O ARCILLA  |
| Si más del 50% de la fracción gruesa queda retenida en el tamiz N°4 | Si más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz N° 4. | El suelo fino es :<br>Limo (M)<br>Arcilla (C)<br>Orgánico (O) |

1.- Grava o arena son :

GW, GP, SW, SP

Si menos del 5% del material pasa a través del tamiz N° 200; G = grava; S = arena; W = bien graduada; P = pobremente gradada. La designación bien graduada o pobremente gradada depende de dos valores característicos para  $C_u$  y  $C_c$ , definidos en el capítulo IV referente al análisis granulométrico y con valores numéricos como se muestra en la tabla 6.2

**2.-Grava y arena son:**

GM, GC, SM, o SC

Si más de 12% del material pasa a través del tamiz N° 200; M = Limo; C = Arcilla. La designación limo o arcilla se determina después de obtener los valores de los límites líquidos y plástico de la fracción menor del tamiz N° 40, y utilizando los criterios de la carta de plasticidad de la figura 6.3. Este cuadro es otra contribución de Casagrande al sistema, y la línea A que se encuentra en él, es conocida como la línea A de Casagrande.

**3.- Las gravas y las arenas se pueden clasificar :**

|       |       |       |       |
|-------|-------|-------|-------|
| GW-GC | SW-SC | GP-GC | SP-SC |
| GW-GM | SW-SM | GP-GM | SP-SM |

Si entre 5 y 12% el material pasa a través del Tamiz N°200

**4.- Los suelos de grano fino (mas del 50% pasa el tamiz N° 200) son :**

ML, OL, o CL.

Si los límites líquidos son menores que 50% ; M = limo; O = suelos orgánicos; C = arcilla.

**5.- Los suelos de grano fino son :**

MH, OH, o CH

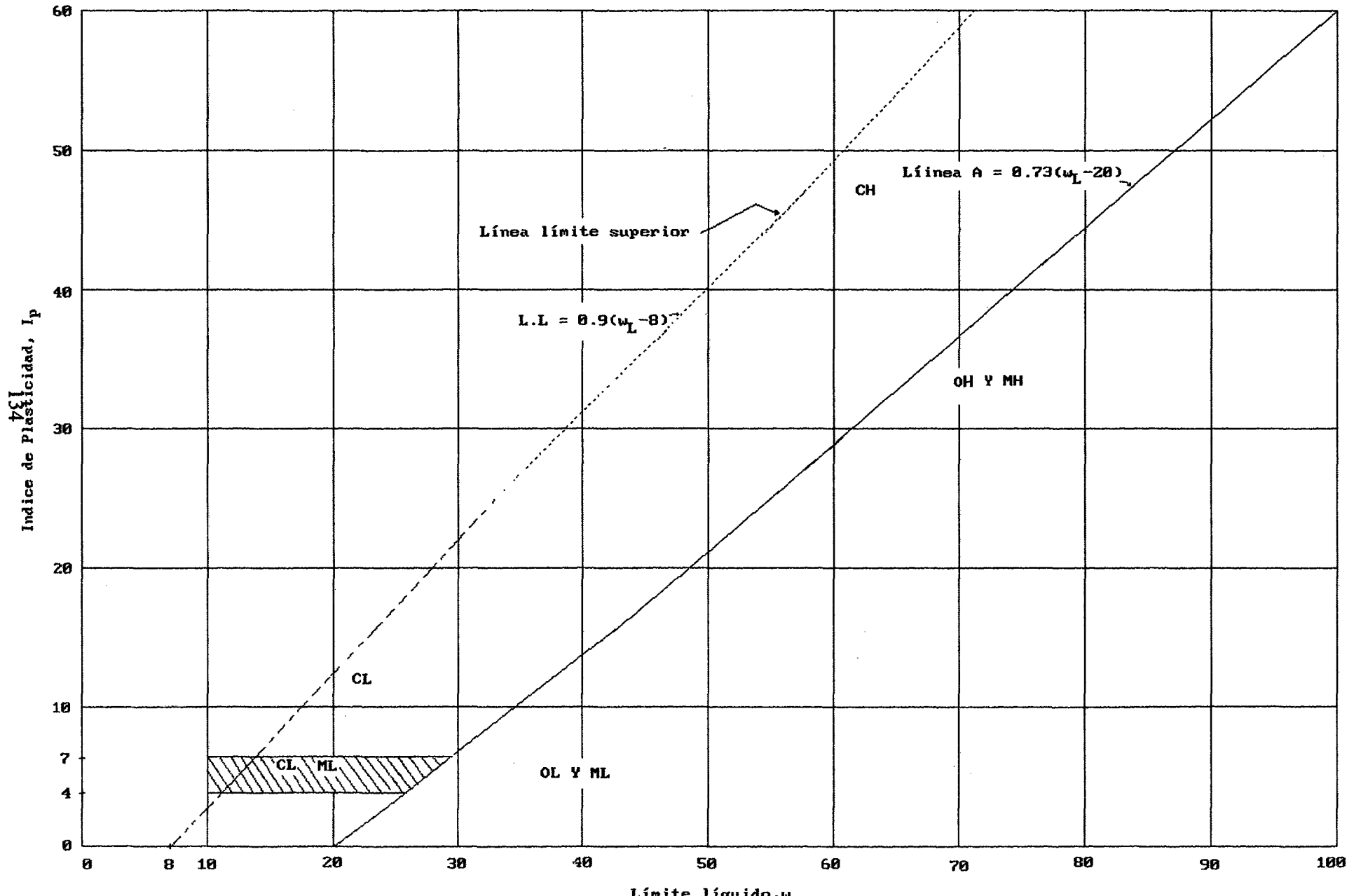
Si los límites líquidos son superiores a 50%; H = mayor que 50%.

Los límites líquido y plástico se ejecutan sobre material correspondiente a la fracción menor que el tamiz N° 40 de todos los suelos, incluyendo gravas, arenas, suelos finos, utilizando en la ejecución de los procedimientos del capítulo IV (Límites de Atterberg). Estos límites se utilizan con la carta de plasticidad (cuadro A de Casagrande) para determinar el prefijo M, O, o C, dependiendo de la localización de las coordenadas de plasticidad del suelo dentro de la carta.

Tabla 6-2 Sistema unificado de clasificación

| Divisiones mayores   |   | Símbolo del grupo                               | Nombres Típicos  | Criterios de clasificación para suelos granulares  |  |   |
|--|---|---|--|--|--|---|
| Suelos de grano grueso<br>(más del 50% del material es mayor en tamaño que el tamiz No. 200) | Gravas (más del 50% de la fracción gruesa) es mayor que el tamiz No.4 | GW  | Gravas bien graduadas, mezclas gravosas, pocos o ningún fino   | $C_u = D_{60} / D_{10} > 4$<br>$C_u = 1 < D_{30}^2 / D_{10} \times D_{60} < 3$   |  |   |
|  |   | GP  | Gravas pobremente graduadas, mezclas grava-arena, pocos o ningún fino.   | No cumplir todos los requisitos de graduación para GW.   |  |   |
|  |   | GM  | Gravas arcillosas, mezclas grava, arena-limo.  | Límites de Atter por debajo de la línea A ó $I_p < 4$  | A los materiales sobre la línea A con $4 < I_p < 7$ se considera de frontera y se le asigna doble símbolo. |   |
|  |   | GC  |  | Límites de Atter por encima de la línea A ó $I_p > 7$  |  |   |
|  | Arenas (más del 50% de la fracción gruesa) es menor que el tamiz No.4 | Arenas con finos (cantidad apreciable de finos) | SW   | Arenas bien graduadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino  | $C_u = D_{60} / D_{10} > 6$<br>$C_u = 1 < D_{30}^2 / D_{10} \times D_{60} < 3$                             |   |
|  |   |   | SP   | Arenas probablemente graduadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino   | No cumplir todos los requisitos de graduación para SW.   |   |
|  |   | Arenas limpias (pocos o ningún fino)            | SM   | Arenas limosas, mezclas arena-limo   | Límites de Atter por debajo de la línea A ó $I_p < 4$  | Si el material esta en la zona sombreada con $4 < I_p < 7$ se considera de frontera y se le asigna doble símbolo. |
|  |   |   | SC   |  | Límites de Atter por encima de la línea A ó $I_p > 7$  |   |
| Suelos de grano fino<br>(más del 50% del material No.200)                                    | Limos y arcillas (límite líquido $W_L < 50$ )                         | ML  | Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, ó limos arcillosos con poca plasticidad. | <ol style="list-style-type: none"> <li>Determinar el porcentaje de arena y gravas de la curva de granulometría.</li> <li>Dependiendo del porcentaje de fino (fracción menor que el tamiz No.200) los suelos gruesos se clasifican como sigue:<br/><br/>Menos del 5% - GW, GP, SW, SP<br/>Más del 12% - GM, GC, SM, SC<br/>de 5 a 12% - Casos de frontera que requieren doble símbolo.</li> </ol> |  |   |
|  |   | CL  | Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas arcillas limosas, arcillas magras.        |  |  |   |
|  |   | OL  | Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.   |  |  |   |
|  | Limo y arcillas (límite líquido $> 50$ )                              | MH  | Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos.                                     |  |  |   |
|  |   | CH  | Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.   |  |  |   |
|  |   | OH  | Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos.   |  |  |   |
|  | Suelos altamente orgánicos.   | Pt  | Turbas y suelos altamente orgánicos.   |  |  |   |

(Figura 6-4) Gráfico de plasticidad utilizado con la Tabla 5-1 para la Clasificación Unificada de Suelos





## **CAPITULO VII**

### **EL AGUA EN EL SUELO.**

En mecánica de suelos la presencia del agua en la masa del suelo, es una de las consideraciones de mayor importancia por los efectos en las propiedades del suelo.

El cambio de estado y comportamiento depende del contenido de humedad o agua como se ha visto en los límites de Atterberg.

Los suelos cohesivos, cuando están secos son muy duros, frágiles y tienden a contraerse, en cambio los suelos sin cohesión varían desde moldeables, desmoronables en los estados húmedo y seco respectivamente.

Son consideraciones del agua en el suelo:

- El concepto de nivel freático y el flujo de agua desde una energía potencial más alta a una más baja.
- El suministro de agua y los pozos están íntimamente ligados con el flujo de agua a través del suelo.
- Los asentamientos por consolidación y la expansión de las arcillas son problemas o condiciones del agua en el suelo.

En la práctica se dan muchas situaciones, en que la utilización adecuada de estos conceptos producirá una buena solución para que el suelo y/o el lugar puedan ser

usados.

Recordemos que una de las fases del suelo es el agua que ocupa los vacíos, desplazando al aire y/o cualquier otro líquido o gas, es común que el suelo siempre tenga un contenido de agua; si ésta es eliminada se tiene el suelo seco, las otras condiciones más críticas es siempre en presencia del agua, que está ausente donde el gas; o su equivalente le da su comportamiento a las partículas del sólido.

## 7.1 PROCEDENCIA DEL AGUA EN EL TERRENO.

El terreno del Distrito de Morales, en mayor o menor grado, siempre está húmedo. El agua que contiene procede de dos fuentes : el “agua de sedimentación” es la que ha quedado incluida en los suelos sedimentarios al producirse el depósito de sus partículas, y el “agua de infiltración” que proviene de la lluvia y de corrientes de agua, principalmente.

*En la unidad geológica “Planicie Tarapoto”, a la cual pertenece el Distrito de Morales, el agua subterránea tiene su origen principalmente en la percolación profunda de las lluvias y en la captación del flujo superficial al pié de la Cordillera Escalera; drena hacia el río Cumbaza, como eje central, existiendo también un flujo opuesto, desde el flanco sur occidental, Cuenta con un nivel freático de 1 a 5 m. en las partes bajas aproximadamente.*

El almacenamiento total probable de la “Planicie Tarapoto” es de 750 millones de metros cúbicos, si se considera un coeficiente de almacenamiento de 10% y un profundidad promedio de 50 m. En el extremo oriental de la

planicie, donde ésta es cruzada por el río Mayo, es probable encontrar pozos con mayor rendimiento; el rendimiento probable de los pozos profundos es de 20 a 40 lt/seg.

## 7.2 SITUACIÓN DEL AGUA EN EL TERRENO.

El agua subterránea en la unidad geomorfológica "Planicie Tarapoto" ha sido poco estudiada. Mención especial merecen los dos pozos perforados; el primero, en 1976 por Parque Porcino EPS, en la zona de Yacucatina, kilómetro 24 de la carretera Tarapoto - Juajui, y el segundo, en 1977 por la empresa PERULAC en las cercanías de Tarapoto.

El pozo de Parque Porcino EPS, se perforó hasta una profundidad de alrededor de 100m. y con un diámetro de 18 pulgadas; fue abandonado al no encontrarse ningún acuífero, obteniéndose rendimientos muy bajos, de aproximadamente 5 lt/seg. El pozo de la Empresa PERULAC, se perforó hasta una profundidad de 82m. y con un diámetro de 18 pulgadas; se obtuvo un rendimiento de 14 lt/seg. Con un nivel dinámico de 23.5m. (Nivel estático entre 8 y 9 metros). Entre los 60 y 62 metros de profundidad se encontró un acuífero confinado que provocó un ascenso del nivel estático del agua de hasta 0.5m.

El perfil estratigráfico del pozo de la Empresa PERULAC, muestra la intercalación de varias capas de material impermeable, poco permeable y permeable. Los estratos con aporte de agua fueron encontrados en las profundidades : 24 a 26m., 42 a 50m., 60 a 62m. y 63 a 72m. La calidad del agua fue satisfactoria, La prueba de bombeo realizada, permite deducir que se

podría obtener un rendimiento de 20 lt/seg, con un nivel dinámico de 35m. El diseño del pozo perforado (diseño simple con desarrollo natural del filtro) demostró no ser el más adecuado para la zona, por el continuo arenamiento y hundimientos alrededor del forro del pozo, habiéndose propuesto el empleo de un sistema de filtros de acero inoxidable con empaque artificial de grava seleccionada.

### **7.2.1 CARACTERÍSTICAS LOCALES DE DRENAJE SUBTERRÁNEO.**

Las características de drenaje del suelo están relacionados con sus condiciones de Topografía, permeabilidad y presencia de aguas subterráneas.

El agua que actúa directamente en las cimentaciones disminuye la capacidad de carga, excepto en los suelos granulares gruesos libremente drenados. Los demás tipos de suelos pueden causar el desarrollo de presiones en los conductos capilares por la presencia de agua y a consecuencia de esto la disminución de la resistencia del suelo .

La humedad puede provenir de infiltración de aguas de lluvias o por acceso capilar de aguas subterráneas. Mientras que los manantiales de drenaje libre, permiten el rápido ingreso del agua y si estos materiales se encuentran adyacentes a materiales muy permeables y dejan libre acceso de agua, puede servir como reservorio para saturar el material mas permeable.

Esto es obvio, por eso en la mayoría de los casos, debe proveerse un adecuado sistema de drenaje. Los suelos gravosos y arenosos con pequeños o ningún porcentaje de finos (GW, GP, SW, SP) tienen excelentes características de drenaje, los grupos (GM, SM) tienen regular o pobre drenaje, mientras que los grupos (SC, CL) tienen malos drenajes o son casi impermeables.

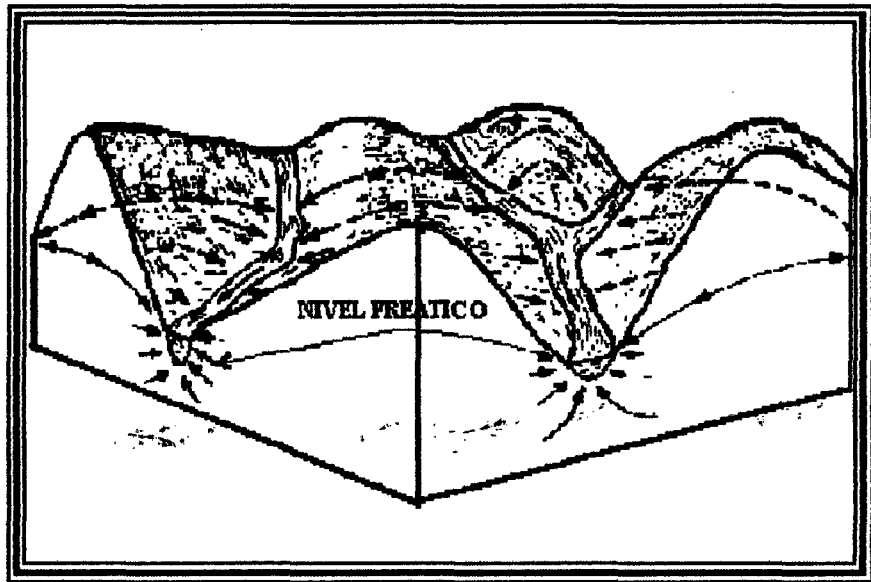
### 7.3 NIVEL FRÉATICO.

Se denomina "Nivel Fréatico" al lugar geométrico de los puntos en los que la presión del agua es atmosférica, en cuyo caso ésta se toma igual a 0; a no ser que digamos lo contrario seguiremos esta convención. El nivel fréatico corresponde al lugar geométrico de los niveles que alcanza la superficie del agua en pozos de observación en comunicación libre con los huecos del suelo. Por debajo del nivel fréatico la presión del agua es positiva. El agua situada por debajo de este nivel y en comunicación continua con él recibe el nombre de agua fréatica.

Investigaciones realizadas en la Unión Soviética en arenas han revelado que hasta una profundidad de 3 a 3.5 m. por debajo del nivel fréatico, el grado de saturación oscila entre el 94 y el 96 % . Esto se debe a las variaciones estacionales del agua fréatica en esta zona. Por debajo de esta profundidad, el grado de saturación pasa bruscamente a hacerse superior al 99% .

Por encima del nivel fréatico existe el agua capilar, cuya presión es

negativa. En toda la zona capilar el agua está en comunicación con la fréatica.



**Fig. 7.1 Relación del nivel freático con el topográfico.**

Por último, encima de la zona capilar se encuentra el “agua de contacto”, sin comunicación con la de la zona inferior, y el terreno, naturalmente, está sin saturar. La presión de ésta agua es también negativa.

El nivel freático tiende a mantenerse paralelo al nivel topográfico, pero su relieve es mucho menos pronunciado. (Ver fig 7.1).

En un punto determinado, la profundidad del nivel freático no es constante, sino que asciende y desciende de acuerdo con las variaciones en las precipitaciones, presión atmosférica y, a lo largo del río.

La presencia de agua subterránea, está relacionada con la permeabilidad del suelo; la permeabilidad depende de la granulometría.

El drenaje subterráneo depende de la granulometría, como se muestra en la tabla siguiente:

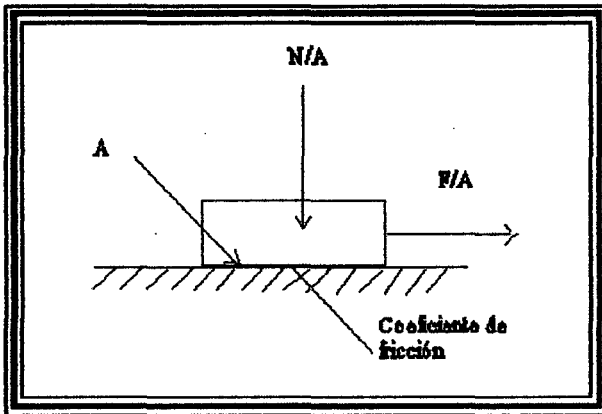
**Tabla 7.1 Potenciabilidad de Drenaje.**

| SUELOS FRICCIONANTES |                            | SUELOS COHESIVOS |                            |
|----------------------|----------------------------|------------------|----------------------------|
| TIPO DE SUELO        | CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE | TIPO DE SUELO    | CARACTERÍSTICAS DE DRENAJE |
| GW                   | Excelente                  | ML               | Regular a pobre            |
| GP                   | Excelente                  | CL               | Impermeable                |
| GM                   | Regular a Impermeable      | OL               | Pobre                      |
| GC                   | Pobre a Impermeable        | MH               | Regular a pobre            |
| SW                   | Excelente                  | CH               | Impermeable                |
| SP                   | Excelente                  | OH               | Impermeable                |
| SM                   | Regular a Impermeable      | PT               | Regular a pobre.           |
| SC                   | Pobre a Impermeable        |                  |                            |

## CAPÍTULO VIII

### RESISTENCIA CORTANTE DE LOS SUELOS Y DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

Es conveniente considerar un modelo simple al comenzar la discusión de la resistencia cortante de los suelos. La fig. 8.1 presenta un bloque descansando en una superficie plana. El bloque está sujeto a una fuerza normal  $N$ , que actúa perpendicular a la superficie plana. Si se incrementa gradualmente la fuerza de corte  $F$ , el bloque se deslizará cuando:



$$F = N \times \mu$$

$$N/A = \sigma$$

$$F/A = \tau$$

$$\text{Coeficiente de fricción} = \mu$$

$$A = \text{Área.}$$

Fig 8.1 Bloque deslizante en un plano.

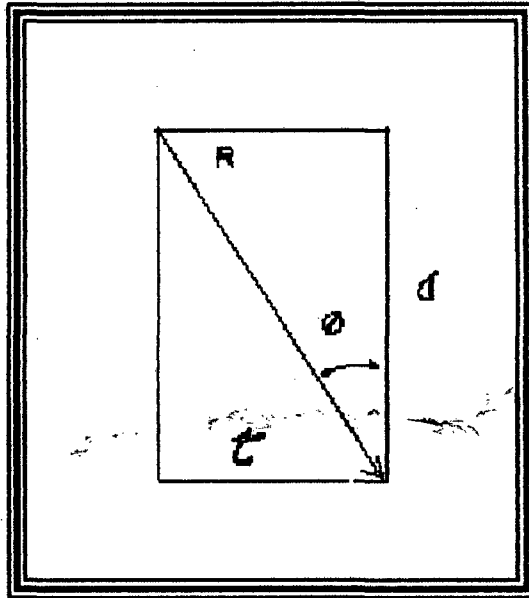
Donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción entre el bloque y el plano. Dividiendo los dos términos por el área de contacto  $A$ , se obtiene:

$$F/A = (N/A) \times \mu$$

$$\tau = \sigma \times \mu$$



donde  $\tau$  es el esfuerzo de cortante y  $\sigma$  es el esfuerzo normal en el plano de deslizamiento. Si la oblicuidad del esfuerzo resultante en el plano deslizante (plano de falla) se denomina  $\phi$ , como se indica en la fig.8.2.



**Fig. 8.2 Oblicuidad del esfuerzo resultante.**

La ecuación  $\tau = \sigma \times \mu$  ; puede escribirse como:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi$$

### 8.1 APARATO DE CORTE DIRECTO.

Considérese al suelo con el entendimiento del modelo anterior. Se tratará de desarrollar una relación de falla por cortante en el suelo, cuando dicha falla ocurre a lo largo de un plano de corte limitado en ambos lados por el suelo. Para este propósito se considerará un aparato de corte directo como el ilustrado en la fig.8.3.

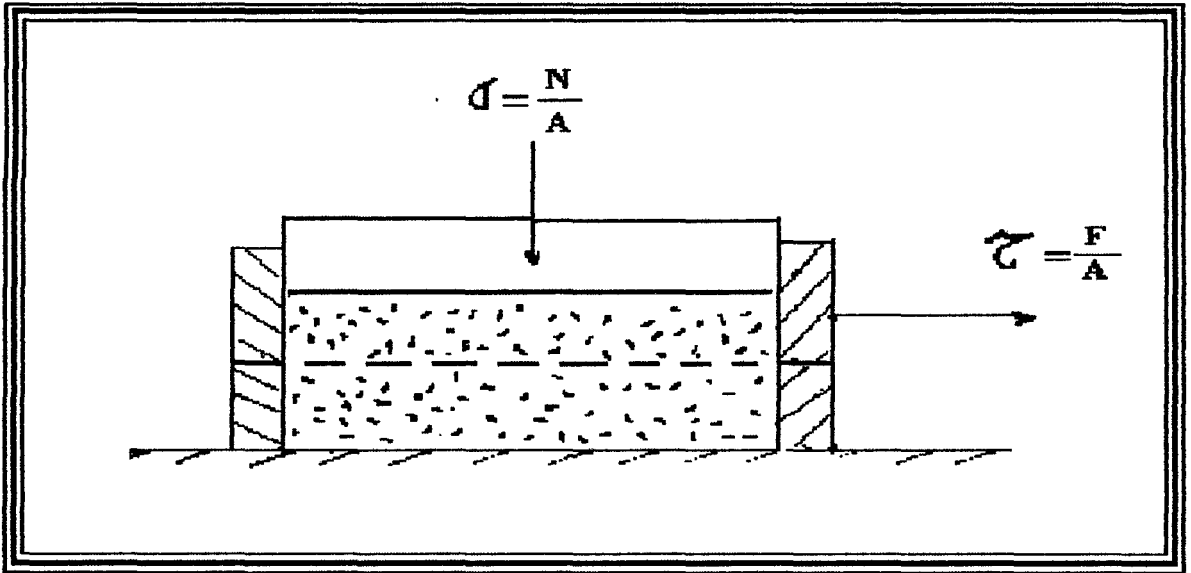


Fig. 8.3 Aparato de corte directo.

Este aparato se utiliza mucho en los laboratorios de Mecánica de Suelos para medir la resistencia cortante de suelos granulares (dicho equipo no es apropiado para ensayar suelos finos). El equipo de corte directo consiste básicamente de una caja partida horizontalmente por la mitad, una mitad permanece fija, mientras que la otra se puede mover horizontalmente conforme se aplica una fuerza  $F$ . También puede aplicarse una fuerza normal  $N$ . En la fig 8.3, el suelo en la parte superior de la caja es análogo al bloque de la fig. 8.1, mientras que el suelo en la parte inferior es equivalente a la superficie plana donde descansa el bloque.

Si se realizan varios ensayos de corte directo en arena seca utilizando diferentes valores del esfuerzo normal, los resultados pueden graficarse en un diagrama donde la ordenada es el esfuerzo cortante ( $\tau$ ), y como abscisa el esfuerzo normal ( $\sigma$ ). Para cada esfuerzo normal la fuerza cortante aumenta hasta alcanzar un valor máximo; este valor se denomina resistencia cortante para el

valor particular de esfuerzo normal utilizado. Un diagrama típico de resistencia cortante se muestra en la fig.7.4:

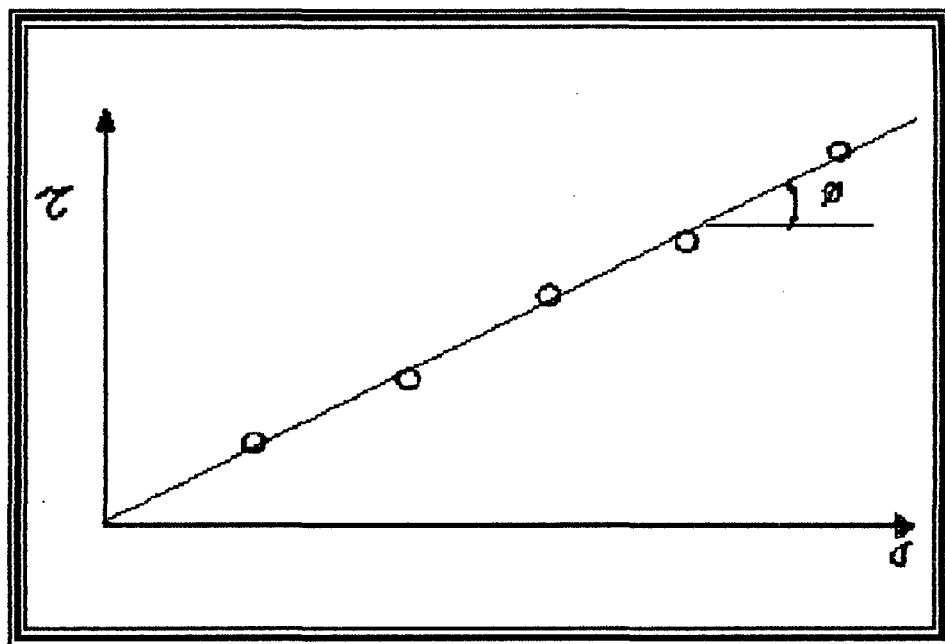
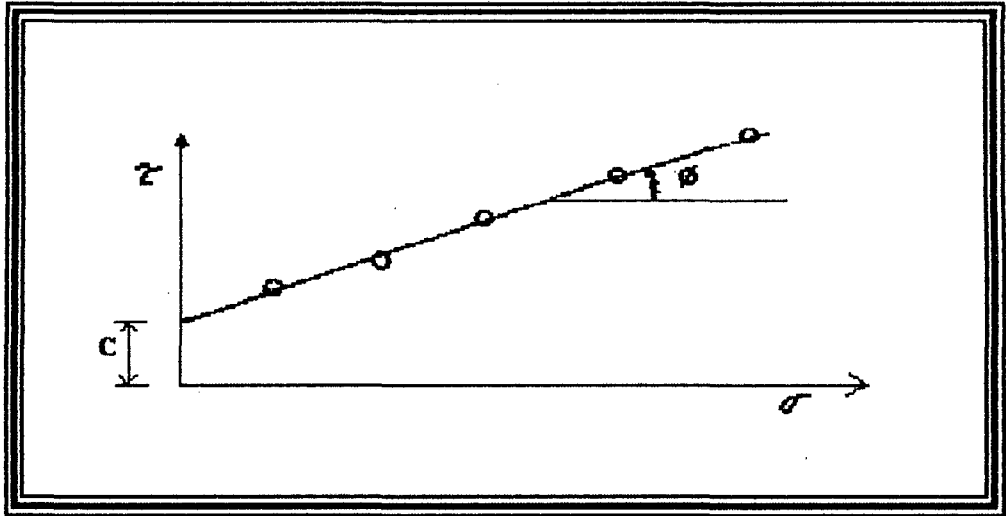


Fig. 8.4 Diagrama de falla para una arena seca ensayada en corte directo.

Por analogía con el bloque deslizante sobre la superficie plana, la pendiente de la línea recta se denomina  $\phi$ , y para suelos es el ángulo de fricción interna. Para la mayoría de arenas secas, el diagrama de falla es una línea recta que pasa por el origen. De este modo, si se conoce el ángulo de fricción  $\phi$  de una arena seca, se puede determinar su resistencia cortante a lo largo de cualquier plano con esfuerzo normal en el campo.

Los resultados de una serie de ensayos de corte directo en una arcilla dura se ilustran en la fig.8.5.



**Fig. 8.5 Diagrama de falla para una arcilla dura ensayada en corte directo**

Estos resultados indican que los puntos pueden asumirse, conformando una línea recta; sin embargo, se aprecia en este caso una intersección con el eje vertical. Esta intersección se denomina cohesión del suelo  $C$ , y como antes, la pendiente de la recta se denomina ángulo de fricción interna. En este caso, la resistencia del suelo es:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

donde  $S$  es la resistencia cortante del suelo.

Las rectas de las fig. 8.4 y 8.5 representan la relación entre los esfuerzos cortantes y normales en la falla. Por consiguiente, no es posible tener un estado de esfuerzo del suelo por encima de las rectas (es decir, para un esfuerzo normal dado, el esfuerzo cortante no puede ser mayor que aquél que ocasiona la falla).

Debido a que los puntos por encima de la recta representan estados inestables (en falla) y los ubicados por debajo son estables, la recta se denomina envolvente de falla del suelo. Los diagramas de resistencia cortante versus esfuerzo normal se denomina diagrama de Mohor-Coulomb y la ecuación de "S", representa la relación utilizada para definir la resistencia cortante del suelo en función del criterio de Falla de Mohr-Coulomb. La envolvente de resistencia (falla) de Mohr-Coulomb y los parámetros requeridos para describirla  $C$  y  $\phi$ , son muy convenientes de usar, ya que permiten describir la resistencia del suelo para una gran variedad de condiciones de esfuerzos en el campo, con la utilización de solamente dos constantes del suelo,  $C$  y  $\phi$ .

## **8.2 PRUEBA DE COMPRESIÓN AXIAL NO CONFINADA.**

La determinación de la resistencia al corte de las arcillas puede basarse en los resultados de la prueba de compresión simple o prueba de compresión axial no confinada, mientras no se demuestre que el método elástico para resolver problemas de estabilidad de estratos naturales de arcilla sea más práctico y más exacto que el método plástico.

Las muestras para el ensayo se obtienen por medio de tubos de pared delgada.

### **8.2.1 PROCEDIMIENTO.**

- 1.- Se extraen las muestras del tubo muestreador luego los extremos del espécimen son recortados cuidadosamente con una cierra de alambre fino o con un cuchillo, dejando al espécimen con una relación altura-diámetro de 2 a 3.

- 2.- El espécimen se coloca en la máquina de compresión simple y se centra en el plato inferior. Un brazo de extensión permite la lectura del micrómetro indicador de la deformación vertical.
- 3.- Se aplica carga a una velocidad tal que haga comprimir al espécimen a razón de 0.5 a 1% de su altura por minuto. La carga queda indicada automáticamente en el micrómetro del anillo de prueba.
- 4.- El punto de falla se detecta fácilmente cuando el micrómetro del anillo de prueba baja la velocidad, se para, titubea, y baja mientras que está aún aplicándosele carga. Cuando el suelo es una arcilla muy blanda y no se rompe durante la prueba sino que se deforma, entonces se considera como carga de ruptura la que corresponda a una disminución de altura del espécimen de un 20% de su altura inicial.
- 5.- Se obtiene la carga P de ruptura leída en el micrómetro haciendo uso de su curva de calibración que cada aparato trae consigo.

$$q_u = \sigma = P/A' = \text{carga/área corregida} = 2c$$

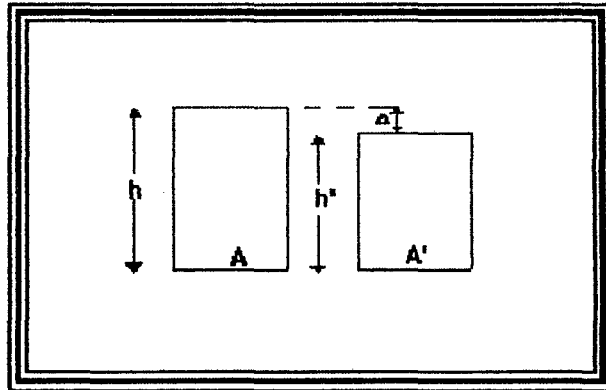


Fig. 8.6

El área corregida  $A'$  será igual al área inicial  $A$  de la muestra dividida entre uno menos la deformación unitaria, o sea:

$$A \cdot h = A' \cdot h' = A' \cdot (h - \Delta) = A' \cdot (h - eh) = A' \cdot h (1 - e)$$

De donde:

$$A' = A / (1 - e)$$

$e$  : Deformación unitaria.

### 8.3 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES

Asegurar que un material es homogéneo equivale a decir que en todos sus puntos, las propiedades físicas son idénticas. Indudablemente que no podemos decir que un suelo saturado de agua sea homogéneo. Decir que un material es isótropo, equivale a decir que para cada punto del material las propiedades físicas son las mismas en todas las direcciones. En los suelos tampoco podemos afirmar que rige esta hipótesis, ya que siendo los suelos formaciones naturales se han consolidado y por lo tanto las propiedades de resistencia en dirección horizontal son diferentes a las de resistencia en dirección vertical.

Se dice que un material es elástico cuando sigue la ley de Hooke, o sea en el cual las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Si se considera un sólido elástico, homogéneo e isótropo que se extiende en todas las direcciones, con una carga aplicada sobre él, se puede determinar la distribución de presiones en su interior.

El caso más sencillo de las distribuciones de presiones es el correspondiente a una carga concentrada, vertical, en la superficie del semi espacio como lo indica la figura que sigue:

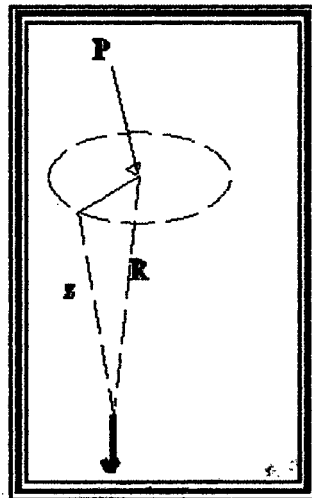


Fig.8.7

El problema matemático fué resuelto por Boussinesq en el año de 1865 aplicando la teoría de la elasticidad y las fórmulas por él obtenidas, las cuales llevan su nombre son:

$$\sigma_z = \left\{ \frac{P}{2\pi} \right\} \cdot \left\{ \frac{3z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \right\} = \left\{ \frac{P}{2\pi z^2} \right\} (3 \cos^5 \Theta) = \left( \frac{3P}{2\pi} \right) \cdot \left( \frac{z^3}{R^5} \right)$$



$$\sigma_r = \left\{ P / 2\pi \right\} \left[ \left\{ 3r^2z / (r^2+z^2) \right\} - (1-2u) / (r^2+z^2+z(r^2+z^2)^{1/2}) \right] =$$

$$= \left\{ P / 2\pi z^2 \right\} \left[ \left\{ 3\text{sen}^2\Theta \cos^3\Theta - \{(1-2u) \cos^2\Theta / (1+\cos\Theta)\} \right\} \right]$$

$$\sigma_r = (P / 2\pi)(1-2u) \left\{ z / (r^2+z^2)^{3/2} \right\} - \left\{ 1 / (r^2+z^2+z(r^2+z^2)^{1/2}) \right\} =$$

$$\sigma_r = (P / 2\pi z)(1-2u) \left[ \cos^3\Theta - \cos^2\Theta / (1+\cos\Theta) \right]$$

$$\sigma_z = \left\{ P / 2\pi \right\} \left\{ 3rz^2 / (r^2+z^2)^{5/2} \right\} = \left\{ P / (2\pi z^2) \right\} (3\text{sen}\Theta \cos^4\Theta)$$

En el caso de los suelos, la expresión de Boussinesq que más interesa es aquella que da la presión vertical  $\sigma_z$  sobre un plano horizontal a la profundidad  $z$  y a una distancia radial  $r$ , o sea la primera de las ecuaciones expuestas.

La forma más usual de la mencionada ecuación es:

$$\sigma_z = (3P / 2\pi z^2) \left\{ 1 / (1+(r/z)^2)^{5/2} \right\}$$

También se puede expresar la fórmula anterior así:

$$\sigma_z = (3P / 2\pi z^2) \left\{ 1 / (1+(r/z)^2) \right\}^{5/2}$$

o de la siguiente forma:

$$\sigma_z = K_B (P/z^2)$$

Donde :

$$K_B = 3 / 2\pi \left\{ 1 / (1+(r/z)^2)^{5/2} \right\} = 0.478 / (1+(r/z)^2)^{5/2}$$

Como se puede notar, en la fórmula de Boussinesq no intervienen las constantes elásticas del material, por lo que puede ser aplicada a materiales de muy distinta naturaleza. La carga centrada da el mismo valor de esfuerzo independiente de las constantes elásticas. Las deformaciones de uno y otro cuerpo serán diferentes, pero el esfuerzo es el mismo.

En la práctica lo que se hace es determinar el efecto de un sistema de cargas sobre el suelo aplicando la ecuación de Boussinesq, que más adelante se expone, y para estudiar las deformaciones que ellas producen se extraen muestras inalteradas del suelo y se estudia en un Laboratorio cómo se comportan bajo la acción de los esfuerzos.

Ejemplo. Obtener el valor de  $\sigma_z$  aplicando la ecuación de Boussinesq para el caso de una carga concentrada de 100 Tn. Se requiere el esfuerzo a 3.00 metros de profundidad y a una distancia radial de metro y medio.

Datos:

$$P=100\text{Tn} ; r=1.5 \text{ m.} ; z=3.00\text{m.}$$

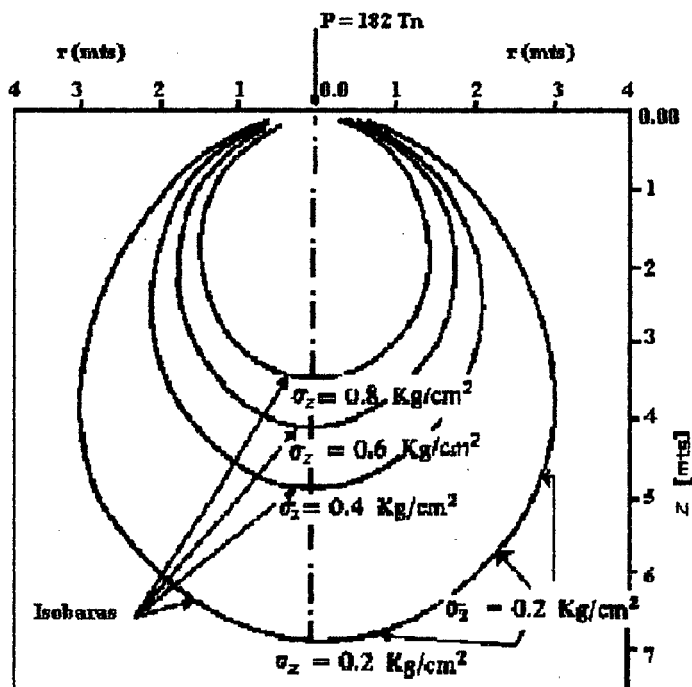
$$\text{Remplazando en la ecuación : } \sigma_z = K_B (P/z^2)$$

$$\text{donde } K_B = 0.478 / (1+(r/z)^2)^{5/2} = 0.478 / (1+(1.5/3)^2)^{5/2} = 0.2736$$

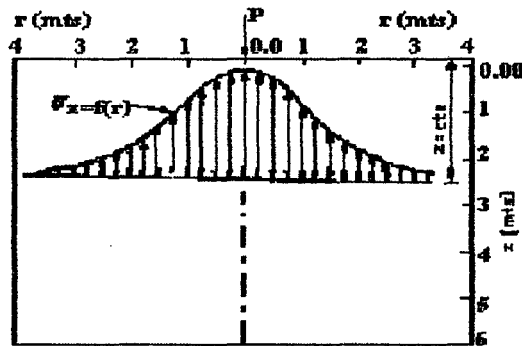
$$\text{Por lo tanto: } \sigma_z = K_B (P/z^2) = (0.2736)(100) / 3^2 = 3.04 \text{ Tn/m}^2$$

Por medio de la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq, se pueden graficar dichos esfuerzos de diferente manera. Una manteniendo

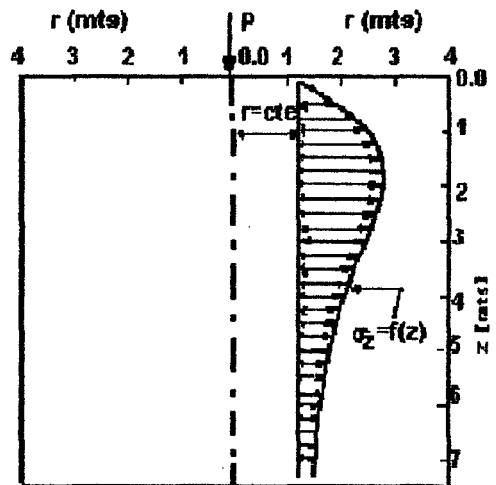
constante la  $\sigma_z$  con lo cual se forma las isobaras o bulbo de presiones como se puede ver en la figura que sigue:



Otra manera de graficar los esfuerzos es por medio de la distribución de esfuerzos sobre un plano horizontal a una profundidad constante  $z$  como se puede ver en la página que sigue donde la primera figura muestra la variación de  $\sigma_z$ , como función del radio.



La otra manera de graficar los esfuerzos verticales con profundidad sobre un plano vertical a una distancia  $r$  constante de la línea de acción de la carga vertical concentrada como se puede ver a continuación:



Ahora bien, en el caso de que la carga aplicada sobre el plano que limita el semi-espacio no esté concentrada, sino que sea una carga uniformemente distribuida sobre una cierta área, podrán obtenerse los valores de los esfuerzos de cada uno de los puntos del semiespacio por medio de una integración de la ecuación de Boussinesq.

En el año de 1939, Fadum preparó una tabla que simplifica el problema partiendo el autor de la integración de la ecuación de Boussinesq para una superficie rectangular quedando el punto bajo la investigación a una profundidad  $z$  debajo de una de las esquinas. El valor del esfuerzo vertical a la profundidad  $z$  viene dada por la ecuación:

$$\sigma_z = I \cdot q$$

$I$  = Valor de influencia que depende de  $m$  y de  $n$ .

$m$  = Relación entre el ancho del rectángulo y la profundidad  $z$

$n$  = Relación entre el largo del rectángulo y la profundidad  $z$

Así para calcular la presión bajo una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente con una carga de  $q$  ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ), se calcula los valores de  $m$  y  $n$  y por medio de la tabla mencionada se calcula el valor de  $I$ , el cual se multiplica por el valor de  $q$ . Se verá un ejemplo que ilustre sobre la determinación de a una profundidad  $z$  haciendo uso de la tabla de Fadum.

Calcular la presión en un punto a 5.00m por debajo de la esquina de una zapata de 1.00m. de ancho por 1.20m. de largo que soporta una carga uniforme

q de 2 Kg/cm<sup>2</sup>.

$$m = B/z = 1.0/5.0 = 0.20$$

$$n = L/z = 1.2/5.0 = 0.24$$

$$I = 0.023 \text{ (tomado de Tabla)}$$

$$\sigma_z = I \cdot q = 0.023 \cdot 2 = 0.046 \text{ Kg/cm}^2$$

Es notorio que una carga concentrada causará una distribución de esfuerzos diferente a la que causará una carga de igual magnitud, pero uniformemente distribuida. Si se considera una carga concentrada P y una carga Q de igual magnitud, pero uniformemente distribuida sobre un área cuadrada de lados B, a la profundidad z bajo la carga P el esfuerzo vertical será  $\sigma_1$ , y a la profundidad z bajo la carga Q el esfuerzo vertical será de  $\sigma_2$ . La diferencia numérica entre estos dos valores es función de la relación z/B. Cuando esta relación es de 4, ó mayor de cuatro, los esfuerzos se pueden considerar prácticamente iguales. De aquí que la relación mencionada de z/B mayor de 4 ó menor de 4 es el punto de partida para saber cuándo se puede trabajar con una carga concentrada siendo ésta uniformemente distribuida. Sin embargo, cuando la relación z/B es de 3, el esfuerzo  $\sigma_2$  es aproximadamente el 95% del esfuerzo  $\sigma_1$ , por lo que se puede decir que para algunos fines prácticos no es mucha la diferencia en este caso entre  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ . Por otro lado, cuando la profundidad z a la se quiere conocer el esfuerzo  $\sigma_z$  es menor de tres veces la dimensión menor del área cargada, el área grande puede dividirse en pequeñas áreas, obteniéndose el esfuerzo  $\sigma_z$  que cada una de ellas provoca y su suma dará el

esfuerzo  $\sigma_z$  total. Se resolverá un ejemplo.

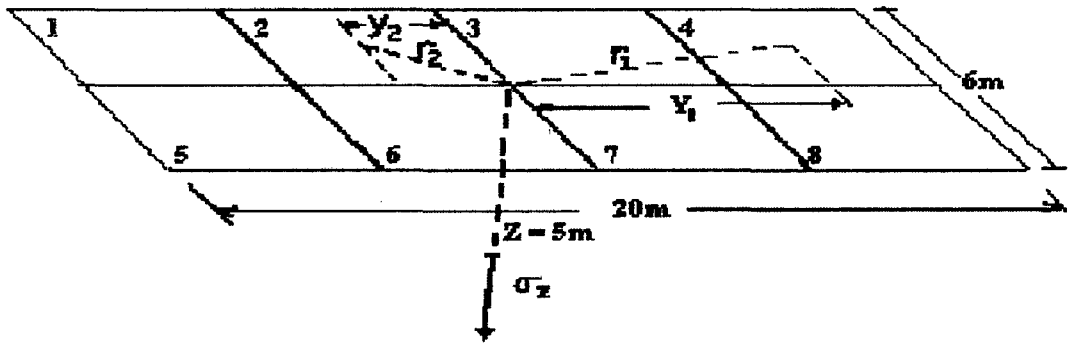
Calcular la presión en un punto a 5 metros de profundidad por debajo del centro de cimentación de 6 metros de ancho por 20 metros de largo que soporta una carga uniformemente distribuida equivalente a  $2 \text{ Kg/cm}^2$ .

La cimentación de 6 metros x 20 metros se dividirá en 8 recuadros, se calculará la presión vertical  $\sigma_z$  de dos de ellos y se multiplicará el producto por cuatro ya que el sistema es simétrico en ambos ejes. Tomando los recuadros 1 y 2, los respectivos valores de r en metros son:

$$r_1 = (x_1^2 + y_1^2)^{1/2} = (1.5^2 + 7.5^2)^{1/2} = (58.50)^{1/2} = 7.6 \text{ m.}$$

$$\text{La relación } r_2 / z = 2.9/5.0 = 0.58 \quad \text{y} \quad K_2 = 0.231$$

(Obsérvese que la cimentación se ha dividido en solo 8 rectángulos con el único fin de no complicar la solución del problema, pero recuérdese que cada recuadro debe llenar la condición de que  $z/B$  sea igual o mayor de cuatro para que la solución sea correcta).



$$\sigma_z = (4) (0.255) (2400/8/5^2) = 4 (0.255) (300/25) = 12.2 \text{ Tn/m}^2$$

### 8.3.1 MÉTODO DE NEWMARK

Otra manera de determinar los esfuerzos verticales, producidos a una profundidad determinada, debidos a las cargas superficiales, consiste en Hacer uso del gráfico de influencia de N.M. Newmark que ha continuación se expone.

El esfuerzo vertical  $\sigma_z$  a una profundidad  $z$  bajo el centro de una área circular de radio  $r$  uniformemente cargada es:

$$\sigma_z I \cdot q = \left\{ 1 - \left\{ 1 / (1+(r/z)^2) \right\}^{3/2} \right\} q$$

En la que  $q$  es la carga unitaria sobre el círculo y el valor de  $I$  es:

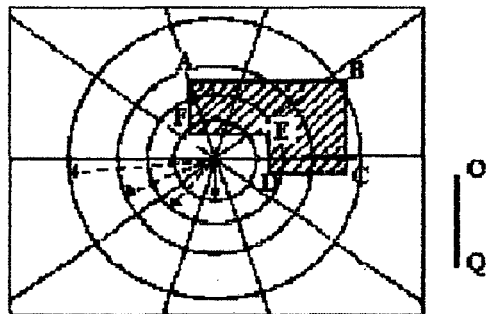
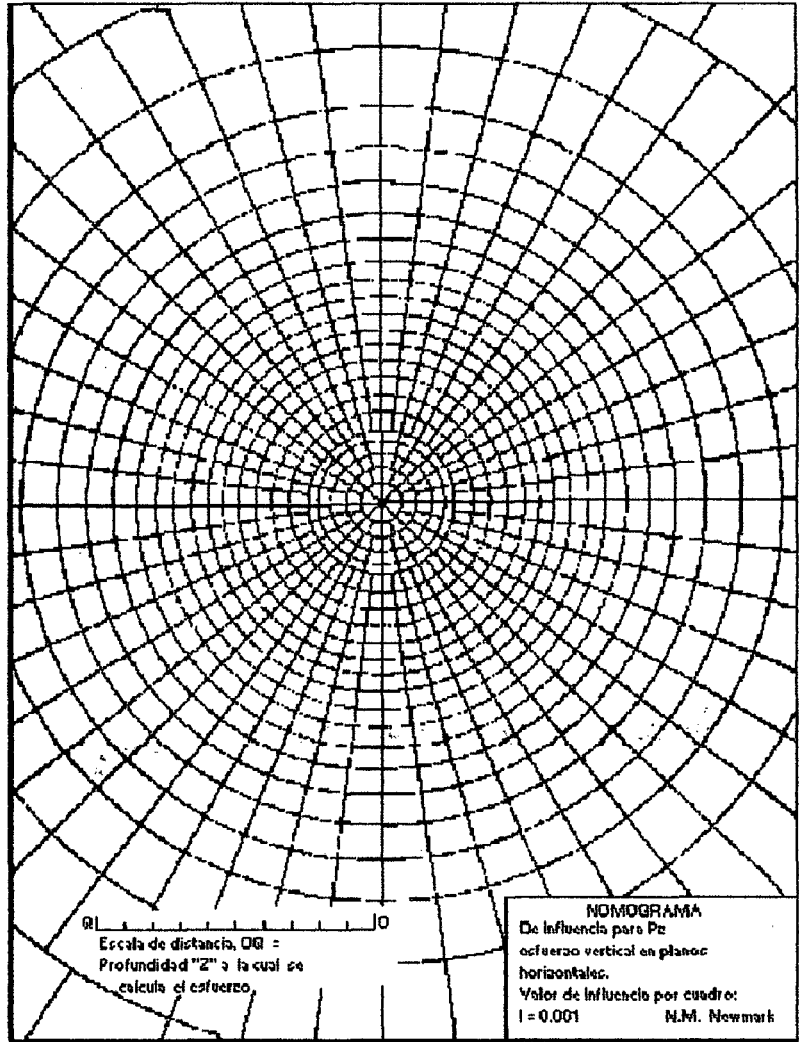
$$I = 1 - \left\{ 1 / (1+(r/z)^2) \right\}^{3/2}$$



De la ecuación anterior que da el valor del esfuerzo vertical  $\sigma_z$  a una profundidad determinada, se puede determinar el valor de  $(r/z)$  que corresponda a  $\sigma_z/q = 0.8$  ya que:

$$\sigma_z/q = 1 - \left\{ 1 / (1+(r/z)^2) \right\}^{3/2}$$

y resulta que  $(r/z)$  es igual a 1.387



Si se representa la profundidad  $z$  (profundidad a la cual se quiere determinar el esfuerzo) a una escala determinada, por ejemplo, si  $OQ$  representa a  $z$ , el radio  $r$  correspondiente a  $\sigma_z/q = 0.8$  resulta de multiplicar por 1.387 el segmento  $OQ$  y se puede dibujar la circunferencia. Se puede repetir la operación para otros valores de  $\sigma_z/q$ , por ejemplo, de 0.6, 0.4 etc. y se obtiene el diagrama de la figura ( ) que viene a ser un plano de influencia. De modo que el esfuerzo  $\sigma_z$  vale 0.8 si todo el círculo de radio  $r_{0.8}$  se carga con  $q=1$ . Si sólo se carga la corona limitada por las circunferencias de radios  $r_{0.8}$  y  $r_{0.6}$  y  $q=1$ , entonces  $\sigma_z = 0.8 - 0.6 = 0.2$ . Los radios dibujados dividen cada anillo en diez zonas equivalentes de modo que si se carga una de estas zonas con  $q=1$ , el esfuerzo inducido es de  $\sigma_z = 0.1 \times 0.2 = 0.02$ . Para valores diferentes de  $q=1$ , hay que multiplicar por este valor de 0.02 el valor real de  $q$ .

El procedimiento para usar el diagrama de Newmark es el siguiente:

Se dibuja el plano de la cimentación en papel transparente a una escala tal que el segmento  $OQ$  del ábaco represente la profundidad  $z$  del punto en el cual se quiere conocer el esfuerzo  $\sigma_z$ . Se coloca el papel transparente con el dibujo de la cimentación sobre el ábaco de modo que la proyección del punto que se estudia coincida con el centro  $O$  del ábaco. Se encuentra el número de zonas cubiertas por el área de la cimentación y el producto de este número por el coeficiente de influencia de cada zona y por el valor de  $q$  proporciona el valor de  $\sigma_z$  en el punto considerado.

Los ábacos usados para el cálculo real de esfuerzos bajo las cimentaciones, tiene un gran número de subdivisiones. Esto permite obtener un valor de influencia muy pequeño y el cálculo de esfuerzos para áreas irregulares se facilita grandemente.

En todos los casos, el procedimiento a seguir tiene que definirlo el ingeniero que diseña ya que la clase de obra y el tipo de proyecto serán aspectos que tienen que tomar en cuenta para escoger el procedimiento que crea más adecuado.

En muchas ocasiones puede seguirse un método sencillo para determinar la presión  $\sigma_z$  aproximada, método denominado 2 en 1, en el cual la carga se supone distribuida bajo una pendiente de dos veces la altura por una vez la base. Si suponemos que el nivel del terreno una estructura tiene las dimensiones A y B, a una profundidad  $z$ , el peso de la estructura se repartirá sobre un área de lados  $A+z$  y  $B+z$ . La presión máxima se estima en un 1.5 veces la anterior que es la media.

Ejemplo:

Calcular la presión en un punto a 5 metros de profundidad por debajo del centro de una cimentación de 6 metros x 20 metros de largo que soporta una carga uniforme de  $2 \text{ Kg/cm}^2$  ( $20 \text{ Tn/m}^2$ )

Carga total =  $20 \times 6 \times 20 = 2400 \text{ Tn}$ .

El área de repartición de dicha carga a una profundidad de 5m es:

$$\text{Área de repartición} = (6+5)(20+5) = 11 \times 25 = 275 \text{ m}^2$$

Así la presión máxima estimada será:

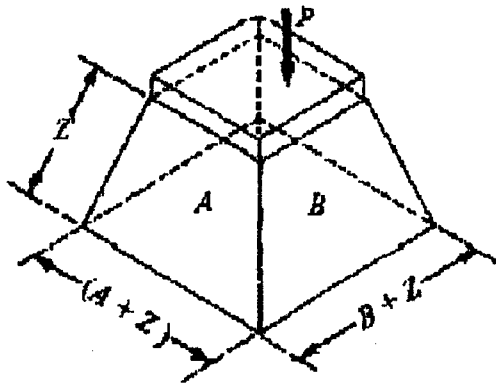
$$\sigma_z = 2400/275 = 8.7 \text{ Tn/m}^2 = 0.87 \text{ Kg/cm}^2$$

La presión máxima estimada será:

$$\sigma_z 0.87 \times 1.5 = 1.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Como puede notarse este valor difiere poco de  $1.22 \text{ Kg/cm}^2$  obtenido con la ecuación de Boussinesq en el problema anterior. Conocida ya la forma de cómo se distribuyen las presiones en los suelos, conviene ahora conocer la resistencia de los diferentes estratos para así poder definir si se presentarán o no asentamientos perjudiciales al colocar las nuevas cargas. Esto se estudiará en el capítulo siguiente.

$$\sigma_z = P / (A+Z)(B+Z)$$



# CAPÍTULO IX

## CIMENTACIONES.

Una cimentación es en realidad el resultado de la superposición de dos problemas diferentes, si se juzga las cosas desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos así tenemos :

- a) El primero respondería a la pregunta de qué esfuerzo puede comunicar el cimiento o conjunto de ellos al terreno, sin sobrepasar la resistencia de éste, es decir sin provocar una falla.
- b) El segundo contestaría a la no menos importante cuestión de qué deformaciones va a sufrir el suelo y, por ende, la cimentación, al aplicarsele tales esfuerzos.

El cuerpo de doctrina que dentro de la Mecánica de Suelos que contesta la primera pregunta se denomina teoría de capacidad de carga; la que contesta la segunda pregunta se llama método de análisis de asentamientos.

Las teorías de capacidad de carga y los métodos de análisis de asentamientos (o en su caso de expansiones) son la contribución medular de la Mecánica de Suelos al problema de cimentaciones. Pero una teoría de capacidad de carga y un criterio para el cálculo de asentamientos no resuelven todos los problemas que un Ingeniero encuentra en el proyecto y construcción de una cimentación. Por ejemplo, el ingenio y la experiencia de los constructores ha permitido desarrollar varios medios de como

apoyar una estructura en el terreno; es posible que varios de estos satisfagan los requerimientos impuestos por la teoría de capacidad de carga y por el análisis de asentamientos. La elección específica del tipo de cimentación a emplear se basará entonces en otras consideraciones, entre las que las de orden económico jugarán un papel preponderante; pero a su vez, la Mecánica de Suelos podrá orientar el criterio del ingeniero para balancear correctamente todas estas consideraciones, pues la elección óptima del tipo de cimentación quedará, por lo menos en parte, también condicionada a la naturaleza del terreno que se tenga y, en general, a todo un conjunto de factores de interacción suelo-estructura y ello sin contar los muchos casos en que las condiciones del terreno puedan ser determinantes por factores hasta cierto punto ajenos a la capacidad de carga o a la deformabilidad del piso. Piénsese por ejemplo en la influencia que en muchos casos prácticos puede ejercer la permeabilidad del suelo y el flujo de agua.

En resumen, la naturaleza del terreno y el tipo de estructura que haya de ser cimentada permitirán llegar a un enfoque más o menos definido del problema de la cimentación a través de las teorías de capacidad de carga y de los métodos de análisis de asentamientos; este enfoque general incluirá una idea aproximada del tipo de cimentación que debe emplearse, determinando, si ésta ha de ser del tipo superficial o profundo.

El afinamiento y detalle de la cimentación por emplear resultará en general de ponderar las características específicas del conjunto suelo-estructura, los factores económicos y los circunstanciales del caso, como por ejemplo, la disponibilidad de materiales en el lugar o de equipo de construcción. La Mecánica de Suelos juega un papel decisivo en la primera parte del análisis, proporcionando los medios para

realizarlo y un papel auxiliar muy importante en la ponderación de los factores de detalle.

Elegida la cimentación, el ingeniero se enfrentará a los problemas constructivos, en todos los cuales la Mecánica de Suelos los guiará para manejar correctamente al suelo, que es el medio en el cual la cimentación ha de construirse.

La presente Tesis esta enmarcada dentro de las Cimentaciones Superficiales, por ello en este capítulo sólo trataremos de dichas cimentaciones.

## 9.1 DEFINICIONES

***Capacidad de Carga.*** Es la presión requerida para producir la falla de la cimentación por corte (sin factores de seguridad).

***Asentamiento Admisible o Tolerable.*** Es el máximo asentamiento que puede tolerar una estructura sin que se afecte su integridad o su funcionamiento.

***Presión Admisible por Asentamiento.*** Es la presión que al ser aplicada a una cimentación, ocasiona un asentamiento igual al asentamiento admisible. En este caso no es aplicable el concepto factor de seguridad, ya que se trata de asentamientos.

***Presión Admisible o Presión de Trabajo.*** Es la máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible), ni que el factor de seguridad frente a una falla por



corte sea menor que un cierto valor mínimo.

***Cimentación Superficial.*** Es aquella que tiene una profundidad de cimentación (Df) menor o igual al ancho de la cimentación. (B).

***Cimentación Continua.*** Es aquella en la que el largo (L) es igual o mayor que diez veces el ancho (B).

## 9.2 CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE.

Antes de que se aplique la carga sobre la zapata, el suelo ubicado bajo el nivel de cimentación (Df) se encuentra en estado de equilibrio elástico.

Al aumentar la carga sobre la zapata por encima de un cierto valor crítico, el suelo pasa gradualmente a un estado de equilibrio plástico. Durante éste proceso de transición, cambian tanto la distribución de las reacciones del suelo contra la zapata como la orientación de las tensiones principales del suelo.

Si las propiedades mecánicas del suelo son tales que el asentamiento que precede a la falla del suelo por deformación plástica es pequeño, la zapata no se unde en el terreno hasta que no se haya alcanzado un estado de equilibrio plástico. La falla se produce por deslizamiento hacia el exterior, hacia ambos

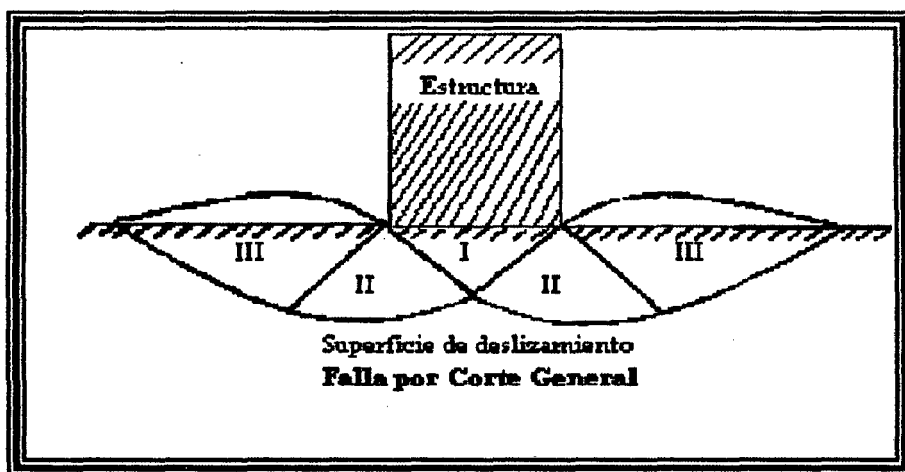


Fig. 9.1

lados, y es llamada FALLA POR CORTE GENERAL.

Por otro lado, si las propiedades mecánicas del suelo son tales que la deformación plástica es acompañada por un asentamiento muy importante, la proximidad de la falla por corte está acompañada por un aumento rápido en el asentamiento de la cimentación, recibiendo en este caso el nombre de FALLA POR CORTE LOCAL.

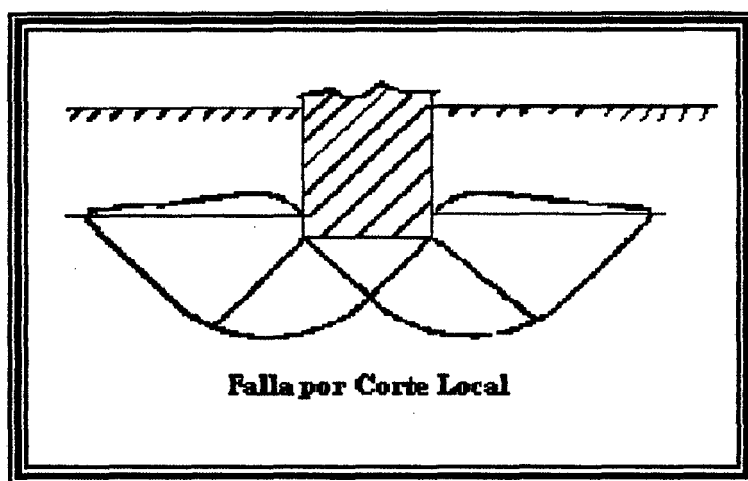


Fig. 9.2

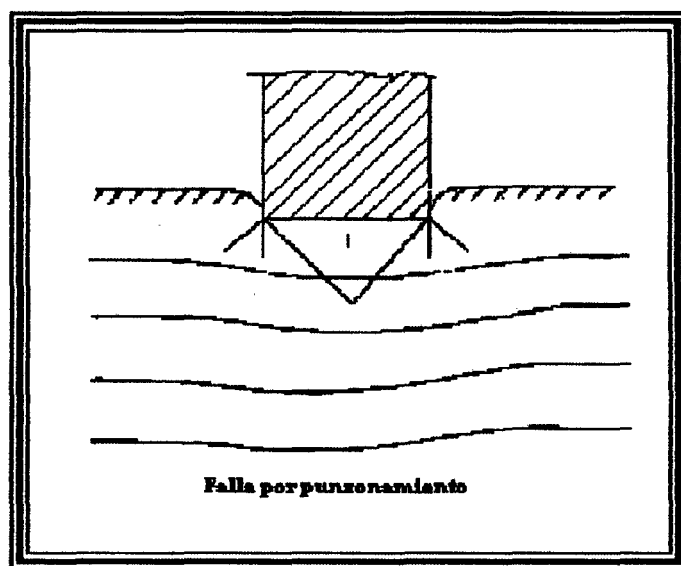


Fig. 9.3

LA FALLA POR PUNZONAMIENTO, se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de éste junto a la cimentación manteniéndose el equilibrio, tanto vertical como horizontal de la misma.

Aunque son bastante bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existe un criterio numérico general que permita predecir el tipo de rotura que se presentará, aunque puede decirse que el tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de carga existentes. En suelo prácticamente incompresible el tipo de falla será por corte general. Sin embargo si el suelo es muy compresible en relación con su resistencia al corte, el tipo de falla será por punzonamiento.

En la actualidad el único parámetro racional que existe para la evaluación de la compresibilidad relativa de masas de suelos sujetas a cargas es el llamado

Indice de Rigidez que viene expresado así:

$$I_r = G / \tau = G / (c + p_i \tan\phi)$$

En la que "G" es el módulo de deformación tangencial y "τ" el esfuerzo de corte ya conocido.

El Índice de rigidez del suelo ha sido asociado con el supuesto comportamiento elastoplástico perfecto del suelo.

Con el propósito de tomar en cuenta la deformación volumétrica media ( $\Delta$ ) en la zona plástica se ha sugerido que el valor dado anteriormente de "I<sub>r</sub>" sea reducido a  $I_{rr} = I_r \cdot F$  En la que "F" es igual a  $1 / (1 + I_r \cdot \Delta)$

Un alto valor de I<sub>rr</sub>, mayor de 250, indica de una manera definitiva un suelo incompresible, mientras que un valor pequeño de I<sub>rr</sub>, digamos de 10, indica un suelo relativamente compresible.

El cálculo de la "Capacidad de Carga Límite de Falla" de una cimentación constituye un problema de equilibrio elastoplástico. La dificultad de encontrar soluciones aceptables estriba en conocer sus relaciones constitutivas: esfuerzo-deformación-tiempo

En general el problema se presenta de la forma siguiente:

Se considera una cimentación de ancho "B" y largo "L" desplantada en una masa de suelo a una profundidad "Z". La masa de suelo es de extensión semi-infinita y Homogénea, con un peso volumétrico "γ" y características de resistencia al esfuerzo de corte definidas por una línea de resistencia intrínseca recta y curva, esfuerzo-deformación típica de cuerpo rígido-plástico.

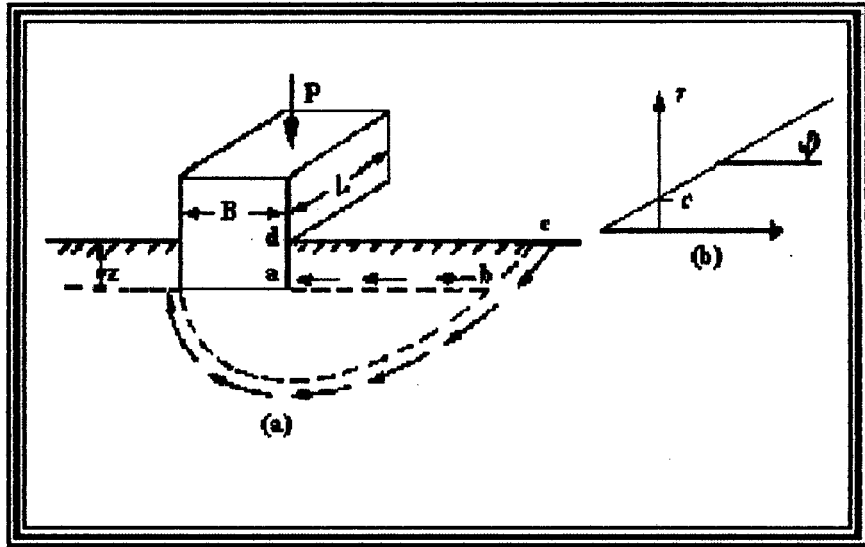


Fig. 9.4

En el análisis del problema se aceptan las siguientes simplificaciones:

- a) En la figura 9.4a, se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de "b-c" del suelo que actúa como sobrecarga.
- b) En la misma figura 9.4a, no se toma en cuenta la fricción entre la sobrecarga y la cimentación a lo largo de "a-d", ni aquella entre la sobrecarga y el suelo de apoyo a lo largo de "a-b".
- c) Se supone que el largo "L" de la cimentación es grande comparado con su ancho "B".

Los resultados de las investigaciones teóricas efectuadas acerca del estado de equilibrio plástico que se desarrolla bajo las zapatas no son del todo satisfactorios, pues no se dispone una solución general que satisfaga la ecuación:

$$S = C + \sigma \operatorname{tag} \phi$$

y además tome en cuenta el peso del suelo, la influencia de la profundidad de

cimentación y la distribución real de las fuerzas ubicadas bajo la cimentación. Más aún, las teorías existentes suponen comúnmente que el volumen del suelo no cambia cuando alcanza la carga crítica. Todas estas limitaciones resultan, sin embargo, de poca importancia práctica, debido a que la exactitud alcanzada, aún en soluciones aproximadas, está limitada por nuestra habilidad para evaluar las propiedades mecánicas del suelo que intervienen en las ecuaciones, más que por falta de precisión de las teorías.

Empleando superficies de falla formadas por espirales logarítmicas y efectuando el análisis propuesto por Prandtl en el año 1921, es posible obtener una solución al problema, que se torna aproximada si se toma en cuenta que la configuración de la superficie de falla real difiere de la teórica supuesta en el modelo analizado, ya que los suelos reales tienen peso, son cohesivos y friccionantes, y la base de la zapata es rugosa.

A continuación se presenta una somera revista de las teorías de capacidad de carga más utilizadas para el cálculo a nivel nacional e internacional:

### **9.2.1 LA TEORÍA DE TERZAGHI**

Terzaghi planteó que la capacidad de carga de una zapata en general es la suma de tres componentes que se calcula en forma separada y que representan, respectivamente, las contribuciones de:

- 1.- La cohesión y fricción de un material sin peso que no lleva sobrecarga.

- 2.- La fricción de un suelo sin peso que soporta una sobrecarga  $q$  aplicada en la superficie  $Q$ .
- 3.- La fricción de un material con peso que no soporta sobrecargas.

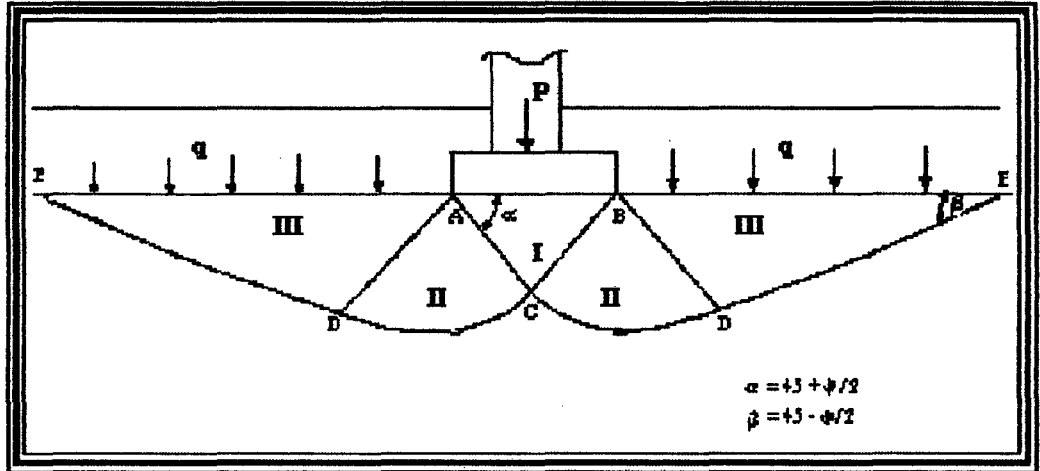


Fig. 9.5

La zona I, que es la que se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados "AC" y "BC" alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona I lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación.

La zona II, denominada zona de corte radial, es una zona de falla y las grandes deformaciones que se presentan en ella provocan un levantamiento de la zona III la cual trata de resistir a dicho levantamiento con el peso del material de la misma. La resistencia de la zona III variará con el tamaño de ella, con el peso volumétrico del material y con la resistencia al deslizamiento a lo largo de la parte inferior "CDE" de dicha zona, resistencia que es función del ángulo de fricción interna, de la cohesión y del peso del suelo.

El límite inferior "ACDE" se compone de dos rectas, "AC" y "DE" con inclinación de  $45 + \phi/2$  y  $45 - \phi/2$  con respecto a la horizontal, respectivamente.

De acuerdo a lo anterior, calculó cada componente en la hipótesis de que la superficie de falla es la que corresponde a su caso particular, la cual es diferente en cada caso y diferente a la del caso real; el error, sin embargo, es pequeño y se encuentra del lado de la seguridad. Siguiendo dicho procedimiento, encontró la siguiente expresión para calcular el valor aproximado de la *capacidad de carga por unidad de área de una zapata continua* :

$$q_d = c N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma$$

donde :

$c$  = cohesión del suelo, ubicado bajo la zapata.

$\gamma_1$  = peso unitario volumétrico de suelo, ubicado sobre el nivel de cimentación.

$\gamma_2$  = peso unitario volumétrico de suelo, ubicado bajo el nivel de cimentación.

$B$  = ancho de la zapata.

$D_f$  = nivel de cimentación.

$$N_q = \left\{ e \right\}^{\pi \tan \phi'} \operatorname{tg}^2(45 + \phi'/2).$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \phi'$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg}(1.4 \phi')$$

Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudios



teóricos que resuelvan el problema. Sin embargo, el Dr. Terzaghi, a base de resultados experimentales modificó su fórmula fundamental y presentó las siguientes fórmulas empíricas :

Para el caso de *corte local y punzonamiento* el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula por corte general, obteniendo la siguiente:

$$q_d = c' \cdot N_c' + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q' + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma'$$

Los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , para falla por corte general, se obtienen empleando las curvas de trazo continuo en la gráfica que se anexa y los valores de  $N_c'$ ,  $N_q'$  y  $N_\gamma'$  empleando las curvas punteadas. El valor de  $c' = 2/3 c$ , cohesión del suelo. Ahora bien, el Dr. Terzaghi, desarrolló su teoría únicamente para el caso de cimentaciones continuas.

Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudios teóricos que resuelvan el problema. Sin embargo, el Dr. Terzaghi, a base de resultados experimentales modificó su fórmula fundamental y presentó las siguientes fórmulas empíricas:

**Para zapatas cuadradas y corte general :**

$$q_d = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

**Para zapatas cuadradas, corte local y punzonamiento:**

$$q_d = 1.3 C' N_c' + \gamma D_f N_q' + 0.4 \gamma B N_\gamma'$$

En está fórmula, el valor de  $C' = 2/3 C$

**Para zapatas circulares y corte general:**

$$q_d = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

Donde : R es igual al radio.

**Para zapatas circulares, corte local o punzonamiento:**

$$q_d = 1.3 C' N_c' + \gamma D_f N_q' + 0.6 \gamma R N_\gamma'$$

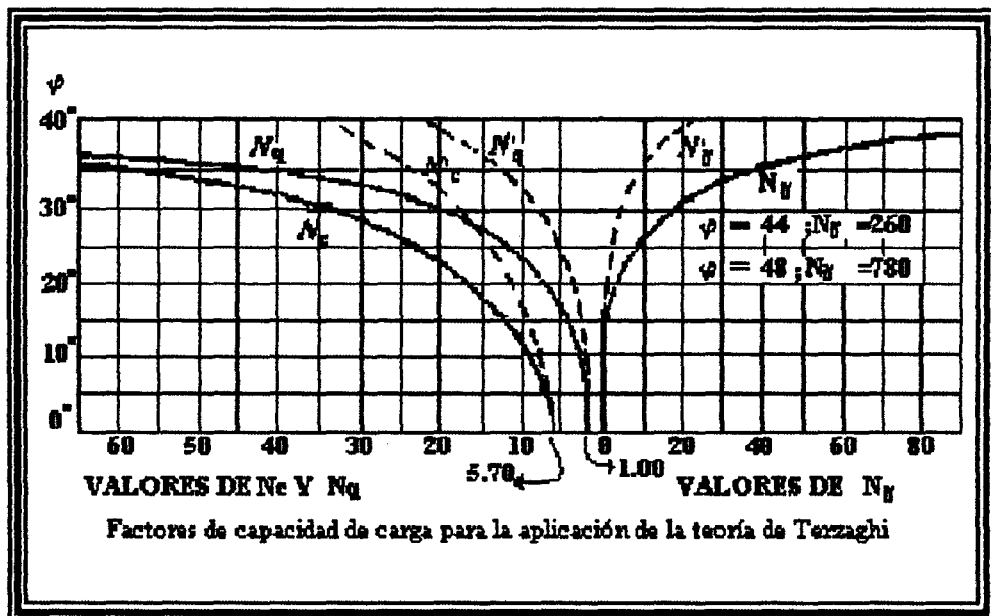


Fig. 9.6

En está fórmula, también el valor de  $C' = 2/3 C$

R = radio de la zapata circular en metros.

$N_c, N_q, N_\gamma, N_c', N_q', N_\gamma'$  = factores de carga que se pueden obtener de la gráfica que se presenta a continuación:

Para zapatas cuadradas colocadas sobre arcillas blandas, es decir cuando su ángulo de fricción interna se considere igual a cero, el valor de  $N_c$  es de 5.7,

el de  $N_q$  es de uno y el de  $N_\gamma$  de cero por lo que la expresión para zapatas cuadradas en este caso queda así :

$$q_d = 1.3 C'(5.7) + \gamma.D_f(1) = 7.4C' + \gamma.D_f$$

Como se ha podido observar el valor de " $q_d$ " es el esfuerzo límite mas no el admisible o de diseño de la cimentación. La capacidad de carga admisible ( $q_a$ ) o ( $\sigma_a$ ), se obtiene dividiendo la capacidad de carga límite ( $q_d$ ) por un factor de seguridad que Terzaghi recomienda no sea menor de tres.

Una vez determinada la capacidad de carga admisible es necesario calcular el asentamiento a fin de ver si tendrá o no valores aceptables. Según indica Terzaghi si la arcilla es normalmente consolidada hay muchas probabilidades de que el asentamiento llegue a ser excesivo y puede ser entonces que la cimentación a escoger no sea por zapatas aisladas. Por el contrario si la arcilla es preconsolidada el asentamiento diferencial es generalmente tolerable.

Lo que se ha expuesto se refiere a la capacidad de carga límite, más no a la admisible que debe determinarse dividiendo la capacidad límite entre un factor de seguridad que usualmente es de tres.

## 9.2.2 SOLUCIÓN DE SKEMPTON.

Pensando en términos de longitud de la superficie de falla, una cimentación más profunda tendría una superficie de mayor desarrollo

que otra menos profunda y por lo tanto la cohesión del suelo trabajaría más. Skempton determinó, experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de  $N_c$  queda afectado por la profundidad de desplante de la cimentación, creciendo hasta cierto límite, a medida que la profundidad de desplante aumenta.

Skempton propuso que para determinar la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos se emplee una expresión semejante a la de Terzaghi la cual es la siguiente:

$$q_d = c N_c + \gamma \cdot D_f$$

Pero con la diferencia de que ahora  $N_c$  ya no tiene el valor fijo de 5.7 para  $\phi = 0$ , sino que varía con la relación  $D_f/D$  en la que  $D_f$  es la profundidad de desplante de la cimentación y  $D$  la profundidad de la cimentación en el estrato firme o duro.

Los valores propuestos por Skempton para  $N_c$  se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 9.1 Valores de  $N_c$  según Skempton.**

| $D_f/B$ | $N_c$                      |                 |
|---------|----------------------------|-----------------|
|         | Zapata circular o cuadrada | Zapata continua |
| 0       | 6.20                       | 5.14            |
| 0.25    | 6.70                       | 5.60            |
| 0.60    | 7.10                       | 5.90            |
| 0.75    | 7.40                       | 6.20            |
| 1.00    | 7.70                       | 6.40            |
| 1.60    | 8.10                       | 6.80            |
| 2.00    | 8.40                       | 7.00            |
| 2.50    | 8.60                       | 7.20            |
| 3.00    | 8.80                       | 7.40            |
| 4.00    | 9.00                       | 7.50            |
| >4.00   | 9.00                       | 7.50            |

### 9.2.3 LA TEORÍA DE MEYERHOF

A partir de 1951 G. Meyerhof realizó importantes contribuciones al problema de la capacidad de carga de los suelos. Básicamente la teoría de Meyerhof añadió la consideración de los esfuerzos cortantes que puedan desarrollarse en el terreno de cimentación por arriba del nivel de desplante del cimiento, cuyo efecto fue dejado de lado por la teoría de

Terzaghi, excepto como sobrecarga. En la teoría de Meyerhof, el suelo que rodea el cimiento, por arriba del nivel de desplante es medio de propagación de superficies de deslizamiento.

La relación entre el ángulo de fricción interna de un suelo granular y la compacidad relativa del mismo es expresada por Meyerhof por medio de las siguientes expresiones.

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

$$\phi = 25 + 0.15 Cr$$

Cr, expresado en porcentaje.

- b) Para suelos granulares con menos de 5% de arena fina y limo.

$$\phi = 30 + 0.15 Cr$$

Cuando no se cuenta con pruebas de laboratorio que sirvan para determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos, se podría emplear los valores siguientes (aproximados): El limo un  $\phi=20^\circ$ . La arena húmeda presenta un  $\phi$  de 10 a  $15^\circ$ . Si la arena está seca su  $\phi$  es de 30 a  $34^\circ$ . La grava y la arena cementadas presentan, humedades, un  $\phi$  de  $34^\circ$  con una cohesión de  $0.25 \text{ Kg/cm}^2$ .

### 9.2.4 SOLUCIÓN DE BRINCH HANSEN.

Proporciona la siguiente fórmula para cimentaciones superficiales o profundas, desplantadas en cualquier tipo de suelo:

$$q_c = c N_c(1 + 0.2 B/L) (1 + 0.35 D_f/B) + \gamma D_f N_q (1 + 0.2 B/L)(1 + 0.35 D_f/B) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma (1 - 0.4 B/L)$$

El segundo paréntesis del segundo término deberá tomarse como 1 para  $\phi=0^\circ$ .

| Tabla 9.2 Factores de capacidad de carga según Brinch Hansen |     |     |     |      |      |      |      |      |      |     |     |
|--|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|-----|-----|
| Valor del ángulo de fricción, $\phi$ , ( $^\circ$ )          |     |     |     |      |      |      |      |      |      |     |     |
| Factor   | 0   | 5   | 10  | 15   | 20   | 25   | 30   | 35   | 40   | 45  | 50  |
| $N_c$  | 5.1 | 6.5 | 8.3 | 11.0 | 14.8 | 20.7 | 30.1 | 46.1 | 75.3 | 134 | 267 |
| $N_q$  | 1.0 | 1.6 | 2.5 | 3.9  | 6.4  | 10.7 | 18.4 | 33.3 | 64.2 | 135 | 319 |
| $N_\gamma$   | 0   | 0.1 | 0.5 | 1.4  | 3.5  | 8.1  | 18.1 | 40.7 | 95.4 | 241 | 682 |

### 9.2.5 MÉTODO DE VESIC (1973)

$$q_{ult} = q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_i B N_\gamma S_\gamma$$

$$q_{adm} = q_{ult} / FS$$

donde :

$q_{ult}$  = capacidad última de carga

$q_{adm}$  = capacidad admisible de carga

FS = factor de seguridad

$\gamma_1$  = Peso unitario por encima del nivel de cimentación

B = ancho de la zapata o estribo

$q$  = sobrecarga =  $\gamma_2 D_f$

$\gamma_2$  = peso unitario del suelo por encima del nivel de cimentación.

$D_f$  = profundidad de cimentación.

$N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga, que están en función de  $\phi$

$S_q, S_\gamma$  = factores de forma de la cimentación

$S_\gamma = 1 - 0.4 B/L$

$S_q = 1 + (B/L) \text{tg } \phi$

### 9.3 CONSIDERACIONES TEÓRICAS APLICABLES A LOS SUELOS EXISTENTES EN EL DISTRITO DE MORALES.

#### 9.3.1

#### CARACTERÍSTICAS IMPORTANTES DE LOS DEPÓSITOS DE ARCILLA Y LOS DE LIMO PLÁSTICO.

Las arcillas pueden encontrarse en estados que varían de los correspondientes a las blandas normalmente consolidadas, a las duras preconsolidadas. Las arcillas preconsolidadas tienen frecuentemente defectos estructurales secundarios, como grietas y planos de resistencia, que influyen en su resistencia y compresibilidad, por lo que puede



requerir una investigación especial antes de proyectar.

La plasticidad de los limos puede deberse a un alto porcentaje de partículas en forma de lámina o a materia orgánica. Los mantos profundos de limo, que contienen frecuentemente más o menos materia orgánica, se encuentran en formaciones que son o fueron playas de océanos, lagos, o lechos de ríos. Cuando estos depósitos se encuentran a bajo del nivel del nivel del agua freática y nunca han estado expuestos a secado, es probable que sean tan blandos y compresibles como las arcillas normalmente consolidadas cerca del límite líquido. Por lo tanto, los limos plásticos tienen muchas de las características de las arcillas blandas y medias, y el proyecto de las cimentaciones en limo plástico se basa en consideraciones semejantes a las que gobiernan las estructuras en arcilla. Por esta razón, el limo plástico se considera como sinónimo.

En varias circunstancias pueden usarse zapatas, losas, pilas, y pilotes para soportar estructuras en depósitos de arcilla y limo plástico. Para cada tipo de cimentación, se requiere investigaciones independientes para determinar el factor de seguridad contra una falla por capacidad de carga y la magnitud probable de asentamiento.

La capacidad de carga depende principalmente de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Cuando se aplica carga por primera vez a las zapatas en arcilla saturada, se produce un aumento en la presión de poro; si la permeabilidad de la arcilla es cuando menos regular, este aumento no se disipará rápidamente. Por lo tanto, cuando menos durante un corto tiempo después de la carga, prevalecen condiciones de resistencia no drenada, siendo aplicable el análisis en que  $\phi=0$ . Como resistencia

puede tomarse la no drenada, o la mitad de la resistencia a la compresión simple. En el mismo grado que se produzca consolidación, están del lado de la seguridad los resultados de los análisis basados en la premisa de que  $\phi=0$  .

A menos que la arcilla sea muy sensible la resistencia no drenada, puede obtenerse económicamente y con suficiente precisión, realizando pruebas con muestras de 5 cm. tomadas con muestreo continuo, con muestreadores de tubo de pared delgada. Cuando sólo puede justificarse un gasto mínimo de exploración, puede estimarse la resistencia a la compresión simple en muestras obtenidas con el muestreador de media caña, usando la correlación entre la resistencia y los valores de N de la prueba de penetración estándar . Sin embargo, la prueba de penetración estándar es, a lo sumo, un índice inseguro de la resistencia a la compresión simple de las arcillas, y es preferible hacer pruebas con muestras de tubo. Las pruebas in-situ por medio de la veleta constituyen con frecuencia una alternativa mejor que el uso de muestreadores de pared delgada, tanto en lo económico como en lo técnico. Si la arcilla contiene defectos estructurales secundarios, puede ser necesario recurrir a las pruebas de carga.

El asentamiento depende principalmente de la compresibilidad de la arcilla, que está íntimamente relacionada a su historia de carga. La compresibilidad puede evaluarse con mayor seguridad por medio de las pruebas de consolidación en muestras inalteradas representativas con diámetro de 10 a 15 cm, pero el costo para obtener estas muestras algunas

veces impide su uso. Puede resultar satisfactorias muestras más pequeñas si se toman con las mejores técnicas. En algunos casos, puede estimarse la compresibilidad de las arcillas blandas, con suficiente precisión, con los límites de Atterberg y la humedad natural, o mediante pruebas de consolidación en muestras completamente remoldeadas. Sin embargo, las estimaciones basadas en estos procedimientos, son inaplicables a las arcillas preconsolidadas o a las muy sensibles.

### 9.3.2

#### **CIMENTACIONES EN DIVERSOS CASOS DE ESTRATIGRAFÍA.**

En general las combinaciones de estratigrafía que pueden presentarse en un depósito de suelos son infinitas; sin embargo, es posible agruparlas desde el punto de vista del diseño de cimentaciones en seis casos:

##### **9.3.2.1 SUELOS COHESIVOS HETEROGÉNEOS**

El perfil está formado por un depósito compuesto por bolsones erráticos de suelos cohesivos heterogéneos de distinta cohesión.

Dependiendo de las dimensiones de los bolsones, en este caso, el análisis de la presión admisible del suelo se efectúa definiendo un perfil idealizado formado por el estrato cohesivo de menor resistencia. La presión admisible y el asentamiento se

calculan tomando los parámetros correspondientes a ese suelo.

### 9.3.2.2 SUELOS COHESIVOS HOMOGÉNEOS.

El perfil está formado por un depósito compuesto por estratos bien definidos de suelos cohesivos, que pueden presentar características físicas muy diferentes entre sí.

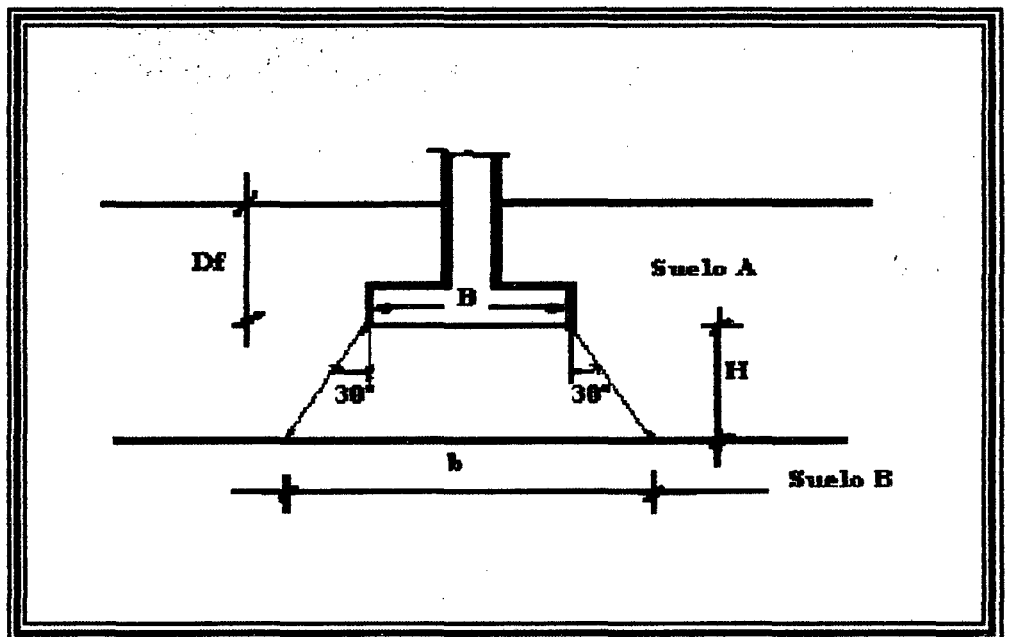
En este caso, se calcula la presión admisible por corte con los parámetros del suelo ubicado directamente bajo la cimentación. Luego se verificará que el factor de seguridad en los estratos ubicados más abajo, sea adecuado ( $FS \geq 3$ ).

Para esta verificación se requiere calcular la presión que la cimentación transmite a cada estrato; esta presión tiene la forma de una campana, presentando una mayor intensidad en el eje de simetría de la cimentación, disminuyendo a medida que se aleja de ese eje y siendo nula más allá de cierta distancia del borde de la cimentación. El análisis de esta carga aplicada difiere de las condiciones de carga con las que se determinaron las ecuaciones de capacidad de carga, es complejo y usualmente no se justifica si se toma en cuenta todas las simplificaciones asumidas para definir los parámetros del suelo y el perfil del suelo. Por lo tanto, se puede asumir que la presión transmitida es similar a la que causaría una "zapata virtual" de ancho  $b$ , que se obtiene al proyectar la zapata real con un cierto ángulo hasta el inicio del estrato en el que se

quiere verificar el factor de seguridad (fig. 9.7). Para un ángulo de transmisión de  $30^\circ$ , el ancho  $b$  de la "zapata virtual" esta definido por :

$$b = B + 1.16H$$

Donde :



**Fig. 9.7 Zapata Virtual.**

$b$  = ancho de la "zapata virtual"

$B$  = ancho de la zapata real

$H$  = distancia desde el nivel de cimentación al nivel de inicio del estrato en el que se está verificando el factor de seguridad.

Empleando la zapata virtual se debe verificar que el factor de seguridad por corte sea adecuado. En este caso el factor de seguridad es el cociente entre la capacidad de carga calculada con la resistencia al corte del estrato analizado y la presión aplicada por

la “zapata virtual”. Este procedimiento de verificación debe efectuarse en toda la profundidad activa de la cimentación.

Los asentamientos se evaluarán en la forma usual, ya que el procedimiento de cálculo permite tomar en cuenta la existencia de distintos estratos, cada uno de ellos con sus propiedades.

### 9.3.2.3 SUELOS GRANULARES.

La determinación del ángulo  $\phi$  para suelos granulares también se puede determinar con las fórmulas de Meyerhof mediante el conocimiento de la compacidad relativa, usando las siguientes fórmulas:

a) Cuando hay menos del 5% de finos arenosos :

$$\phi = 30^\circ + 0.15 (C_r)$$

b) Cuando el porcentaje de finos arenosos es mayor de 5% :

$$\phi = 25^\circ + 0.15 (C_r)$$

#### 9.3.2.3.1 ARENAS.

Si el subsuelo en un solar está formado por arena, la cimentación puede resolverse con zapatas, losas, pilas o pilotes. La elección depende principalmente de la compacidad relativa de la arena y de la posición del nivel

freático. La compacidad relativa determina la capacidad de carga y el asentamiento de zapatas, losas, pilas, y establece también la resistencia de los pilotes. La posición del nivel freático es importante, porque excavar debajo de él requiere drenaje y aumenta el costo de cimentación. Sin embargo, tiene una influencia apreciable en la capacidad de carga y en el asentamiento.

Los limos no plásticos y sin cohesión tiene la mayor parte de las características de la arena fina. Se consideran en lo general como sinónimos; sin embargo existe algunas excepciones.

## ZAPATAS EN ARENAS

**Bases para el proyecto.** En la figura 9.8(a) se muestran relaciones típicas carga-asentamiento para zapatas de anchos diferentes, desplantadas en la superficie de un depósito de arena homogénea. Cuanto más ancha es la zapata, mayor es la capacidad de carga por unidad de área. Sin embargo, para un asentamiento dado  $S_1$ , por ejemplo 2 cm, la presión del suelo es mayor para una zapata de ancho intermedio  $B_b$ , que para una zapata grande de ancho  $B_c$ . Las presiones correspondientes a los tres anchos están indicados por los puntos b, c, y a, respectivamente.

Puede usarse los mismos datos para construir la fig 9.8 (b)

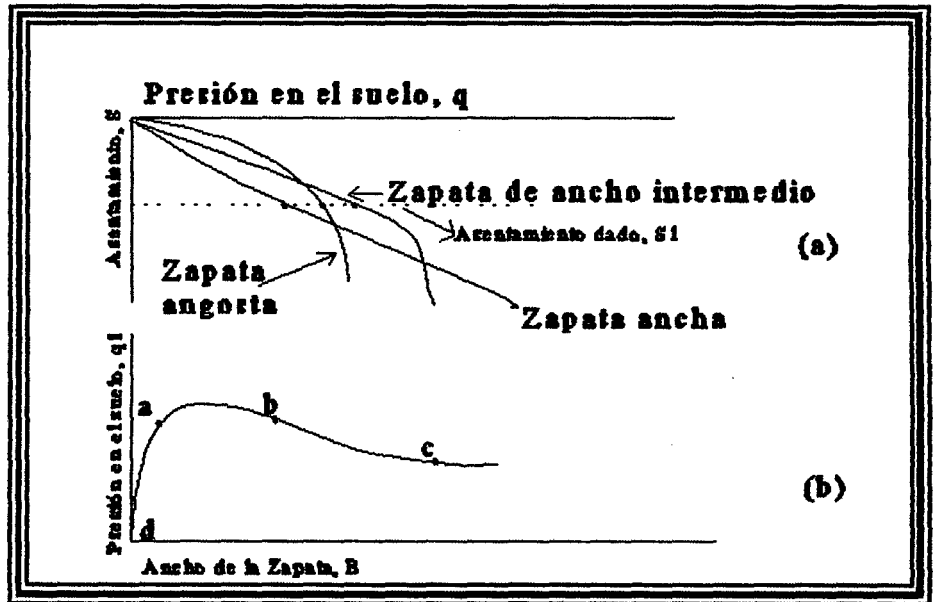


Fig. 9.8 (a) y (b)

que muestra la presión  $q_1$  que corresponde a un asentamiento dado  $S_1$  como función del ancho de la zapata.

La presión en el suelo para un asentamiento  $S_1$  aumenta al aumentar el ancho de la zapata, si ésta es relativamente pequeña, alcanza un máximo para un ancho intermedio y

luego disminuye gradualmente al aumentar esta dimensión.

Aunque la relación mostrada en la figura 9.8(b) es generalmente válida para el comportamiento de zapatas sobre arena, influye en ella varios factores, incluyendo la compacidad relativa de la arena, la profundidad a la que se desplanta la cimentación, y la posición del nivel freático. Además, la forma de la curva sugiere que, para zapatas



angostas, las pequeñas variaciones en la presión real del suelo puede conducir a grandes variaciones en el asentamiento y, en algunos casos, a asentamientos tan grandes que el movimiento se consideraría como falla por capacidad de carga. La razón es clara al considerar la forma de la curva carga-asentamiento para una zapata angosta fig.9.8( a) . Por otra parte, un pequeño cambio de presión en una zapata ancha tiene poca influencia en asentamientos tan pequeños como  $S_1$ ; además, el valor de  $q$  correspondientes a  $S_1$  es muy inferior al que produciría una falla por capacidad de carga en una zapata ancha.

El procedimiento sencillo descrito en el resto de este artículo para determinar las dimensiones de las zapatas en arena se basa en las aproximaciones ilustradas en la siguiente fig. 9.9 la porción cóncava hacia arriba de las curvas, semejantes a la porción derecha de la Fig 9.8b está reemplazada por una línea recta (fig. 9.9), de acuerdo con la cual, la presión del suelo correspondiente al asentamiento  $S_1$  es independiente del ancho de la zapata. El error para las zapatas de dimensiones usuales es ordinariamente menor que  $\pm 10$  por ciento. La porción izquierda rápidamente ascendente de las curvas, se reemplaza por la línea recta ef, que queda a la derecha de la curva real, proporcionando así un margen de seguridad contra una falla por capacidad de carga.

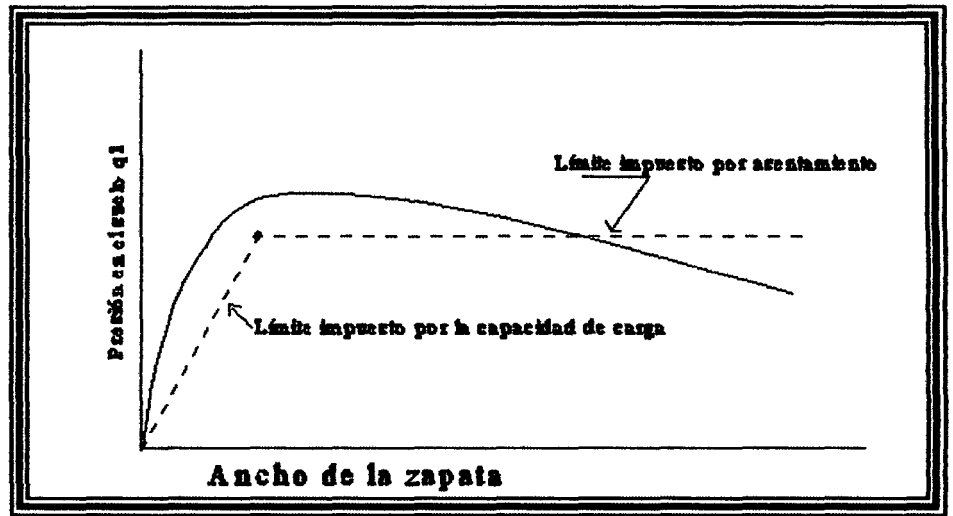


Fig. 9.9

La posición de la línea quebrada efg es diferente para distintas arenas. Los procedimientos para obtener las líneas para diferentes arenas y para usarlas en el proyecto de zapatas se describen en los subtítulos siguientes.

*Consideraciones sobre asentamientos.* La presión en el suelo que produce un asentamiento dado  $S_1$  en un arena suelta, es evidentemente menor que la que produce el mismo asentamiento en una arena compacta. Por lo tanto, una relación entre la presión del suelo que produzca un asentamiento dado y los valores de  $N$  de la prueba de penetración estándar. Esta relación fue obtenida en 1948 (por Terzaghi y Peck) sobre la base del conocimiento general de las cargas, asentamientos y valores de  $N$  para varias zapatas apoyadas en arena; el valor de  $S_1$  se estableció

en 2.5 cm, con la creencia de que si el asentamiento diferencial entre las zapatas de un edificio dado, estará dentro de límites tolerables. La información de que entonces se disponía se interpretó conservadoramente, de manera que en la mayor parte de los casos, el asentamiento real de una zapata cuyas dimensiones se determinaron con base en esta relación resulta menor que 2.5 cm. La experiencia ha enseñado que la relación era en realidad conservadora y algunas veces excesivamente; por lo tanto, se han sugerido varias modificaciones. La que se propone para uso actual está representada por las líneas horizontales del lado derecho de las tres partes de la figura 9.10 a, 9.10 b, 9.10c cada línea corresponde a un valor particular de  $N$ , e indica la presión correspondiente en el suelo para el asentamiento de 2.5 cm. Las líneas se dibujan con la condición de que el nivel del agua freática esté a gran profundidad. La corrección necesaria para otras posiciones se considera después.

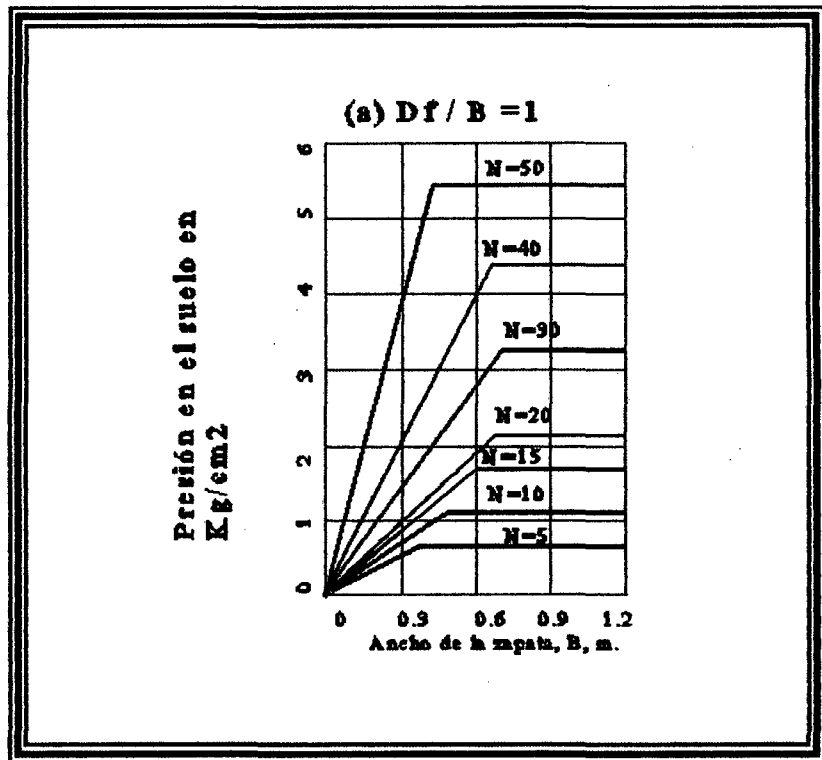


Fig. 9.10 a

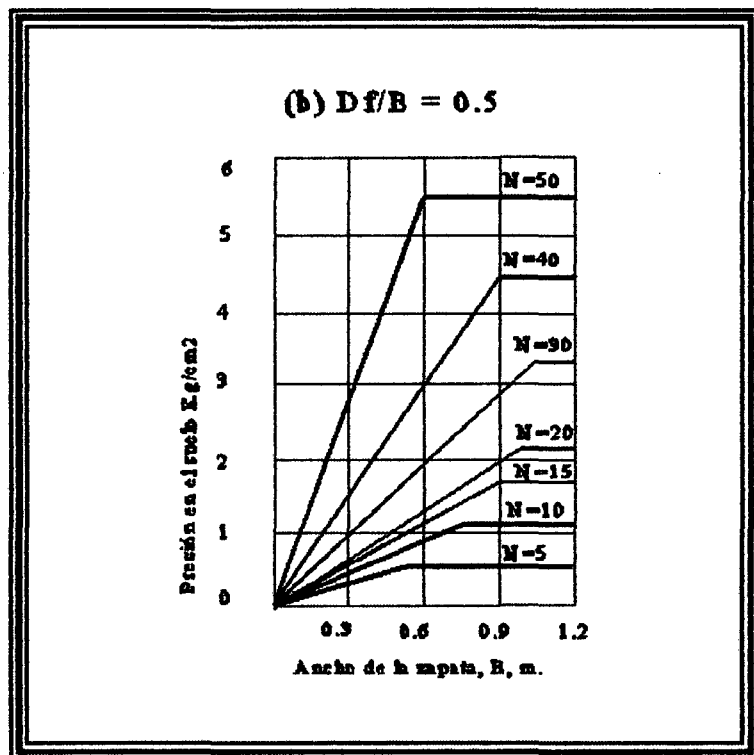


Fig.9.10 b

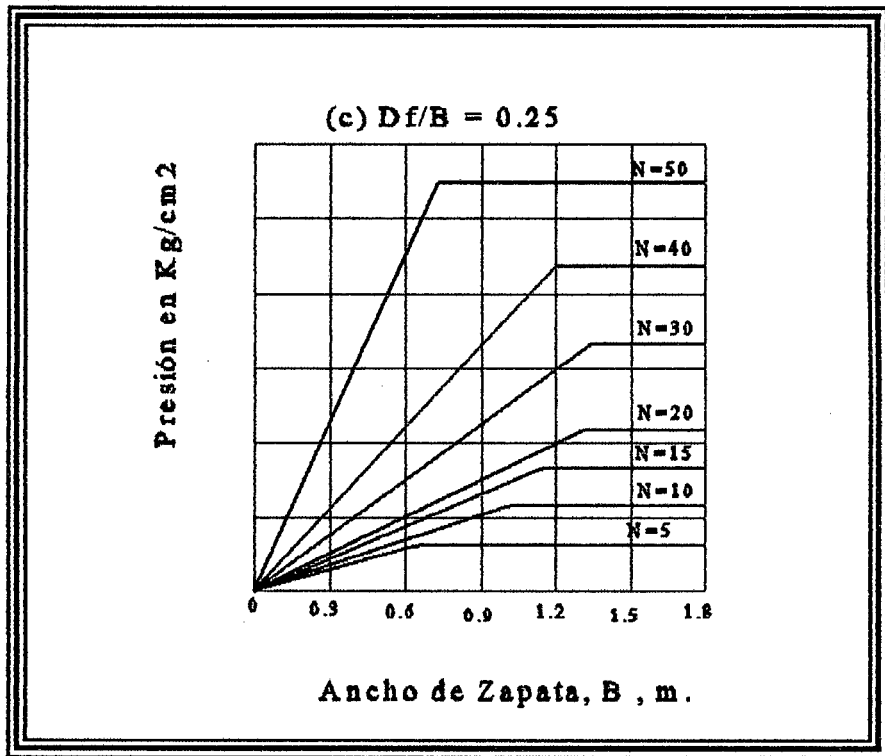


Fig. 9.10 c

Las líneas horizontales en la figs.9.10a, 9.10 b, 9.10c. forman parte de un diagrama para diseñar zapatas en arena. El uso y limitaciones del diagrama se estudian después de una investigación de las limitaciones impuestas por la capacidad de carga de la propia arena.

**Consideraciones sobre la capacidad de carga.** Ya se ha señalado que, para zapatas angostas, pequeños aumentos en la presión del suelo pueden producir aumentos tan grandes en el asentamiento que el movimiento se consideraría como falla por capacidad de carga. Por lo tanto, cualquier procedimiento aceptable para determinar las

dimensiones de las zapatas en arena, debe asegurar que, aunque el asentamiento bajo las condiciones previstas no exceda de 2.5 cm, el margen contra una falla por capacidad de carga sea amplio, a pesar de las inevitables diferencias entre las condiciones previstas y las reales. Además, bajo algunas circunstancias, grandes asentamientos de zapatas anchas o pilas pueden ser aceptables, si se excluye la posibilidad de una falla catastrófica de la arena que le sirve de apoyo. Por lo tanto, es esencial para el proyecto el conocimiento de la capacidad de carga máxima. Pueden hacerse estimaciones razonables basándose en consideraciones teóricas.

La fig. 9.11 representa una sección transversal en una zapata larga de ancho  $B$ , desplantada a la profundidad  $D_f$  abajo de la superficie del terreno en un depósito potente de arena. Si la zapata falla penetrando en el terreno, una zona  $aO'a'$ , dentro de la cual la arena no puede deslizarse con respecto a la base de la zapata debido a la rugosidad de la base, se mueve hacia abajo como una unidad. Al moverse desaloja el material adyacente. En consecuencia, la arena de dos zonas simétricas  $aO'bde$ , una de las cuales se ilustra en el lado izquierdo de la fig 9.11, esta sujeta a diversas distorsiones y a deslizamientos hacia afuera y hacia arriba, a lo largo de las fronteras  $O'bd$ . Al movimiento se opone la resistencia al esfuerzo cortante de la arena a lo largo de

$O'bd$  y el peso de la arena en las masas deslizantes.

No existe una teoría rigurosamente correcta para

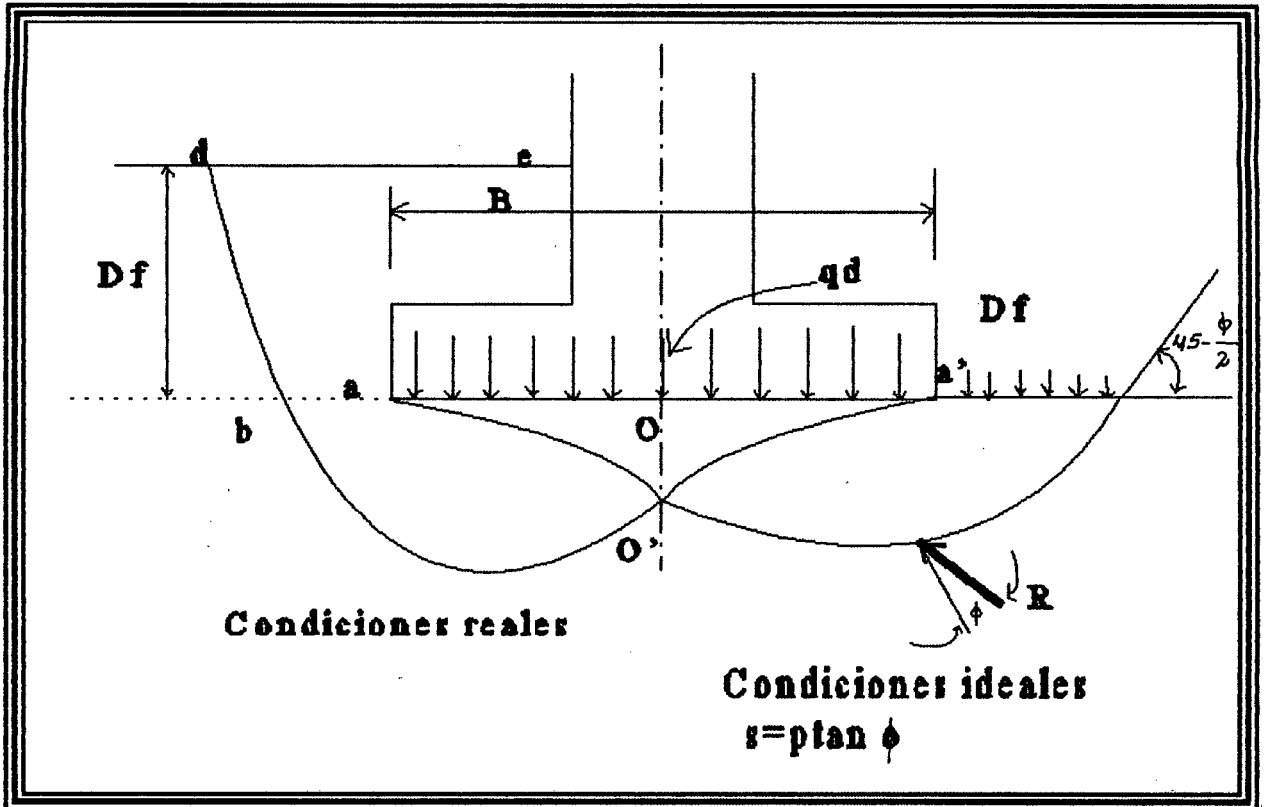


Fig. 9.11

calcular la capacidad máxima de una zapata bajo estas circunstancias, pero se han obtenido soluciones aproximadas satisfactorias, haciendo varias suposiciones simplificadoras (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1955). Se supone, como se ilustra en la mitad de la derecha de la fig. 9.11 que la influencia del suelo que está arriba del nivel de la base de la zapata puede reemplazarse por una sobrecarga uniforme  $\gamma D_f$ .

La teoría y la experimentación indican entonces que la superficie de deslizamiento está formada por una porción curva  $O'c'$  y una recta  $c'b'$  que sube formando un ángulo de  $45^\circ - \phi/2$  con la horizontal. La carga  $q_d'$  sobre la zapata, la sobrecarga  $\gamma D_f$  y el peso  $W$  de la masa deslizante, producen esfuerzos normales en la superficie de deslizamiento  $O'c'b'$ , los que a su vez, desarrollan resistencia friccionante a lo largo de la superficie de deslizamiento. Cuando la masa está a punto de deslizarse, la resultante  $R$  de los esfuerzos normal y cortante en cualquier punto como  $f$  en la superficie de deslizamiento, está inclinada un ángulo  $\phi$  respecto a la normal de dicha superficie una cuña  $O'c'b'a'$  puede considerarse como cuerpo libre y se investiga su equilibrio para evaluar  $q_d'$ . Deben hacerse varios tanteos para encontrar la superficie de deslizamiento que corresponde al valor mínimo de  $q_d'$  que pueda desarrollarse. A este valor mínimo se le llama *capacidad máxima de carga global*.

Los resultados de estos estudios indican que la capacidad de carga máxima global puede expresarse así:

$$q_d' = \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + \gamma D_f N_q \quad (20)$$

Y la capacidad de carga máxima neta como:

$$q_d = q_d' - \gamma D_f \quad (21)$$

$$q_d = \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + \gamma D_f (N_q - 1) \quad (22)$$



En estas ecuaciones,  $N_v$  y  $q_N$  son factores de capacidad de carga adimensionales que dependen principalmente de  $\phi$ . Estos factores pueden evaluarse por medio de la gráfica de la fig. 9.12

La ecuación 22 demuestra que la capacidad de carga de una zapata sobre arena proviene de dos fuentes: la resistencia friccionante debida al peso de la arena ubicada bajo la zapata y la resistencia friccionante ocasionada por el peso de la sobrecarga o relleno.

Los pesos volumétricos de la mayor parte de las arenas, ya sean secas, húmedas o saturadas, quedan dentro de un intervalo estrecho. Por lo tanto, el peso volumétrico de la arena en sí, no es una variable importante en la determinación de la capacidad de carga de una zapata. Sin embargo, si la arena está localizada abajo del nivel freático, solamente el peso de la arena sumergida es efectivo para producir fricción. El peso del material sumergido es aproximadamente la mitad del peso del material húmedo, seco, o saturado. El valor de  $\phi$  no cambia apreciablemente por este concepto. Por lo tanto, puede concluirse que una elevación del nivel freático, desde una profundidad mayor que  $B$  abajo de la base de la zapata, hasta la superficie del terreno, tendría el efecto de reducir la capacidad de carga a aproximadamente la mitad del valor correspondiente a la

arena húmeda, seca o saturadas. Así, la posición del nivel freático es de gran importancia práctica para determinar la capacidad de carga de una zapata en arena.

Los valores de  $N_v$  y  $N_q$  aumentan rápidamente al aumentar  $\phi$  (vea fig. 9.12) el cual principalmente depende de la compacidad relativa de la arena, pero es prácticamente independiente del tamaño de sus granos. Puede deducirse que la capacidad de carga dependerá mucho de la primera circunstancia, pero poco de la segunda.

De acuerdo con la ecuación 22, la porción de la capacidad de carga debida al peso del suelo bajo la zapata, aumenta directamente con el ancho de la misma. Sin embargo, la porción debida a la sobrecarga, es independiente del ancho de la zapata.

Los factores de capacidad de carga  $N_v$  y  $N_q$  son funciones de  $\phi$ . Los valores de  $N$  determinados por medio de la prueba de penetración estándar puede

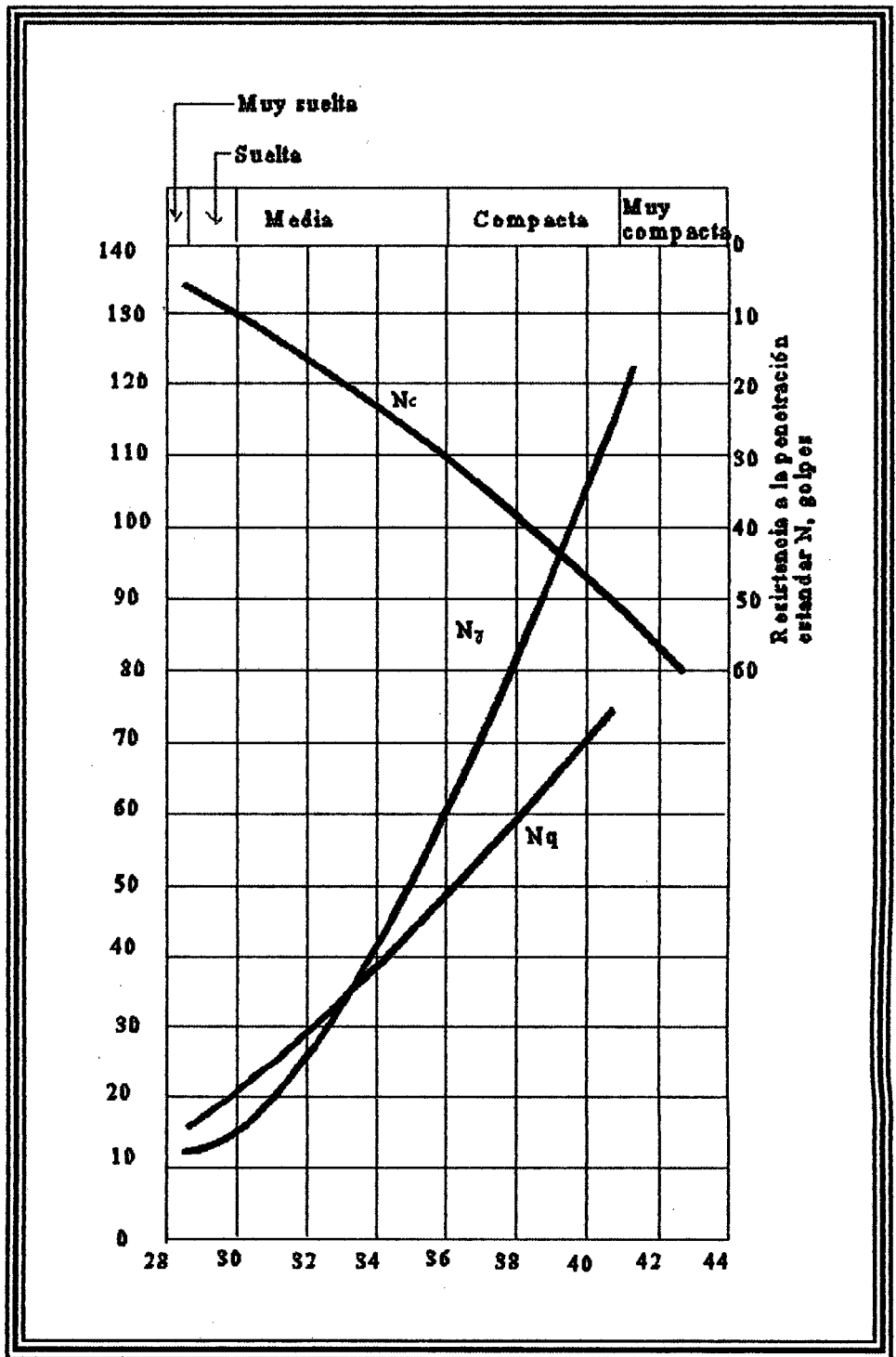


Fig. 9.12

correlacionarse, cuando menos aproximadamente, con los valores de  $\phi$  y, por lo tanto, con  $N_\gamma$  y  $N_q$ . Los resultados de

estas correlaciones se muestran en la fig. 9.12. Por lo tanto, si se conocen los valores de  $N$ , la ecuación 22 puede evaluarse con ayuda de la fig. 9.12.

Debe entenderse que la relación entre  $N$  y  $\phi$  (fig. 9.12) es solamente aproximada; por otra parte, las relaciones entre  $\phi$  y  $N_v$  o  $N_q$  se basan principalmente en la teoría y son mucho más seguras. Si se determina  $\phi$  por un procedimiento más refinado que la prueba de penetración estándar, también puede utilizarse la fig. 9.12 para evaluar  $N_v$  y  $N_q$ .

La ecuación 22 puede expresarse en la siguiente forma:

$$q_d = \left\{ \left( \gamma N_v / 2 \right) + \gamma (N_q - 1) (D_f / B) \right\} B \quad \text{ecuac. 23}$$

Y, para un factor de seguridad dado  $F$  contra una falla por capacidad de carga,

$$q_a = q_d / K = \left\{ \left( \gamma N_v / 2 \right) + \gamma (N_q - 1) (D_f / B) \right\} (B / F)$$

Ecuac. 24

Para un valor particular de  $D_f/B$  y un depósito de arena dado, la expresión dentro de las llaves es una constante. Así, la relación entre el ancho de zapata y la presión neta en el suelo  $q_a$ , para un factor de seguridad dado, puede expresarse por medio de gráficas como las de la fig. 9.10 en la forma de una familia de líneas rectas que parten del origen. Cada línea corresponde a una arena con

valor  $N$  diferente. Las ramas iniciales de las curvas de la fig. 9.10 se han dibujado de manera que den un factor de seguridad de 2. Si las presiones en el suelo indicadas por estas líneas no exceden, se evitan los asentamientos incontrolados de una zapata.

### ***Gráfica de diseño para zapatas en arena.***

Las consideraciones sobre el asentamiento y la capacidad de carga estudiadas en el subtítulo anterior definen las ramas izquierda y derecha de las curvas mostradas en las figs. 9.10a, 9.10 b, 9.10c. Las curvas son un medio conveniente para determinar las dimensiones de las zapatas en arena.

El ancho  $B$  puede tomarse en las figs. 9.10a, 9.10b, 9.10c. como el lado de una zapata cuadrada, la dimensión más pequeña de una zapata rectangular, el ancho de una zapata larga continua, o el diámetro de una zapata circular.

La gráfica se aplica a las zapatas superficiales ( $D_f \leq B$ ) apoyadas en una arena uniforme en la que  $\gamma = 1600 \text{ Kg/cm}^3$  y en la que el nivel freático está tan profundo que no influye en el comportamiento de la zapata. Considerando las otras aproximaciones que intervienen en el procedimiento, las variaciones del valor de  $\gamma$  supuesto, de  $1600 \text{ Kg/m}^3$ , no

tiene importancia y puede despreciarse. Por otra parte, los valores de  $N$  tienen que ajustarse algunas veces por la influencia de la presión de la sobrecarga durante la ejecución de la prueba de penetración estándar; también, la variabilidad del depósito, que se acusa por la variación de los valores de  $N$  de sondeo a sondeo, es usualmente apreciable y debe tomarse en cuenta y, finalmente, la influencia del nivel freático, si está a poca profundidad, de manera que pueda afectar el comportamiento de la zapatas, debe evaluarse. Cada una de estas consideraciones se estudia detalladamente en los siguientes pasos.

La gráfica de las figs.9.3a, 9.3b, 9.3c. se basa en el comportamiento de las zapatas desplantadas a poca profundidad ( $D_f \leq B$ ) de dimensiones y profundidades normales abajo de la superficie del terreno. La mayor parte de las estructuras que se consideraron para elaborar las gráficas tenían sótanos de 2.4 a 3.0 m. de profundidad; en consecuencia, las bases de las zapatas estaban usualmente de 3.0 a 4.5 m. abajo de la superficie original del terreno cuando se hicieron los sondeos y las pruebas de penetración estándar. El nivel del agua freática estaba usualmente al nivel de la base de la cimentación o más abajo. Así, los valores de  $N$  que rigen el comportamiento de las zapatas, usualmente correspondieron a profundidades cuando se hicieron los sondeos, de 3.0 a 7.5m, o a presiones efectivas

de sobrecarga entre 6 y 11 tn/m<sup>2</sup>.

Ningún depósito de arena natural es perfectamente uniforme. Para tener la seguridad de que se han tomado en cuenta las condiciones del subsuelo menos favorables, deberá determinarse la resistencia a la penetración en la arena del lugar, con sondeos y pruebas de penetración estándar en varios puntos; de preferencia haciendo un sondeo por cada 4 ó 6 zapatas. Los valores deben determinarse a intervalos de 0.75 m. entre la base de la zapata y una profundidad B abajo de él. Si las condiciones son las apropiadas, deben corregirse los valores de N. Debe calcularse en cada sondeo el promedio de los valores de N, y el valor más pequeño obtenido de estos promedios debe usarse para determinar la presión admisible en el suelo.

Se ha demostrado que, cuando el nivel del agua freática varía entre una distancia inferior a B de la base de la zapata hasta el nivel del terreno, tiene el efecto de reducir la capacidad de carga a aproximadamente la mitad, del valor correspondiente a cuando la arena está húmeda, seca o saturada. Esta elevación del agua, que reduce las presiones efectivas dentro de la arena a aproximadamente la mitad de sus valores originales, también reduce la firmeza de la arena correlativamente. Por lo tanto, la presión necesaria en la zapata para producir un asentamiento de 2.5 cm, si el nivel

del agua está en la superficie del suelo circunvecino, es solamente la mitad de la necesaria para producir dicho asentamiento, si el nivel del agua está a una profundidad B o mayor de la zapata.

Así, si el nivel del agua está y permanecerá a una profundidad de  $D_f + B$  o mayor, bajo la superficie del terreno que rodea la zapata, ésta puede proyectarse con presiones tomadas directamente de la gráfica. Si el nivel freático está situado en o puede alcanzar la superficie del terreno, los valores de las gráfica deberán multiplicarse por un factor de corrección  $C_w = 0.5$ . Para una profundidad del nivel freático igual a  $D_w$ , medida desde la superficie de la sobrecarga que rodea la zapata, el factor de corrección puede obtenerse con suficiente precisión por interpolación lineal, o mediante la ecuación :

$$C_w = 0.5 + 0.5 \left\{ D_w / (D_f + B) \right\}$$

### 9.3.2.3.2 GRAVAS Y ARENAS

La determinación de la capacidad de carga admisible, para un asentamiento máximo de 2.54 cm, de cimentaciones colocadas sobre suelos granulares no cohesivos puede determinarse por medio de la expresión siguiente:

$$q_a = \sigma_z = 720(N-3) \left( \frac{B+1}{2B} \right)^2 4.88R, \text{ en Kg/cm}^2$$

En esta expresión "N" es el número de golpes en la prueba de



penetración normal, “B” es el ancho de la cimentación “en pies” y “R” es un factor de corrección que depende de la posición del nivel de las aguas fráticas y que pueden obtenerse de las gráficas que siguen:

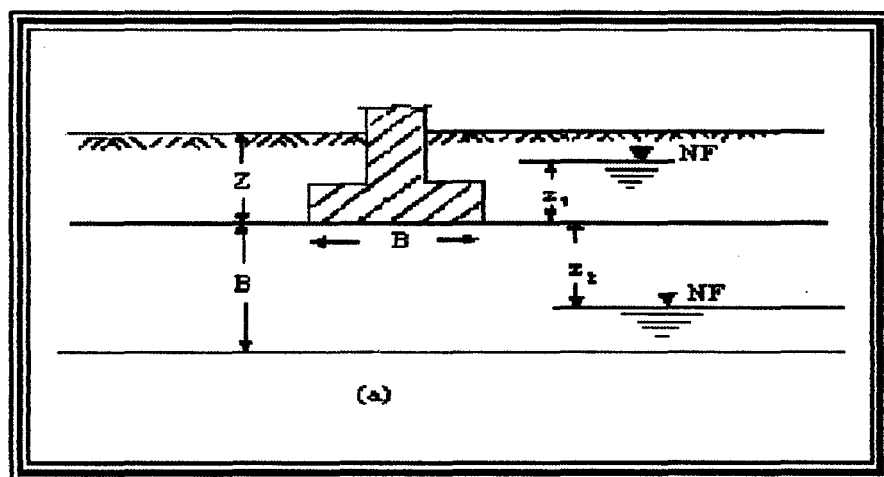


Fig. 9.13

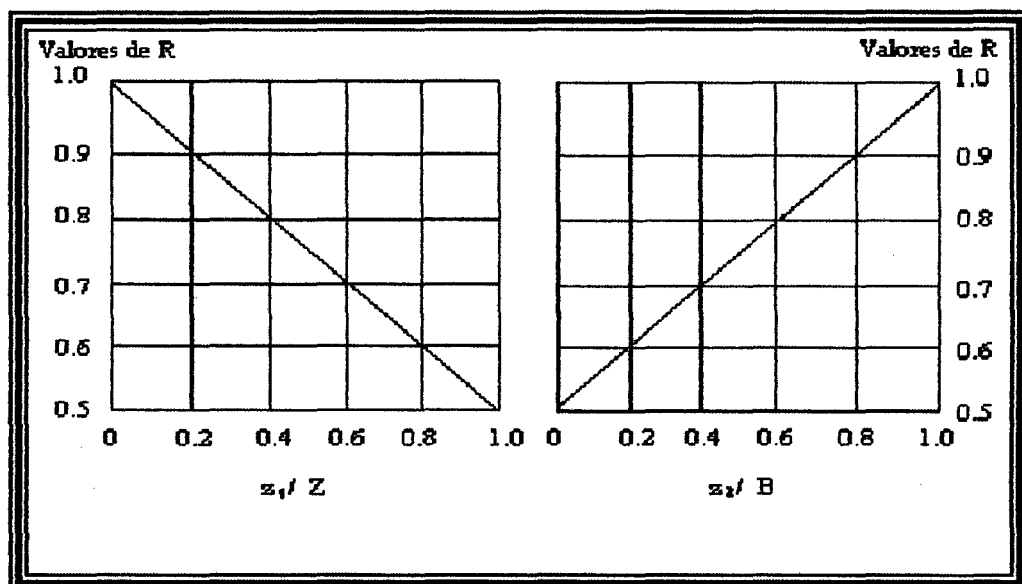


Fig. 9.14

El valor del esfuerzo admisible ( $q_a = \sigma$ ) puede ser incrementado linealmente multiplicándolo por el factor  $(1 + z / B)$ , con un valor límite de dos cuando  $z/B$  sea mayor que uno.

#### **9.3.2.4 SUELOS COHESIVOS SOBRE SUELOS GRANULARES.**

En el caso de un perfil de suelo formado por uno o más suelos cohesivos que sobreyacen a uno o más suelos granulares.

En este caso, se debe calcular la presión admisible para el suelo cohesivo y dimensionar la cimentación para que tenga un factor de seguridad por corte adecuado. Luego se deberá calcular el asentamiento que ocurrirá en el estrato cohesivo, el que debe ser menor que el tolerable. A continuación se debe calcular el asentamiento que se producirá en el estrato de suelo granular considerando una zapata virtual de ancho  $b$  definida como se indica en la ecuación  $b=(B+1.16H)$ .

La suma del asentamiento del suelo cohesivo y del suelo granular deberá ser menor que el asentamiento admisible. Si no fuera así, se debe aumentar las dimensiones de la cimentación de tal forma que la suma de los asentamientos se encuentre dentro de los límites tolerables para la estructura.

En éste caso no es necesario comprobar que el factor de seguridad por corte en el suelo granular se encuentre dentro de los valores recomendados.

### 9.3.2.5 SUELOS GRANULARES SOBRE SUELOS COHESIVOS.

Se tiene en un perfil formado por uno o más suelos granulares que sobreyacen a uno o más suelos cohesivos.

En este caso, se debe dividir el asentamiento tolerable en dos partes, una corresponderá al suelo granular y otra al suelo cohesivo. No es posible definir una regla práctica que permita determinar el asentamiento tolerable, por lo que se deberá recurrir a la experiencia para efectuarla. Con el asentamiento correspondiente al suelo granular, se calcula la presión admisible por asentamiento y se dimensiona la cimentación siguiendo el método propuesto para suelos granulares.

Luego, se procede a verificar el factor de seguridad por corte en el suelo cohesivo, para lo cual se empleará una zapata virtual de ancho  $b$ , en igual forma a los casos anteriores. Si el factor de seguridad es mayor que el mínimo admisible, se procede a calcular el asentamiento en el suelo cohesivo, el que sumado al que corresponde al suelo granular debe ser menor que el tolerable; si no fuera así, se debe analizar detenidamente si el incremento de presión vertical en la zona del suelo cohesivo es menor que el IPC (incremento de preconsolidación). Si se cumple esta condición, es probable que el asentamiento asignado al suelo granular sea excesivo, por lo que se deberá disminuir y redimensionar la cimentación, calculando una nueva presión admisible.

### 9.3.2.6 SUELO HETEROGÉNEO.

Es mostrado en un perfil formado por un depósito heterogéneo compuesto por bolsones erráticos de suelos granulares y cohesivos, que se presentan sin arreglo ni orden alguno.

Dependiendo de las dimensiones de los bolsones, este caso, se debe analizar considerando un perfil idealizado compuesto por el suelo cohesivo más desfavorable para el cual se evaluará la presión admisible por corte.

Luego, se considerará un segundo perfil idealizado compuesto por un suelo granular al que se asignará un ángulo  $\phi$  más desfavorable, con el que se calculará la presión admisible por asentamiento, considerando parte del asentamiento admisible; paralelamente deberá efectuarse una estimación del asentamiento de los suelos cohesivos y verificar que no exceda del resto del asentamiento admisible.

En este tipo de perfil la presión admisible será la menor de las dos anteriores, con la que se dimensionará la cimentación.

### 9.3.7 FACTORES POR : EXCENTRICIDAD DE CARGA, INCLINACIÓN DEL TERRENO E INCLINACIÓN DE CARGA.

En la determinación de la capacidad admisible de una zapata de cimentación con carga excéntrica puede seguirse el procedimiento siguiente: determinar la capacidad de carga de la cimentación suponiendo que la carga está centrada y el resultado se multiplica por el factor de reducción contenidos en la gráfica siguiente.

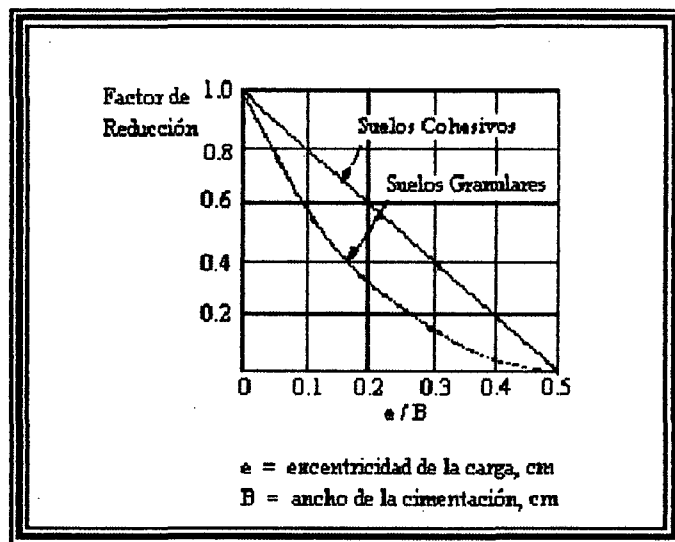


Fig. 9.15

Ahora bien, cuando las cargas en las cimentaciones son centradas, pero inclinadas, la capacidad de carga debe determinarse asumiendo que la carga está aplicada verticalmente y luego corregirse por el factor  $R_i$  mostrado en las gráficas que siguen propuestas por G Meyerhof.

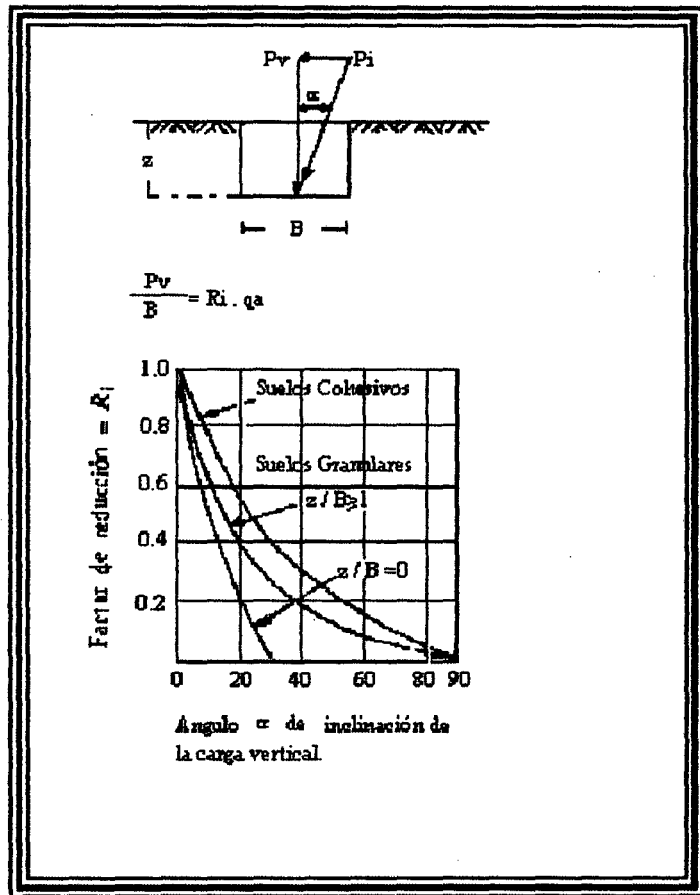


Fig. 9.16

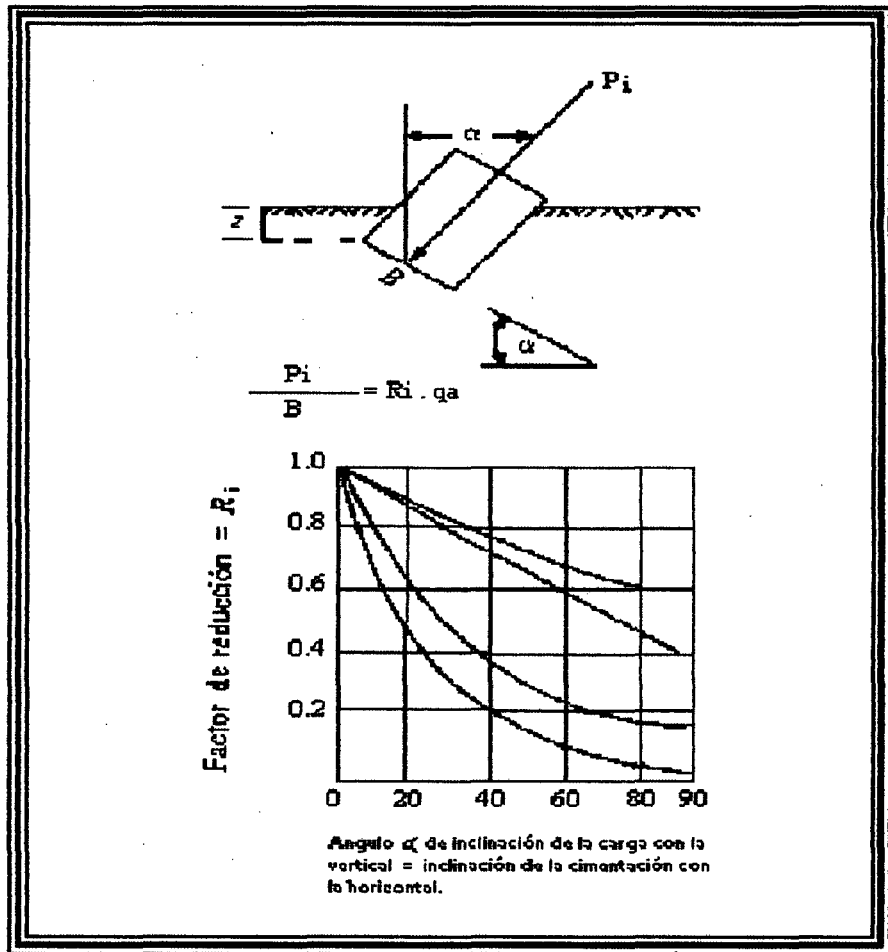


Fig. 9.17

**La determinación de la capacidad de carga de las cimentaciones desplantadas en terrenos inclinados puede hacerse con las fórmulas siguientes:**

**Para zapatas continuas:**

$$q_d = c N_{cg} + 0.5 \gamma B N_{wq}$$

Para conocer  $N_{cg}$ , hay que determinar  $F_\phi$ .

Para conocer  $N_{wq}$ , se necesita conocer el ángulo  $\phi$ .

(Usar F.S. = 3)

Factor de estabilidad =  $F_s = (\gamma \cdot z) / c$

En la que  $\gamma$  = peso volumétrico, y  
 $c$  = cohesión del suelo.

**Para zapatas cuadradas:**

$$q_d = 1.3 c N_{cg} + 0.4 \gamma B N_{wq}$$

(Usar F.S. = 3)

$N_{cg}$  y  $N_{wq}$  se pueden obtener de las gráficas siguientes :

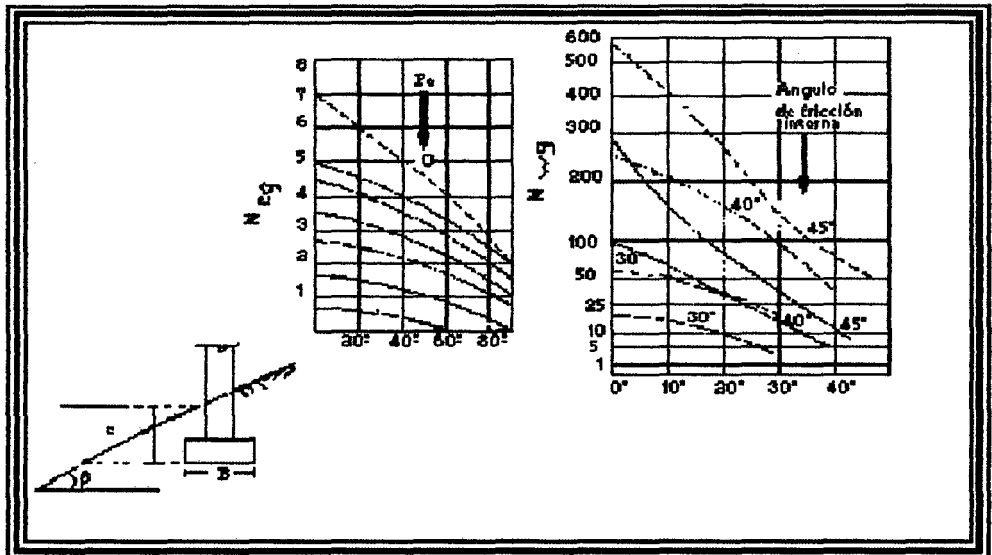


Fig 9.18

En las gráficas usar  $z/B=0$  y líneas punteadas si  $z/B=1$



También se puede usar las siguientes tablas:

**Tabla 9.3 Coeficientes de reducción por inclinación de carga respecto a la vertical (Aplicables al factor  $N_\gamma$ )**

| $\phi$ (°) | Inclinación $\alpha$ (°) |      |      |      |      |      |    |
|------------|--------------------------|------|------|------|------|------|----|
|            | 0                        | 5    | 10   | 15   | 20   | 30   | 40 |
| 20         | 1                        | 0.86 | 0.70 | 0.49 | 0    | 0    | 0  |
| 30         | 1                        | 0.86 | 0.70 | 0.57 | 0.40 | 0    | 0  |
| 40         | 1                        | 0.85 | 0.68 | 0.55 | 0.44 | 0.18 | 0  |

**Tabla 9.4 Coeficientes de reducción por inclinación de carga respecto a la vertical (Aplicables a los factores  $N_c^*$  y  $N_q$ )**

| $\phi$ (°) | Inclinación $\alpha$ (°) |      |      |      |      |      |      |
|------------|--------------------------|------|------|------|------|------|------|
|            | 0                        | 5    | 10   | 15   | 20   | 30   | 40   |
| 20         | 1                        | 0.88 | 0.73 | 0.58 | 0.33 | 0    | 0    |
| 30         | 1                        | 0.86 | 0.71 | 0.56 | 0.43 | 0.15 | 0.05 |
| 40         | 1                        | 0.82 | 0.66 | 0.52 | 0.39 | 0.22 | 0.05 |

\*Para  $\phi = 0$  el factor de corrección de  $N_c$  se tomará igual a :

$$0.5 - 0.5(1 - H/Ac)^{1/2}, \text{ donde :}$$

H es la componente horizontal de la carga.

A es el área de la zapata

c es la cohesión.

**Tabla 9.5 Coeficiente de reducción por inclinación del terreno  
(Aplicables al factor  $N_\gamma$ )**

| $\phi$ (°) | Inclinación $\beta$ (°) |      |      |      |
|------------|-------------------------|------|------|------|
|            | 10                      | 20   | 30   | 40   |
| 10         | 0.58                    | 0    | 0    | 0    |
| 20         | 0.85                    | 0.59 | 0    | 0    |
| 30         | 0.89                    | 0.79 | 0.58 | 0    |
| 40         | 0.91                    | 0.82 | 0.70 | 0.54 |

**Tabla 9.6 Coeficiente de reducción por inclinación del terreno  
(Aplicables al factor  $N_c$  y  $N_q$ )**

| $\phi$ (°) | Inclinación $\beta$ (°) |      |      |      |
|------------|-------------------------|------|------|------|
|            | 10                      | 20   | 30   | 40   |
| 10         | 0.45                    | 0    | 0    | 0    |
| 20         | 0.80                    | 0.40 | 0    | 0    |
| 30         | 0.85                    | 0.70 | 0.35 | 0    |
| 40         | 0.90                    | 0.80 | 0.60 | 0.30 |

### **9.3.8 FACTORES POR : NIVEL FREÁTICO Y MÁQUINA VIBRANTE.**

En una zapata poco profunda o cuando el suelo sobre la zapata pueda llegar a saturarse ya sea por el nivel freático o por otra causa, debe hacerse una reducción del 50% en la Capacidad de Carga Admisible ordinaria.

Si sobre la zapata se tiene una significativa sobrecarga de material que no se va a llegar a saturar, pero bajo la zapata sí se saturará debido al nivel freático, se debe reducir, por lo menos, en un 25% el valor de la Capacidad de Carga Admisible normal.

Cuando sobre un suelo se vaya a cimentar una máquina vibrante, la Capacidad de Carga Admisible normal debe reducirse en un 50%.

En la siguiente tabla se expresa una relación aproximada de valores de resistencia a la compresión simple y ángulo de fricción interna, obtenida por pruebas S.P.T. (Penetración estandar).

**Tabla 9.7 Relaciones aproximadas.**

| N     | En arcillas  |                 | En gravas, arenas ó mezcla de ellas              |                       |
|-------|--|-----------------|--|-----------------------|
|       | $q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )<br>compresión<br>axial no<br>confinada | Descripción     | Densidad<br>Relativa<br>(Compacidad<br>relativa) | Angulo de<br>fricción |
| < 2   | < 0.25   | Muy blanda      |  | 0                     |
| 2-4   | 0.25 - 0.50  | Blanda          |  | 2                     |
| 5-8   | 0.50 - 1.00  | Media           |  | 4                     |
| 9-15  | 1.00 - 2.00  | Compacta        |  | 6                     |
| 16-30 | 2.00 - 4.00  | Muy<br>compacta |  | 12                    |
| > 30  | > 4.00   | Dura            |  | 14                    |
| 0-4   |  |                 | Muy floja(0-<br>15%)                             | 28°                   |
| 5-10  |  |                 | Floja(15-35%)                                    | 28°-30°               |
| 11-30 |  |                 | Media(35-65%)                                    | 30°-36°               |
| 31-50 |  |                 | Densa(65-75%)                                    | 36°-41°               |
| > 50  |  |                 | Muy densa(85-<br>100)                            | > 41°                 |

Cuando no se cuenta con pruebas de laboratorio que sirvan para determinar el ángulo de fricción interna de los suelos, se podrá emplear los valores siguientes (aproximados):

**TABLA 9.8**

**VALORES TÍPICOS DEL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DE LOS SUELOS**  
(NORMA JAPONESA DE MECÁNICA DE SUELOS)

| Tipo de Suelo          | Estado | Angulo de Fricción | Simbología |
|------------------------|--------|--------------------|------------|
| Grava                  | Denso  | 40                 | GW, GP     |
|                        | Suelto | 35                 |            |
| Arena                  | Denso  | 35                 | SW, SP     |
|                        | Suelto | 30                 |            |
| Arena con finos        | Denso  | 30                 | SM, SC     |
|                        | Suelto | 25                 |            |
| Arcillas poco plástica | Duro   | 25                 | ML, CL     |
|                        | Suave  | 20                 |            |
| Limos y arcillas       | Duro   | 20                 | MH, CH     |
|                        | Suave  | 15                 |            |

#### 9.4 ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS.

Se dice que las arcillas son normalmente consolidadas cuando nunca han estado sometidas a una presión mayor que la que corresponde a la que soportan por el efecto de las capas de suelo sobre las mismas. Si sobre este tipo de arcilla se coloca una estructura, es posible que sufra un fuerte asentamiento debido a la carga que se le agrega y debido a la expulsión del agua contenida en sus poros. Más como este tipo de suelo presenta un coeficiente de permeabilidad muy bajo ( $1.0 \times 10^{-7}$  cm/seg. Aproximadamente) el asentamiento ocurre muy lentamente. Si la arcilla tiene una alta resistencia al corte y baja compresibilidad, el asentamiento puede ser muy pequeño, y el empleo de zapatas aisladas puede ser el sistema adecuado de cimentación.

La deformación  $\Delta H$  o  $S$  que puede sufrir un estrato de suelo de espesor  $H$  bajo una presión uniforme  $\Delta P$  ó  $\sigma_z$  puede estimarse conociendo los resultados de la prueba de consolidación unidimensional.

La relación entre el cambio de espesor y el cambio en la relación de vacíos de un espécimen sujeto a la prueba de consolidación y la del estrato de suelo en su estado natural puede expresarse como sigue.

La deformación unitaria del espécimen sujeto a la prueba de consolidación es:

$$\xi = \Delta h_o/H_o = \Delta e/(1+e_o)$$

Por otro lado, la deformación del estrato de suelo en su estado natural es:  $\xi$

$$\xi = \Delta H/H$$

Igualando las deformaciones unitarias se tiene:

$$\Delta e_o/(1+e_o) = \Delta H/H = S/H, \quad \text{de donde:}$$

$\Delta H = S = \Delta e_o/(1+e_o) \times H$ , y como  $\Delta e_o = a_v \times \Delta P$  obtenido de la prueba de consolidación, entonces:

$$\Delta H = S = a_v/(1+e_o) \times \Delta P \times H = m_v \times \Delta p \times H$$

Como se muestra en la siguiente figura.

En esta expresión:

$\Delta H = S =$  Deformación, en centímetros, del estrato en estudio.

$a_v =$  Coeficiente de compresibilidad en  $\text{cm}^2/\text{Kg}$ .

$\Delta P = \sigma_z =$  Incremento de presión en  $\text{Kg}/\text{cm}^2$

$e_o =$  Relación de vacíos del suelo en su estado natural.

$m_v = a_v / (1 + e_o) =$  Módulo de compresibilidad volumétrica del suelo y se expresa en  $\text{cm}^2/\text{Kg}$ .

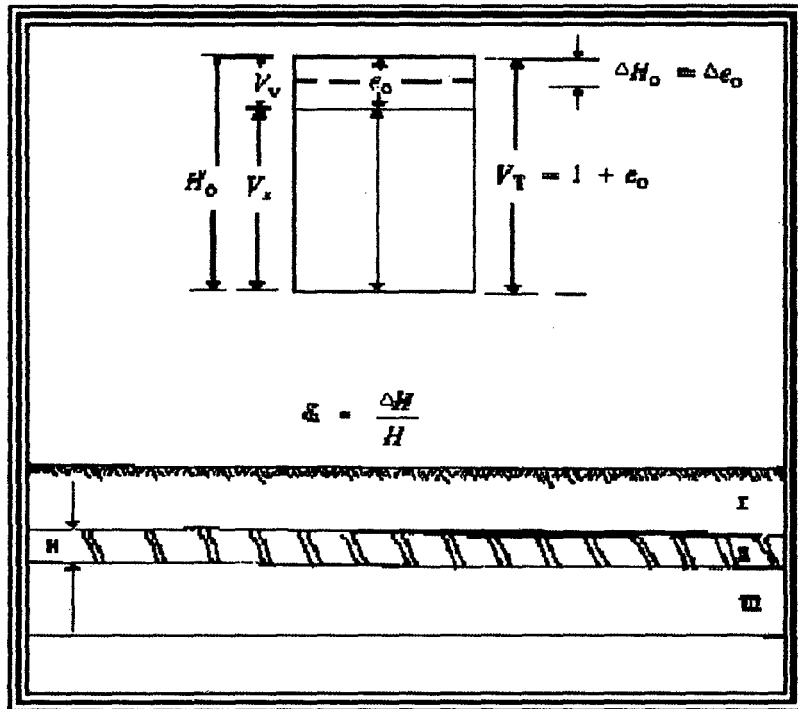


Fig. 9.19

Como se ha podido observar, si  $H$  es el espesor de un estrato de arcilla que se encuentra sometido a una presión  $P$ , un aumento de presión  $\Delta P$  ó  $\sigma_z$



reduce el valor del estrato en el valor:

$$S = m_v \times \Delta P \times H$$

Ahora bien, la línea de consolidación en el terreno de las arcillas ordinarias tiene, según Terzaghi, en un diagrama semi-logarítmico, la forma de una línea recta y puede ser expresada por la ecuación :

$$e_f = e_o - C_c \times \log_{10} \times (Q_o + \Delta P) / Q_o$$

En la que  $C_c$  es un coeficiente sin dimensión llamado *Índice de Compresión*.

Si se combina esta ecuación con la de:

$$a_v = (e_o - e_f) / \Delta P, \text{ y la de } m_v = a_v / (1 + e_o)$$

Se obtiene:

$$a_v = C_c / \Delta P \times \log_{10} \times (Q_o + \Delta P) / Q_o$$

Donde :  $Q_o$  = esfuerzo efectivo inicial promedio.

Y :

$$m_v = C_c / \Delta P (1 + e_o) \times \log_{10} \times (Q_o + \Delta P) / Q_o$$

Si en la ecuación  $S = m_v \times \Delta P \times H$  se reemplaza el valor de  $m_v$ , se puede obtener

la deformación  $S$  que sufre un estrato de arcilla normalmente consolidada:

$$S = C_c / (1 + e_0) \times \log_{10} \times (Q_0 + \Delta P) / Q_0 \times H$$

Para arcillas normalmente consolidadas el valor de  $C_c$  puede ser estimado, en forma aproximada, utilizando la expresión siguiente:

$$C_c = 0.009 (L.L. - 10)$$

Así pues, puede determinarse el orden de magnitud del asentamiento probable  $S$  de una estructura desplantada sobre un estrato de arcilla de este tipo haciendo uso de los límites de consistencia para determinar  $C_c$  y aplicarlo en la expresión correspondiente.

El coeficiente de compresibilidad se clasifica en:

$C_c$  de 0.00 a 0.19 ☞ compresibilidad:

baja

$C_c$  de 0.20 a 0.39 ☞ compresibilidad:

media

$C_c$  de 0.40 ó más ☞ compresibilidad:

alta

#### 9.4.1 MÉTODO DE LAMBE Y WHITMAN PARA EL ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS.

Se calcula en base a la teoría de la Elasticidad, considerando el tipo de cimentación superficial recomendado. Los valores permisibles de asentamientos total se presentan en la Tabla 9.9.

El asentamiento elástico inicial será:

$$S = \Delta q_s \cdot B (1 - \mu^2) / E_s \cdot I_w$$

Donde :

S = asentamiento (cm)

$\Delta q_s$  = esfuerzo neto transmitido (Kg/cm<sup>2</sup>)

B = ancho de la cimentación (cm)

$E_s$  = módulo de elasticidad (Kg/cm<sup>2</sup>) (Tabla 9.10)

$\mu$  = relación de poisson (Tabla 9.11)

$I_w$  = factor de influencia en función de la forma y rigidez de la cimentación (Bowles, 1977) (Tabla N° 9.9)

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para los diversos tipos de suelos existentes.

**Tabla 9.9 Asentamiento Admisible (Sowers, 1962)**

| Tipo de movimiento       | Factor limitativo   | Asentamiento máximo  |
|--------------------------|---|--|
| Asentamiento total       | Drenaje<br>Acceso<br>Probabilidad de asentamiento no uniforme<br>Estructuras con muros de mampostería<br>Estructuras reticulares<br>Chimeneas, silos, placas<br>Estabilidad frente al vuelco.   | 6-12 plg.<br>12-24 plg.<br>1-2 plg.<br>2-4 plg.<br>3-12 plg.<br>Depende de la altura y el ancho  |
| Inclinación o giro       | Inclinación de chimeneas, torres, etc.<br>Rodadura de camiones, etc.<br>Almacenamiento de mercancías<br>Funcionamiento de máquinas - telares de algodón<br>Funcionamiento de máquinas - turbogeneradores<br>Carriles de grúas<br>Drenaje de soleras<br>Muros de ladrillos continuos y elevados. | 0.004 I<br>0.01 I<br>0.01 I<br>0.003 I<br>0.0002 I<br>0.003 I<br>0.01- 0.02 I<br>0.005 - 0.001 I |
| Asentamiento diferencial | Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo.<br>Fisuración de revocos (yeso)<br>Pórticos de concreto armado<br>Pantallas de concreto armado<br>Pórticos metálicos continuos<br>Pórticos metálicos sencillos   | 0.001- 0.002 I<br>0.001 I<br>0.0025 I<br>0.003 I<br>0.002 I<br>0.005 I                           |

Nota. I = Distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial . Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructurales más tolerantes . Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

**Tabla 9.10**  
**(Bowles 1977)**

| TIPO DE SUELO               | $E_s$ (Ton/m <sup>2</sup> ) |          |
|-----------------------------|-----------------------------|----------|
| Arcilla muy blanda          | 30                          | - 300    |
| Arcilla blanda              | 200                         | - 400    |
| Arcilla medianamente blanda | 450                         | - 900    |
| Arcilla dura                | 700                         | - 2000   |
| Arcilla muy dura            | 3000                        | - 4250   |
| Arcilla arenosa             | 1000                        | - 16000  |
| Suelos glaciares            | 1500                        | - 6000   |
| Loess                       | 500                         | - 2000   |
| Arena suelta                | 1000                        | - 2500   |
| Arena densa                 | 5000                        | - 10000  |
| Grava arenosa suelta        | 8000                        | - 20000  |
| Grava arenosa densa         | 5000                        | - 14000  |
| Arcilla esquistosa          | 14000                       | - 140000 |
| Limos                       | 200                         | - 2000   |

**Tabla 9.11**  
**(Bowles, 1977)**

| TIPO DE SUELO         | $\mu$                  |
|-----------------------|------------------------|
| Arcilla saturada      | 0.4 - 0.5              |
| Arcilla no saturada   | 0.1 - 0.3              |
| Arcilla arenosa       | 0.2 - 0.3              |
| Limo                  | 0.3 - 0.35             |
| Arena densa           | 0.2 - 0.4              |
| Arena de grano grueso | 0.15<br>0.25           |
| Arena de grano fino   | 0.1 - 0.4<br>0.1 - 0.3 |
| Rocas                 | 0.3                    |
| Loess                 | 0.15                   |
| Hielo                 | 0.3                    |
| Concreto              | 0.15                   |

**Tabla 9.12**  
**(Bowles, 1977)**

| FORMA DE LA ZAPATA |          | VALORES DE $I_w$ (cm/m) |         |       |                  |
|--------------------|----------|-------------------------|---------|-------|------------------|
|                    |          | Cimentación Flexible    |         |       | Rígida           |
| Ubicación          |          | Centro                  | Esquina | Medio |                  |
| Rectangular        | L/B = 2  | 153                     | 77      | 130   | 120 <sup>1</sup> |
|                    | L/B = 5  | 210                     | 105     | 183   | 170              |
|                    | L/B = 10 | 254                     | 127     | 225   | 210              |
| Cuadrada           |          | 112                     | 56      | 95    | 82               |
| Circular           |          | 100                     | 64      | 85    | 88               |

**Tabla 9.13 RESULTADOS DE LABORATORIO DE LOS ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.**

| ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL |  |
|---|--|
| Zona :10                                | Relación inicial de vacíos $e_o = 0.714$ |
| Clasificación SUCS :SM                  | Presión de consolidación $P_c = 0.270$   |
| Profundidad :190-2.25 m.                | $Kg/cm^2$                                |
|   | Indice de compresión $C_c = 0.079$       |
|   | Indice de Expansión $C_s = 0.006$        |
| Zona :10                                | Relación inicial de vacíos $e_o = 0.417$ |
| Clasificación SUCS :SC                  | Presión de consolidación $P_c = 0.700$   |
| Profundidad :1.80-2.10 m.               | $Kg/cm^2$                                |
|   | Indice de compresión $C_c = 0.098$       |
|   | Indice de Expansión $C_s = 0.005$        |
| Zona :11                                | Relación inicial de vacíos $e_o = 0.634$ |
| Clasificación SUCS :SC                  | Presión de consolidación $P_c = 0.280$   |
| Profundidad :1.80-2.10 m.               | $Kg/cm^2$                                |
|   | Indice de compresión $C_c = 0.210$       |
|   | Indice de Expansión $C_s = 0.007$        |
| Zona :11                                | Relación inicial de vacíos $e_o = 0.596$ |
| Clasificación SUCS :SC                  | Presión de consolidación $P_c = 0.580$   |
| Profundidad :1.70-2.10 m.               | $Kg/cm^2$                                |
|   | Indice de compresión $C_c = 0.200$       |
|   | Indice de Expansión $C_s = 0.006$        |

Fuente: CISMID "Ciudad Universitaria - Morales".

## 9.5 CLASIFICACIÓN DEL SUELO Y SU CONSIDERACIÓN EN EL DISEÑO SISMO-RESISTENTE SEGÚN LAS NORMAS PERUANAS

### 9.5.1 CLASIFICACIÓN POR EL PERÍODO PREDOMINANTE.

Los suelos se clasifican en tres grupos por el tipo de suelo de cimentación y por el período predominante  $T_s$  (período predominante del suelo).

Tabla 9.14

| CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO<br>EN LA CIMENTACIÓN                   | PERÍODO<br>(SEGUNDOS) |
|--|-----------------------|
| I Roca, grava densa, grava arenosa<br>densa                            | $T_s = 0.3$           |
| II Arena densa, suelo cohesivo duro o<br>firme.                        | $T_s = 0.6$           |
| III Suelos granulares sueltos, suelos<br>cohesivos medianos o blandos. | $T_s = 0.9$           |

### 9.5.2 FACTOR DE SUELO (S).

Este factor considera los efectos de amplificación de la acción sísmica que se producen por las características del subsuelo de cimentación, considerando éste de una profundidad de  $1/2$  de la menor dimensión de la base de la edificación y dependiendo fundamentalmente



de su capacidad portante. Los valores de S están referidos al comportamiento de estructuras sobre un estrato duro.

**Tabla 9.15**

| Suelo     | Factor "S" |
|-----------|------------|
| Suelo I   | 1.00       |
| Suelo II  | 1.20       |
| Suelo III | 1.40       |

### 9.5.3 FACTOR DE ZONA.

Depende de la zona sísmica donde esta ubicada la edificación.

Una zona sísmica se caracteriza por el grado de actividad sísmica que tiene el lugar. El Perú ha sido dividido en 3 zonas, siendo la Zona 1 la de mayor actividad y la zona 3 la de menor actividad.

**Tabla 9.16**

|            | Zona 1 | Zona 2 | Zona 3 |
|------------|--------|--------|--------|
| Factor "Z" | 1.0    | 0.7    | 0.3    |

### 9.5.4 COEFICIENTE SÍSMICO (C)

Es la fracción del peso de la edificación "p" que debe tomarse para la determinación de la fuerza cortante en la base, el que se calculará

mediante el espectro de respuesta de aceleraciones generalizado y expresado mediante fórmula función del período fundamental de la estructura (T) y del período predominante del suelo (Ts).

Se determina, según la fórmula siguiente :

$$C = 0.8 / ((T/T_s) + 1.0)$$

El valor de "C" no se tomará menor que 0.16 ni mayor que 0.40.  
Ts no se tomará menor que 0.3 segundos ni mayor que 0.9 segundos.  
El período de vibración fundamental de la estructura (T), de la estructura se determinará mediante procedimientos teóricos que cumplan con las ecuaciones de la dinámica y que tengan en cuenta las características estructurales y la distribución de masas de la edificación.

#### **9.5.5 FUERZA HORIZONTAL O CORTANTE TOTAL**

La fuerza horizontal en la base de la edificación debido a la acción sísmica se determinará por la fórmula siguiente:

$$H = (Z \times U \times S \times C \times P) / R_d$$

donde:

Z = Factor de zona.

U = Factor de uso e importancia.

S = Factor de suelo.

C = Coeficiente sísmico.

R<sub>d</sub> = Factor de ductibilidad.

P = Peso de la edificación.

## 9.6 ASPECTOS DE DISEÑO.

En la preparación del proyecto de la edificación el ingeniero especialista en suelos interviene normalmente durante la fase de preparación del anteproyecto arquitectónico, cuando la estructura está definida sólo en forma primaria, se conoce la ubicación de las columnas y tal vez la de algunas placas, pero no está definida la dimensión de los elementos estructurales ni las cargas que actúan en cada uno de ellos; menos aún se ha evaluado el comportamiento sísmico de la edificación.

Dentro de este conjunto de informaciones limitadas y gran número de incertidumbres, el ingeniero especialista de suelos tiene que hacer la investigación de campo y de laboratorio, así como el procesamiento y análisis de la información obtenida, para finalmente proporcionar las recomendaciones que van a servir de base para que se haga el análisis de la edificación y el diseño estructural de las cimentaciones.

Esto marca un indudable interrelación entre los dos especialistas; el de suelos y el estructural, más allá del simple intercambio de información, ya que para un adecuado proyecto estructural es necesario que ambos conozcan las limitaciones y alcances de los análisis efectuados.

Desde el punto de vista del ingeniero estructural, después de resuelto cualquier problema inherente a la ubicación del terreno, solicita esencialmente

la presión admisible del suelo, el nivel de cimentación correspondiente a la presión anterior, así mismo requiere conocer la necesidad o no de considerar asentamientos diferenciales importantes y como clasificar a éste suelo para la aplicación de las Normas Peruanas de *Diseño Sismo-Resistente*.

Esta información se solicita sabiendo que, aunque los análisis de la edificación se pudieran realizar con el auxilio de computadoras, la precisión de los resultados no va más allá de la que dan las hipótesis de diseño, la variación existente entre las sobrecargas realmente aplicadas y los valores indicados en la Norma de cargas, y las diferencias que producen en el análisis los distintos modelos matemáticos de los pórticos estructurales.

#### 9.6.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS Y CONDICIONES DE VERIFICACIÓN.

Al determinar las cargas para el diseño de la cimentación deben separarse éstas en permanentes (D), sobrecargas (L), fijas (F), de impacto (I), de sismo o de viento (W).

*Las cargas permanentes* están constituidas por el peso de la estructura, incluyendo los muros de albañilería y el peso de cimentación deben considerarse separadamente dos casos : que la subpresión disminuya el peso de la cimentación y que no actúe la subpresión por una posible disminución del nivel del agua.

*La sobrecarga es de tipo móvil*, su valor por  $m^2$  está determinado

en la norma de cargas, en función del uso de la edificación. En el caso de edificios, debe tenerse en cuenta la reducción del valor de la sobrecarga que considera la Norma en función del número de pisos.

*Las cargas fijas* son aquellas que están consideradas como cargas permanentes o sobrecargas. Caen en ésta categoría las producidas por los momentos debidos a cargas excéntricas o a la presión lateral de agua o tierra. Los momentos producidos por éste tipo de cargas deben calcularse en la base de la zapata.

*Las cargas de impacto* usualmente son transmitidas por las columnas cuando hay una transmisión violenta de carga sobre ellas. Si la carga estática equivalente a la carga dinámica sobre una columna no excede de 150 % de la carga permanente más la componente vertical de la cargas fijas que actúan sobre la columna, puede despreciarse el efecto de impacto. Para valores mayores considerar como efecto de impacto sólo el exceso sobre el 150 %.

*Las cargas producidas por el sismo o viento* se consideran de acuerdo a lo indicado en la Norma correspondiente.

Para el dimensionamiento en planta de la cimentación estas cargas no deben multiplicarse por ningún factor de amplificación. La presión promedio más desfavorable, en el caso de zapatas aisladas, o la combinación de momento y fuerza cortante más desfavorable, en el caso de solados o zapatas combinadas, se determinará considerando las

combinaciones siguientes o alguna otra que pueda ser aplicable en un caso particular.

- Cargas estáticas:

$$D + L + F$$

- Cargas de impacto:

$$D + L + F + I$$

- Combinación de cargas:

$$D + L + F + W$$

$$D + F + W$$

$$D + W$$

La verificación de las dimensiones en planta de la cimentación para las cargas estáticas, se hace empleando el valor de la presión admisible determinada en el estudio de suelos. Cuando se verifica para las cargas de impacto, el valor de la presión admisible se puede incrementar en 25%. Cuando se verifica para las combinaciones de carga, el valor de la presión admisible se puede incrementar en 33%.

Los criterios que se han dado corresponden a la etapa de diseño estructural de la cimentación, cuando la presión admisible del suelo ya ha sido determinada y el proyecto arquitectónico está terminado. Sin embargo, el especialista de suelos debe determinar la presión admisible de terreno en una etapa preliminar del proyecto, con una arquitectura no

bien definida y en muchos casos sin una estructuración ni dimensionamiento previo.

Para hacer esta determinación deberá estimarse con una aproximación adecuada el valor de la carga axial y momento de flexión que actúan en una columna determinada.

La carga axial en la columna se determina multiplicando el área tributaria de piso por la carga estimada por  $m^2$ . Debe considerarse el caso de edificios o casas y el de techos metálicos ligeros.

En el caso de edificios esta carga usualmente vale 1000 y 1200  $Kg/m^2$ , según la densidad de tabiques que exista en la planta de arquitectura. En casos no convencionales el valor debe estimarse como se indica a continuación.

Las partidas a considerar son:

- Peso del aligerado o losa
- Peso del acabado de piso
- Peso de los tabiques y/o parapetos
- Peso de las vigas
- Peso de la columna
- Sobrecarga

Para estimar el peso del aligerado, considerese que para luces hasta

de 5m. se emplea un aligerado de 20cm. de espesor con un peso de 300 Kg/m<sup>2</sup>. Para luces mayores de 5.5m. se emplea un aligerado de 25cm. de espesor con un peso de 350 Kg/m<sup>2</sup> si se trata de losas macizas, puede considerarse 5cm. menos de espesor.

El acabado normal de piso, de 5 cm. de espesor, tiene un peso de 100 Kg/m<sup>2</sup>.

Los muros tienen un peso variable de acuerdo con el tipo y ancho del ladrillo empleado. Un valor usual es de 250 Kg/m<sup>2</sup> para tabiques de soga y de 400 Kg/m<sup>2</sup> para tabiques de cabeza.

El peralte de las vigas se pueden estimar como 1/10 de la luz, con un ancho 25cm. para vigas de luz menor de 5m. y de 30cm. para vigas de luz mayor de 5m. , calculándose con estas dimensiones el peso por metro lineal.

El área de la sección de la columna, en cm<sup>2</sup> , se puede obtener de una manera aproximada dividiendo la carga acumulada de los pisos superiores, en Kg., entre 80.

Si el edificio es de oficinas la sobrecarga será de 250 Kg/m<sup>2</sup> , y si es vivienda será de 200 Kg/m<sup>2</sup>.

Como un ejemplo, en un edificio de oficinas, vamos a aplicar estos valores al caso de una columna de 30 x 60cm. de sección y 2.40m. de alto



de piso a techo, con una área tributaria de 5m. x 6m., aligerado de 20cm. de espesor, vigas de 30 x 55 cm. y 16m. lineales de tabiques de sogá dentro del área tributaria:

- Peso de los tabiques :  $11\text{m} \times 2.10\text{m} \times 250 = 5775 \text{ Kg.}$   
 $5\text{m} \times 2.40\text{m} \times 250 = 3000 \text{ Kg.}$   
 Peso total =  $8775 \text{ Kg.}$   
 Peso por  $\text{m}^2 = 8775/30 = 295 \text{ Kg/m}^2$

- Peso de las vigas :  $0.30\text{m} \times 0.55\text{m} \times 2400 = 396\text{Kg/m.}$   
 Peso total =  $396 \times 11\text{m.} = 4356 \text{ Kg.}$   
 Peso por  $\text{m}^2 = 4356/30 \text{ m}^2 = 145 \text{ Kg/m}^2$

- Peso de la columna :  $0.30\text{m} \times 0.60\text{m} \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}$   
 Peso total =  $432 \times 2.40\text{m} = 1037 \text{ Kg}$   
 Peso por  $\text{m}^2 = 1037/30 \text{ m}^2 = 35 \text{ Kg/m}^2$

**Tabla 9.17**

| RESUMEN DE CARGAS |                        |
|-------------------|------------------------|
| - Aligerado       | 300Kg/m <sup>2</sup>   |
| - Piso acabado    | 100 Kg/m <sup>2</sup>  |
| - Tabiques        | 295 Kg/m <sup>2</sup>  |
| - Vigas           | 145 Kg/m <sup>2</sup>  |
| - Columnas        | 35 Kg/m <sup>2</sup>   |
| - Sobrecarga      | 250 Kg/cm <sup>2</sup> |

|       |                        |
|-------|------------------------|
| TOTAL | 1125 Kg/m <sup>2</sup> |
|-------|------------------------|

Vemos que en un caso usual como este concuerda bien con los valores promedio dados, para una planta arquitectónica con una cantidad importante de tabiques.

En el caso de estructuras metálicas ligeras, con cobertura de eternit, del tipo de tijerales o arcos biarticulados, la carga por m<sup>2</sup> se puede estimar en 60 Kg/m<sup>2</sup>. Esta carga no considera la existencia de falsos cielos ni el peso de maquinarias o equipos que se puedan colgar de la estructura.

El incremento de la carga axial por acciones sísmicas puede dejar de considerarse bajo la suposición de que su efecto corresponde al 33% de incremento en la presión admisible del suelo.

La determinación de los momentos estimados de flexión debe hacerse también para cargas verticales y de sismo.

Para cargas verticales los momentos de flexión son de poca importancia, salvo que se trate de pórticos de grandes luces, mayores de 12m. , o de cargas muy pesadas.

Estimar un valor de los momentos de flexión debidos a sismo, antes de efectuar el análisis estructural, es muy difícil, particularmente si existen placas dentro del sistema de pórticos de la estructura. Un criterio, usualmente conservador para las columnas, es estimar la fuerza

horizontal actuante en la columna en estudio en base a la carga axial que actúa sobre ella, calculada por el procedimiento ya explicado.

El proceso que nos permite determinar la fuerza sísmica horizontal está dado por las Normas Peruanas, cuya fórmula es la siguiente:

$$H = ( Z \times U \times S \times C \times P ) / R_d$$

Donde algunos valores son de determinación inmediata, como el factor de zona (Z), el de uso (U) y el coeficiente sísmico (C), debiéndose tener cuidado en el factor de suelo (S) que depende del tipo de suelo encontrado, el que se clasificará en uno de los tres grupos establecidos en las Normas Peruanas, clasificación que además de establecer el valor de S, permite estimar el período predominante del perfil del suelo (Ts) que interviene en la fórmula para calcular el coeficiente sísmico (C).

Igualmente debe tenerse cuidado en la elección del factor de ductibilidad ( $R_d$ ), cuyos valores están dados en las Normas Peruanas. En la tabla se establecen valores de  $R_d$  desde 1.5 hasta 6, correspondiendo los valores de 5 y 6 a pórticos dúctiles especiales con o sin muros de corte especiales. De acuerdo a la experiencia actualmente disponible, estos valores de 5 y 6 son inadecuados, no recomendándose su empleo; en nuestra práctica profesional casi nunca se les ha empleado y recientemente a consecuencia de los últimos sismos se han eliminado estos dos valores.

Calculada la fuerza horizontal H que actúa en la columna en estudio, el

momento de flexión se puede estimar multiplicando este valor por 0.55h, donde h es la altura de la columna del primer nivel.

Con estos datos se tiene completa la información complementaria que hace posible el cálculo de la presión admisible en un determinado tipo de suelo.

#### 9.6.1.1

#### CALCULO DE FUERZA CORTANTE EN LA BASE POR EL MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE.

$$H = (Z \times U \times S \times C \times P) / R_d$$

H= Fuerza cortante en la base de la edificación.

#### CALCULO DE "P"

Para el presente se ha considerado una área tributaria de 16m<sup>2</sup> por columna.

Peso del área tributaria del segundo piso = 16 m<sup>2</sup> x 1 tn/m<sup>2</sup> = 16 tn

Peso del área tributaria del primer piso = 16 m<sup>2</sup> x 1 tn/m<sup>2</sup> = 16 tn

Peso total sobre la columna (P) = 16 tn. + 16 tn. = 32 tn.

#### CALCULO DE "Z"

$$Z = 1.00$$

Por RNC.

#### CALCULO DE "U".

$$U = 1.00$$

Por RNC.

CALCULO DE "S".

$$S = 1.20$$

CALCULO DE "C".

$$C = 0.40$$

$T = 0.8 N$ (número de pisos)

$T_s = 0.6$

CALCULO DE "Rd".

$$R_d = 4.00$$

Se ha considerado  $R_d = 4.00$  pues se considera que son edificios de concreto armado y que sus pórticos y/o muros no satisfacen integralmente los requisitos especiales de ductibilidad.

#### 9.6.1.2

**CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL EN LA BASE.**

$$H = (Z \times U \times S \times C \times P) / R_d$$

$$H = (1 \times 1 \times 1.20 \times 0.4 \times 32.00) / 4$$

$$H = 3.84 \text{ tn.}$$

## 9.7 TIPOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Antes de indicar los tipos de cimentaciones superficiales usualmente empleadas en nuestra práctica profesional, debemos dar algunas características y recomendaciones a cumplir por todas ellas.

En el caso de edificios o instalaciones industriales es conveniente que la parte superior de la cimentación se halle por lo menos 30 cm. por debajo del falso piso, en el caso de un edificio, o de la losa de piso en el caso de una instalación industrial. Esto permite que sobre las zapatas se puedan colocar las trampas de los desagües de baños del primer piso, bajadas de desagüe, que pasen sobre ella tuberías superficiales, que en instalaciones industriales se puedan colocar drenajes para recoger el agua de lavado de los pisos, etc.

El peralte mínimo recomendado para la cimentación es de 60 cm. , con el fin de tener elementos rígidos en concordancia con la hipótesis de columnas empotradas en la cimentación; ésta rigidez disminuye además, la posibilidad de fisuración en el concreto, la que es inconveniente en un elemento enterrado por la posibilidad de corrosión. Este peralte debe permitir también el anclaje de la armadura de las columnas, que en un país sísmico como el nuestro, debe siempre poder trabajar en tracción; recordemos que en el caso de fierro de columna de 1" con gancho horizontal, la parte vertical del fierro debe tener como mínimo 40 cm. por lo que un peralte de 60 cm, permite un adecuado anclaje.

Las dos recomendaciones anteriores significan que se debe tener una

profundidad mínima de cimentación de 90 cm., lo que es conveniente además porque da una capacidad para resistir fuerzas horizontales por acción del empuje pasivo del suelo, en adición a las que se resisten por fricción. Esto es importante en el caso de sismos, ya que se tienen acelerogramas con aceleraciones verticales importantes actuando simultáneamente con las aceleraciones horizontales, que son usualmente las únicas consideradas en el diseño.

Otra consideración general es la manera de tomar en cuenta el peso propio de la cimentación y el del relleno. La presión admisible que determina el estudio de suelos debe dar el valor máximo de la presión promedio que puede aplicar la estructura por encima de la presión que ya está soportando el terreno, esto significa que el peso del material de relleno de la excavación no se considera y el peso del concreto de la cimentación puede tomarse como  $1800 \text{ Kg/m}^3$ , cosa que usualmente no se hace. Una manera práctica de considerar el peso de la cimentación al comenzar el diseño, es disminuir  $0.1 \text{ Kg/cm}^2$  en el valor de la presión admisible o  $0.2 \text{ Kg/cm}^2$  si se considera el peso del concreto sin reducción.

Los tipos de cimentación superficial usualmente empleados entre nosotros son los siguientes:

- Zapatas aisladas
- Zapatas combinadas
- Zapatas conectadas
- Vigas de cimentación

- Solados

### **9.7.1 ZAPATAS AISLADAS**

Constituyen el tipo más usual por razones de economía. Pueden ser centradas o excéntricas y resisten sólo carga axial o carga axial y momento.

### **9.7.2 ZAPATA COMBINADA**

Es una losa grande, usualmente es la cimentación de dos columnas. Se le emplea cuando las columnas están muy juntas y se superpondrían las zapatas, para evitar el efecto de la excentricidad cuando una de las columnas es perimetral o cuando hay posibilidad de asentamientos diferenciales importantes.

### **9.7.3 ZAPATA CONECTADA**

Es una solución alternativa al caso anterior para evitar el efecto de la excentricidad cuando una de las dos columnas es perimetral, es una solución muy empleada por su economía.

### **9.7.4 VIGA DE CIMENTACIÓN O ZAPATA CONTÍNUA**

Se emplea generalmente sólo para cimentar columnas perimetrales y en los casos en que el ancho es reducido y por lo tanto la excentricidad



no crea problemas para el diseño.

### **9.7.5 PLATEA DE CIMENTACIÓN.**

Puede o no tener vigas de cimentación. La solución normalmente empleada entre nosotros es con vigas de cimentación. Es una solución estructuralmente muy buena, pero de un costo elevado, por lo que se emplea sólo cuando las otras soluciones no resultan prácticas. Su uso es necesario cuando el área cubierta por las zapatas es muy grande en relación al área bajo la edificación o cuando los asentamientos resultan excesivos para poder emplear una solución con zapatas aisladas.

En relación con los asentamientos, debe tenerse en cuenta que los valores con los que se aprecia en los estudios de suelos no guardan una relación directa con la manera de considerarlos en el diseño estructural, ya que el asentamiento admisible total de 2.5 cm. usualmente utilizado en los estudios de suelos (con asentamiento diferencial del orden de 1.5 cm ) se considera normal y se basa en información estadística de edificaciones reales que muestran que no han sufrido daños con ese nivel de asentamiento.

Desde el punto de vista estructural no debe diseñarse para resistir esos niveles de asentamiento, sino que debe escogerse el tipo de cimentación adecuado para que esos asentamientos diferenciales sean soportados por la estructura sin precauciones adicionales.

## **9.8 CRITERIOS PARA ELEGIR EL TIPO DE CIMENTACIÓN.**

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

- 6.- Siempre que sea posible deben emplearse zapatas aisladas por su menor costo y porque es posible resistir con ellas no sólo cargas axiales sino también momentos. Cuando la excentricidad producida por los momentos de flexión es muy grande y aumenta desproporcionadamente las dimensiones de la zapata, debe examinarse la posibilidad de profundizar la cimentación, reduciendo sus dimensiones a lo necesario para resistir la carga axial, resistiendo los momentos por la acción de la reacción lateral del suelo en las caras laterales de la zapata, tal como se hace en los postes. En este caso debe tenerse la seguridad de en el futuro no se van a hacer excavaciones que dejen al descubierto parte de la cimentación, como puede suceder en zapatas situadas en límite de propiedad.

Para el caso de columnas perimetrales, cuando la carga axial no es muy elevada, es posible emplear zapatas aisladas excéntricas, siempre que la columna esté unida a una viga o losa en su parte superior, de modo que pueda equilibrar el momento producido por la excentricidad de la zapata con una fuerza de tracción desarrollada en el elemento de techo.

Una solución alternativa a éste caso es el empleo de vigas de cimentación (zapatas continuas) a lo largo del perímetro de la edificación, que puede ser una solución económicamente competitiva ya que además reemplaza al cimiento del muro perimetral que seguramente existe.

Si la carga axial en las columnas perimetrales es muy alta, la solución anterior no es aplicable. En este caso la solución recomendable

es el empleo de zapatas conectadas, que resulta generalmente la solución más económica.

Cuando las columnas están muy cerca y las zapatas se superponen, se emplean zapatas combinadas. Este tipo de zapata también se emplea cuando se tiene un elemento estructural, como las cajas del ascensor, que toma un momento sísmico muy grande en relación a la carga axial que actúa sobre ella; en este caso conviene combinar esta zapata con las de algunas columnas cercanas, para así reducir las excentricidades y tener una distribución de presión más uniforme.

En el caso de tener asentamientos importantes, más allá de los 2.5 cm. considerados usualmente como aceptables, se pueden emplear zapatas aisladas unidas con vigas de cimentación para el caso de asentamientos mucho mayores, que pueden llegar hasta 5 cm.

## **9.9 DISEÑO DE CIMENTACIONES.**

### **9.9.1 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN.**

Se recomienda cimentar por debajo de la profundidad en la cual el suelo no experimenta variaciones en sus propiedades físicas por efectos de los cambios climatológicos y en donde pueda encontrar un mejor terreno de cimentación, siendo esta profundidad de 1.00 m. como mínimo ( $D_f = 1.00$ ).

### **9.9.2 TIPO DE CIMENTACIÓN.**

Dada la naturaleza areno-arcillosa de gran parte de las zonas analizadas poco densas a sueltas y además para el presente estudio se ha tomado como ejemplo tipo una cimentación para una edificación de dos plantas con una apreciable cantidad de muros, se considera que el tipo de cimentación superficial a emplearse, serán zapatas rectangulares desplantadas a 1.00 m. y reforzadas mediante vigas de cimentación. Debajo de las zapatas rectangulares superficiales se emplearán falzas zapatas hasta conseguir la profundidad deseada ( $D_f = 1.00$  m.). Las dimensiones de estas cimentaciones son variables.

### **9.9.3 CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA.**

La capacidad admisible de carga se ha determinado empleando las siguientes fórmulas :

Terzaghi  
Meyerhof  
Vesic  
Hansen

La primera en base a la metodología del Dr Terzaghi que es la más tradicional, universalmente conocida y que aún esta en vigencia; además, los métodos de Meyerhof, Hansen y Vesic que son los más utilizados en los países de América y Europa.

En vista que los valores de la capacidad admisible al emplear cada uno de los métodos son diferentes se ha creído

conveniente tomar el valor promedio y de esta manera no caer en valores demasiado conservadores.

A continuación se presenta los cuadros de resultados obtenidos en el cálculo de la capacidad de carga admisible, utilizando métodos de cálculo, según diferentes autores.

Los cálculos han sido efectuados en concordancia con la zonificación efectuada.

| <b>ZONA 1</b>  |                                   |          |          |
|--|-----------------------------------|----------|----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>  |                                   |          |          |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>  |                                   |          |          |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.79 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; c= 6.24 $\text{tn/m}^2$ |                                   |          |          |
| Factores de carga  | Nc= 5.7                           | Nq= 1.00 | Np= 0.00 |
| Capacidad admisible de carga   | $q_{adm.} = 1.60 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>  |                                   |          |          |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.79 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; c= 6.24 $\text{tn/m}^2$ |                                   |          |          |
| Factores de carga  | Nc= 5.14                          | Nq= 1.00 | Np= 0.00 |
| Capacidad admisible de carga   | $q_{adm.} = 1.54 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>  |                                   |          |          |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.79 \text{ tn/m}^3$ ; FS= 3.00 ; c= 6.24 $\text{tn/m}^2$  |                                   |          |          |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0                         |                                   |          |          |
| Factores de carga  | Nc= 5.14                          | Nq= 1.00 | Np= 0.00 |
| Factores de forma  | Sc= 1.20                          | Sq= 1.00 | Sp= 0.9  |
| Factores de inclinación  | Ic= 1.00                          | Iq= 1.00 | Ip= 1.00 |
| Factores de profundidad  | Dc= 1.35                          | Dq= 1.00 | Dp= 1.00 |
| Capacidad admisible de carga   | $q_{adm.} = 1.79 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>   |                                   |          |          |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.79 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; c= 6.24 $\text{tn/m}^2$ |                                   |          |          |
| NF= 20 ; E= 2000 ; $\mu= 0.2$  |                                   |          |          |
| Factores de carga  | Nc= 5.14                          | Nq= 1.00 | Np= 0.00 |
| Factores de forma  | Sc= 1.19                          | Sq= 1.00 | Sp= 0.6  |
| Capacidad admisible de carga   | $q_{adm.} = 1.13 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |
| Capacidad admisible promedio   | $q_{adm.} = 1.51 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |

| <b>ZONA 2</b>  |                                   |          |          |
|--|-----------------------------------|----------|----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>  |                                   |          |          |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>  |                                   |          |          |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.75 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; c= 6.70 $\text{tn/m}^2$ |                                   |          |          |
| Factores de carga  | Nc= 5.7                           | Nq= 1.00 | Np= 0.00 |
| Capacidad admisible de carga   | $q_{adm.} = 1.71 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>  |                                   |          |          |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.75 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; c= 6.70 $\text{tn/m}^2$ |                                   |          |          |
| Factores de carga  | Nc= 5.14                          | Nq= 1.00 | Np= 0.00 |
| Capacidad admisible de carga   | $q_{adm.} = 1.65 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>  |                                   |          |          |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.75 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; c= 6.70 $\text{tn/m}^2$ |                                   |          |          |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0                         |                                   |          |          |
| Factores de carga  | Nc= 5.14                          | Nq= 1.00 | Np= 0.00 |
| Factores de forma  | Sc= 1.20                          | Sq= 1.00 | Sp= 0.9  |
| Factores de inclinación  | Ic= 1.00                          | Iq= 1.00 | Ip= 1.00 |
| Factores de profundidad  | Dc= 1.35                          | Dq= 1.00 | Dp= 1.00 |
| Capacidad admisible de carga   | $q_{adm.} = 1.91 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>   |                                   |          |          |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.75 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; c= 6.70 $\text{tn/m}^2$ |                                   |          |          |
| NF= 20 ; E= 2000 ; $\mu= 0.2$  |                                   |          |          |
| Factores de carga  | Nc= 5.14                          | Nq= 1.00 | Np= 0.00 |
| Factores de forma  | Sc= 1.19                          | Sq= 1.00 | Sp= 0.6  |
| Capacidad admisible de carga   | $q_{adm.} = 1.21 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |
| Capacidad admisible promedio   | $q_{adm.} = 1.62 \text{ Kg/cm}^2$ |          |          |



| <b>ZONA 3</b>   |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                     |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.76 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 34$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 34.24                         | Nq= 19.98 | Np= 17.03 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.57 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.76 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 34$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 27.86                         | Nq= 16.44 | Np= 13.24 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.59 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.76 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 34$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0            |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 27.86                         | Nq= 16.44 | Np= 15.41 |
| Factores de forma   | Sc= 1.23                          | Sq= 1.22  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.70 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.76 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 34$ |                                   |           |           |
| NF= 20 ; E= 2000 ; $\mu= 0.2$   |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 27.86                         | Nq= 16.44 | Np= 19.34 |
| Factores de forma   | Sc= 1.59                          | Sq= 1.55  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.22 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 1.22 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| <b>ZONA 4</b>   |                                    |           |           |
|---|------------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                       |                                    |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                    |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.69 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                    |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 29.24                          | Nq= 15.90 | Np= 12.8  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.185 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                    |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.69 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                    |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.84                          | Nq= 13.20 | Np= 9.46  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.39 \text{ Kg/cm}^2$  |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                    |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.69 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                    |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0              |                                    |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                          | Nq= 13.20 | Np= 11.19 |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                           | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                           | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                           | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.28 \text{ Kg/cm}^2$  |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                    |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.69 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                    |           |           |
| NF= 5.00 ; E= 900 ; $\mu = 0.2$   |                                    |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                          | Nq= 13.20 | Np= 14.47 |
| Factores de forma   | Sc= 1.55                           | Sq= 1.51  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.91 \text{ Kg/cm}^2$  |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 0.94 \text{ Kg/cm}^2$  |           |           |

| <b>ZONA 5</b>   |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                     |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.77 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 29.24                         | Nq= 15.90 | Np= 12.80 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.24 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.77 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 1.32  | Np= 9.46  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.41 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.77 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 27$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0            |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 1.12  |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                          | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.34 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.77 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 27$ |                                   |           |           |
| NF= 0.50 m. ; E= 1000 ; $\mu= 0.2$  |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 14.47 |
| Factores de forma   | Sc= 1.55                          | Sq= 1.51  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 0.94 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| <b>ZONA 6</b>   |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                       |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.82 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 26$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 27.09                         | Nq= 14.21 | Np= 11.13 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.13 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = \text{tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 26$       |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 22.25                         | Nq= 11.85 | Np= 8.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.35 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.82 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 26$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0              |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 22.25                         | Nq= 11.85 | Np= 9.53  |
| Factores de forma   | Sc= 1.21                          | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.22 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.82 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 26$ |                                   |           |           |
| NF= 3 ; E= 1000 ; $\mu = 0.2$   |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 22.25                         | Nq= 11.85 | Np= 12.53 |
| Factores de forma   | Sc= 1.53                          | Sq= 1.49  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.89 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| <b>ZONA 7</b>   |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                       |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.79 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 29.24                         | Nq= 15.90 | Np= 12.80 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.25 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.79 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 9.46  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.42 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.79 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0              |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 11.19 |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                          | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.79 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| NF= 5.00 m. ; E= 1000 ; $\mu = 0.2$   |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 14.47 |
| Factores de forma   | Sc= 1.55                          | Sq= 1.50  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.98 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| ZONA 8  |                                  |           |           |
|---|----------------------------------|-----------|-----------|
| CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA  |                                  |           |           |
| MÉTODO DE TERZAGHI  |                                  |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.67 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 26$ |                                  |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 27.09                        | Nq= 14.21 | Np= 11.13 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm} = 1.04 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| MÉTODO DE MEYERHOF  |                                  |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.67 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 26$ |                                  |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 22.25                        | Nq= 11.85 | Np= 0.8   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm} = 0.32 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| MÉTODO DE HANSEN  |                                  |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.67 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 26$ |                                  |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0            |                                  |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 22.25                        | Nq= 11.85 | Np= 9.53  |
| Factores de forma   | Sc= 1.21                         | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                         | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                         | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm} = 1.12 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| MÉTODO DE VESIC   |                                  |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.67 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 26$ |                                  |           |           |
| NF= 3.00 m. ; E= 1000 ; $\mu= 0.2$  |                                  |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 22.25                        | Nq= 11.85 | Np= 12.54 |
| Factores de forma   | Sc= 1.53                         | Sq= 1.49  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm} = 0.78 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm} = 0.82 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| <b>ZONA 9</b>   |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                     |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.69 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 28$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 31.61                         | Nq= 17.81 | Np= 14.75 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.33 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.69 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 28$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 25.80                         | Nq= 14.71 | Np= 11.19 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.47 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.69 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 28$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0            |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 25.80                         | Nq= 14.72 | Np= 13.13 |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                          | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.44 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.69 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 28$ |                                   |           |           |
| NF= 2.00 m. ; E= 1000 ; $\mu= 0.2$  |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 25.80                         | Nq= 14.72 | Np= 16.72 |
| Factores de forma   | Sc= 1.57                          | Sq= 1.53  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.02 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 1.06 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| <b>ZONA 10</b>  |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                       |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.84 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 29.24                         | Nq= 15.90 | Np= 12.80 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.29 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.84 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 9.46  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.43 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.84 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0              |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 11.19 |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                          | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.39 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.84 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| NF= 4.00 m. ; E= 1000 ; $\mu = 0.2$   |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 14.47 |
| Factores de forma   | Sc= 1.55                          | Sq= 1.55  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.01 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 1.03 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |



| <b>ZONA 11</b>  |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                       |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.74 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 28$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 31.61                         | Nq= 17.81 | Np= 14.75 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.37 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.74 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 28$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 25.80                         | Nq= 14.72 | Np= 11.19 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.48 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.74 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 28$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0              |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 25.80                         | Nq= 14.71 | Np= 13.13 |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                          | Sq= 1.20  | Sp= 0.88  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.49 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.74 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 28$ |                                   |           |           |
| NF= 3.00 m. ; E= 1000 ; $\mu = 0.2$   |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 25.80                         | Nq= 14.71 | Np= 16.71 |
| Factores de forma   | Sc= 1.57                          | Sq= 1.53  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.06 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 1.1 \text{ Kg/cm}^2$  |           |           |

| <b>ZONA 12</b>  |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                       |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.72 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 29.24                         | Nq= 15.90 | Np= 12.80 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.21 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.72 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 9.46  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.40 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.72 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0              |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 11.19 |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                          | Sq=1.20   | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.30 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.72 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| NF= 2.00 m. ; E= 1000 ; $\mu = 0.2$   |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 14.47 |
| Factores de forma   | Sc= 1.55                          | Sq= 1.51  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.93 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 0.96 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| <b>ZONA 13</b>  |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                     |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.64 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 29$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 34.24                         | Nq= 19.98 | Np= 17.04 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.46 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.64 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 29$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 27.86                         | Nq= 16.44 | Np= 13.24 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.54 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.64 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 29$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0            |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 27.86                         | Nq= 16.44 | Np= 15.41 |
| Factores de forma   | Sc= 1.23                          | Sq= 1.22  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.59 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.64 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 29$ |                                   |           |           |
| NF= 1.00 m. ; E= 2000 ; $\mu= 0.2$  |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 27.86                         | Nq= 16.44 | Np= 19.34 |
| Factores de forma   | Sc= 1.59                          | Sq= 1.55  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.10 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 1.17 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| <b>ZONA 14</b>  |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                       |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.62 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 29.24                         | Nq= 15.89 | Np= 12.80 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.13 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.62 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 9.46  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.38 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.62 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0              |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.84                         | Nq= 13.20 | Np= 11.19 |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                          | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.22 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.62 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| NF= 1.00 ; E= 1000 ; $\mu = 0.2$  |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 1.55                          | Nq= 1.51  | Np= 0.6   |
| Factores de forma   | Sc= 1.55                          | Sq= 1.51  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.86 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| <b>ZONA 15</b>  |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                       |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.63 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 29.23                         | Nq= 15.90 | Np= 12.80 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.14 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.63 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.84                         | Nq= 13.20 | Np= 9.46  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.38 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.63 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0              |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 11.19 |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                          | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.23 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma = 1.63 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi = 27$ |                                   |           |           |
| NF= 0.50 m. ; E= 1000 ; $\mu = 0.2$   |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 23.94                         | Nq= 13.20 | Np= 14.47 |
| Factores de forma   | Sc= 1.55                          | Sq= 1.51  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.65 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 0.85 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

| <b>ZONA 16</b>  |                                   |           |           |
|---|-----------------------------------|-----------|-----------|
| <b>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA</b>                                     |                                   |           |           |
| <b>MÉTODO DE TERZAGHI</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.67 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 28$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 31.61                         | Nq= 17.80 | Np= 14.75 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.32 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE MEYERHOF</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.67 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 28$ |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 25.80                         | Nq= 14.71 | Np= 11.19 |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 0.46 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE HANSEN</b>   |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.67 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 28$ |                                   |           |           |
| Carga vertical V = 32 tn. ; Carga horizontal H= 3.84 ; excentricidad e = 0            |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 25.80                         | Nq= 14.72 | Np= 13.13 |
| Factores de forma   | Sc= 1.22                          | Sq= 1.20  | Sp= 0.89  |
| Factores de inclinación   | Ic= 0.87                          | Iq= 0.88  | Ip= 0.77  |
| Factores de profundidad   | Dc= 1.35                          | Dq= 1.35  | Dp= 1.00  |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.43 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| <b>MÉTODO DE VESIC</b>  |                                   |           |           |
| B=1.00 m L= 1.00 m. Df=1.00 m. $\gamma= 1.67 \text{ tn/m}^3$ ; FS = 3.00 ; $\phi= 28$ |                                   |           |           |
| NF= 1.00 ; E= 1000 ; $\mu= 0.2$   |                                   |           |           |
| Factores de carga   | Nc= 25.80                         | Nq= 14.72 | Np= 16.72 |
| Factores de forma   | Sc= 1.57                          | Sq= 1.53  | Sp= 0.6   |
| Capacidad admisible de carga  | $q_{adm.} = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |
| Capacidad admisible promedio  | $q_{adm.} = 1.05 \text{ Kg/cm}^2$ |           |           |

### 9.9.5 MÉTODO DE LAMBE Y WHITMAN PARA EL ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS.

Se calcula en base a la teoría de la Elasticidad, considerando el tipo de cimentación superficial recomendado. Los valores permisibles de asentamientos total se presentan en la Tabla 9.9.

El asentamiento elástico inicial será:

$$S = \Delta q_s \cdot \left\{ B (1 - \mu^2) / E_s \right\} \cdot I_w$$

Donde :

$S$  = asentamiento (cm)

$\Delta q_s$  = esfuerzo neto transmitido ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ )

$B$  = ancho de la cimentación (cm)

$E_s$  = módulo de elasticidad ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ) (Tabla 9.10)

$\mu$  = relación de poisson (Tabla 9.11)

$I_w$  = factor de influencia en función de la forma y rigidez de la cimentación (Bowles, 1977) (Tabla N° 9.12)

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para los diversos tipos de suelos existentes.

Para arena arcillosa suelta y material gravoso deleznable que son los

materiales más predominantes en la zona. Se asume un valor conservador de  $E_s = 1000 \text{ Tn/m}^2$  y  $\mu = 0.25$  para la arena arcillosa y un valores de  $E_s = 5000 \text{ Tn/m}^2$ ,  $\mu = 0.30$  para el material gravoso.

| ZONA | $\Delta q_s$ | $\mu$ | $E_s$ | B   | $I_w$ | S     |
|------|--------------|-------|-------|-----|-------|-------|
| 1    | 1,51         | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,117 |
| 2    | 1,62         | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,118 |
| 3    | 1,27         | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,099 |
| 4    | 0,94         | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,073 |
| 5    | 0,47         | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,037 |
| 6    | 0,9          | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,07  |
| 7    | 1            | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,078 |
| 8    | 0,41         | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,032 |
| 9    | 1,06         | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,082 |
| 10   | 1,03         | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,08  |
| 11   | 0,55         | 0,25  | 1000  | 100 | 0,83  | 0,043 |
| 12   | 0,48         | 0,3   | 5000  | 100 | 0,99  | 0,009 |
| 13   | 0,59         | 0,3   | 5000  | 100 | 0,99  | 0,011 |
| 14   | 0,48         | 0,3   | 5000  | 100 | 0,99  | 0,009 |
| 15   | 0,425        | 0,3   | 5000  | 100 | 0,99  | 0,008 |
| 16   | 0,5          | 0,3   | 5000  | 100 | 0,99  | 0,009 |

Los cálculos de asentamientos se ha realizado considerando una cimentación rígida y esfuerzos transmitidos iguales a la capacidad admisible de carga para la cimentación más crítica.



### 9.9.6 ELEMENTOS QUÍMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACIÓN.

Otra de las consideraciones que debe tenerse en cuenta en las cimentaciones es la presencia de elementos químicos nocivos para la cimentación. A continuación se presenta la siguiente Tabla: 9.18 para determinar el grado de afectación a la cimentación.

**TABLA 9.18**  
**ELEMENTOS QUÍMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACIÓN**

| Presencia en el suelo de: | p.p.m.       | Grado de alteración | Observaciones  |
|---------------------------|--------------|---------------------|--|
| * Sulfatos                | 0 - 1000     | Leve                | Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación                           |
|                           | 1000 a 2000  | Moderado            |  |
|                           | 2000 a 20000 | Severo              |  |
|                           | > 20000      | Muy Severo          |  |
| ** Cloruros               | > 6000       | Perjudicial         | Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos                 |
| ** Sales solubles totales | > 15000      | Perjudicial         | Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación |

\*Comite 318-83 ACI ; \*\*Experiencia existente.

A continuación se presenta los resultados de los ensayos químicos realizados en el subsuelo de la Ciudad Universitaria ubicada en la Ciudad de Morales.

### RESULTADOS DE ENSAYOS QUÍMICOS

| Presencia en el suelo de: | p.p.m. | Grado de alteración | Observaciones  |
|---------------------------|--------|---------------------|--|
| PH                        | 5,7    | Leve                | La cimentación puede construirse con cemento tipo I, y no necesita de aditivos para mejorar el concreto. |
| S.S.T (p.p.m)             | 90     | Leve                |  |
| SO <sub>4</sub> (p.p.m)   | 9,12   | Leve                |  |
| Cl (p.p.m)                | 16,3   | Leve                |  |

FUENTE : ESTUDIO GEOTÉCNICO CIUDAD UNIVERSITARIA.

## CAPITULO X

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### A) CONCLUSIONES.

1.- El Distrito de Morales, Distrito de Tarapoto, Provincia de San Martín, Región San Martín; se encuentra ubicada en la Selva Nororiental Peruana, a 6°28'42" de latitud sur y 76°22'57" de longitud oeste, a una altitud promedio de 283 m.s.n.m.

2.- El clima del Distrito de Morales es Tropical, caracterizado por ser cálido, húmedo, lluvioso, con temperatura media anual de 26° C. La máxima temperatura es de 38° C y la mínima de 11° C.

*La precipitación anual en promedio es de 1,213 mm..* El régimen pluvial, tiene el clásico comportamiento tropical, es decir con dos máximos y dos mínimos al año. El primer valor máximo medio y el más prolongado que supera los 150 mm. por mes, ocurre en Marzo; luego, las lluvias descienden a su valor medio más bajo : 57.2 mm. en Julio. Para volver a elevarse a su segundo máximo anual con un valor medio de 125 mm. en Octubre y descender finalmente en Diciembre a 90.6 mm.

3.- Por la teoría de la Tectónica de Placas, se conoce que en el Perú los sismos se originan principalmente por la interacción de la Placa de Nazca con la Placa Sudamericana.

El Perú en general presenta sismicidad, por estar ubicado muy cerca al límite de encuentro de las placas mencionadas, donde se produce choque, fricción y acumulación de energía, lo cual origina los sismos al liberarse la energía acumulada.

- 4.- Numerosas fallas geológicas se indican que atraviesan la región, según los estudios geológicos realizados.

Al valle del Alto Mayo, se considera geomorfológicamente como una depresión tectónica, es decir, originado por fallas.

Las estructuras geológicas como las fallas observadas, hacen de la región una zona sensiblemente sísmica.

Tanto la tectónica Global como la Tectónica Local, al interactuar, originan una zona de alta sismicidad, donde está incluida el área de estudio.

Un sismo ocurrido por la Tectónica de Moyobamba, tendrá repercusión en Tarapoto.

- 6.- Los cerros que circundan la margen izquierda del área urbana del Distrito de Morales están constituidos por suelos aluviales del cuaternario antiguo y constituyen depósitos de antiguos aluviones.
- 7.- El substrato o basamento rocoso de suelos del Cuaternario, está conformado por rocas sedimentarias del Terciario. En Morales se ha

observado lutitas de color gris rosado, debajo de los depósitos fluviales.

- 8.- Geológicamente el suelo de fundación o cimentación de Morales está constituido por depósitos fluviales inconsolidados del cuaternario Reciente, sin embargo en las laderas también encontramos suelos coluviales y coluvio diluviales.
- 9.- La topografía de Morales muestra un relieve de llanura de nula a escasa pendiente en escalones, que corresponden a las terrazas formadas por sedimentación y erosión fluviales.
- 10.- La correlación de los perfiles del subsuelo, muestra que los suelos han sido sedimentados según una forma lenticular, la cual es característica de los depósitos fluviales.
- 11.- La zona 1, zona 2, zona 3, zona 4 está ligado a la historia del río Mayo y a la evolución geomorfológica de la cordillera escalera.

La zona 5, zona 6, zona 7, zona 8, zona 9, zona 10, zona 11, zona 12, zona 13, zona 14, zona 15, zona 16; están localizadas principalmente en un depósito fluvio aluvional de características variables, correspondiente al cono deyectivo Cuaternario del río Cumbaza y a la evolución geomorfológica de la cordillera escalera.

Las zonas ubicadas al margen del río Cumbaza son suelos en la cual predomina el conglomerado de textura gruesa desde suelto a compacto,

intercalado con capas de arenas medias a finas, limos y arcillas. Por debajo de esta capa se encuentra arenas finas con lentes de limos y arcillas. El nivel freático está a una Profundidad de 3 m. a 5 m. en las partes bajas y mayor de 20 m. en las partes altas; existiendo en varias partes bolsones de agua (“agua colgada”), producto de capas impermeables en la parte inferior.

12.- Las laderas de las pequeñas lomadas que bordean el pueblo están constituido por suelos aluviales antiguos de textura gruesa.

En relación con la seguridad física de la población, estas laderas por su topografía y geología, se encuentran en condiciones estables.

13.- Los perfiles estratigráficos del subsuelo obtenidos por los pozos excavados y trincheras, muestran una cimentación constituido por los tipos de suelos :CL, SM, SC, SP, GP, GW, GC, SW, SP; principalmente.

14.- Para poder determinar la resistencia de los suelos de Morales se ha dividido en zonas.

15.- La compresibilidad de los suelos arcillosos se considera que es baja, por lo que no se considera asentamientos del terreno importantes.

16.- El drenaje subterráneo se efectúa a la parte baja del río Cumbaza, existiendo bolsones de agua ha una profundidad de 1 a 5 metros en las parte bajas, estos bolsones de agua se producen por la presencia de una capa impermeable de arena arcillosa o arcilla de mediana plasticidad.

- 17.- Existen pozos domésticos de agua subterránea, con fines domésticos, algunos de ellos debidos a bolsones de agua y que proviene de la filtración de aguas de lluvia.
- 18.- La napa freática se encuentra a una profundidad de 5 a 7 metros en las partes bajas, en las partes altas se encuentra a una profundidad mayor de 20 m.
- 19.- Para calcular la capacidad de carga, entre otros parámetros, se ha considerado los siguientes:
- Profundidad de cimentación ( $D_f=1$  m.).
  - Zapata cuadrada ( $B=1$  m.).
  - Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ).
  - Cohesión
  - Nivel freático.
- 20.- Por las características físico mecánicas de los suelos de cimentación no se esperan asentamientos importantes, sino permisibles cuando las cimentaciones sean para dos plantas, pero si pueden haber asentamientos excesivos cuando se realicen edificaciones de más de tres plantas.
- 21.- Por la parte baja del área urbana de Morales, discurren las aguas del río Cumbaza, con un caudal máximo de  $109 \text{ m}^3/\text{seg}$ . aproximadamente en épocas de avenida, lo cual provoca inundación en las zonas 08, 14 y 16 principalmente.

- 22.- La tala indiscriminada de árboles en la cuenca del Cumbaza, puede generar la aparición de Huaycos, los que afectarían la zonas ribereñas.
- 23.- La zona 1, zona 2, zona 3, zona 4, son menos susceptibles a la tubificación, pero se tendrá que tomar las precauciones del efecto del flujo del agua en el terreno de cimentación ante la rotura de tuberías de agua en las siguientes zonas: zona 5, zona 6, zona 7, zona 8, zona 9, zona 10, zona 11, zona 12, zona 13, zona 14, zona 15, zona 16; de producirse la rotura de una tubería en estas zonas el agua se infiltraría a través del suelo de cimentación con su gradiente hidráulico superior al crítico, lo que produciría arrastre de partículas, lo que pondría en riesgo el terreno de cimentación de la vivienda.
- 24.- El suelo no presenta riesgo por ácidos, sales y otros agentes químicos; por lo que no necesita de cementos ni aditivos resistentes a los sulfatos y sales.
- 25.- El subsuelo de fundación ha sido estudiado mediante excavación de 105 pozos, las cuales alcanzaron la profundidad máxima de 4.00 metros, de los pozos se colectaron muestras para ensayos de laboratorio, en base a la recopilación de estudios geotécnicos existentes, perforaciones hechas para buzones de agua, estudio de calicatas, etc. se ha determinado la zonificación que a continuación se presenta:



| ZONA | CAPACIDAD ADMISIBLE<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) | CARACTERÍSTICAS DE LOS ESTRATOS  |
|------|--|--|
| 1    | 1,51   | <p>Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno arcilloso (SC) con un espesor que varía de 0 a 1.00 m. , luego continua un estrato de arcilla arenosa (CL) de mediana a baja plasticidad hasta una profundidad de 4.00 m.; subyaciendo a todos éstos existe un estrato a todo lo largo del eje un suelo mal graduado con Tamaño máximo de 8" con matriz arcillo arenoso. El nivel freático esta profundo.</p> <p>El terreno es colinoso y dificulta en algunas partes la construcción de viviendas.</p> <p>El nivel freático esta a más de 25 metros de profundidad.</p> |
| 2    | 1,62   | <p>Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno limoso (SM) con un espesor que varía de 0 a 1.00 m. , luego continua un estrato de areno arcilloso (SC) de mediana a</p>   |
| 3    | 1,27   | <p>baja plasticidad hasta una profundidad de 3.00 m.; subyaciendo a todos éstos existe un estrato a todo lo largo del eje un suelo mal graduado con bolonería de hasta 1.00 m. de</p>  |
| 4    | 0,94   | <p>diámetro con matriz arcillo arenoso. El nivel freático esta profundo.</p> <p>El nivel freático esta a más de 25 metros de profundidad.</p>  |

| ZONA | CAPACIDAD ADMISIBLE<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) | CARACTERÍSTICAS DE LOS ESTRATOS   |
|------|--|---|
| 5    | 0,47   | <p>Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno limoso (SM) con un espesor que varía de 0 a 1.0 m. , luego continua un estrato de areno arcilloso (SC) de mediana a baja plasticidad hasta una profundidad de 3.00 m.; subyaciendo a todos éstos existe un estrato a todo lo largo del eje un suelo gravoso con matriz arcilloso (GC). El nivel freático esta 3.00 m. de profundidad. el esfuerzo admisible obtenido en los cálculos se a multiplicado por un factor de corrección F=0.5, por recomendaciones de Terzaghi y Meyerhof.</p> <p>Presencia de una capa de arena arcillosa (SC) y de suelo gravoso con matriz arcilloso (GC) que impide que el agua se percole o discurra fácilmente produciendose “agua colgada” a una de 1.00 metros de profundidad.</p> |

| ZONA | CAPACIDAD ADMISIBLE<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) | CARACTERÍSTICAS DE LOS ESTRATOS   |
|------|--|---|
| 6    | 0,9  | <p>Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno limoso (SM) con un espesor que varía de 0 a 1.00 m. , luego continua un estrato de arcilla de mediana plasticidad color naranja (CL) hasta una profundidad de 4.00 m.; subyaciendo a todos éstos existe un estrato a todo lo largo del eje un suelo areno arcilloso (SC).El nivel freático esta 5.00 m. aproximadamente.</p> <p>El terreno es colinoso y dificulta en algunas parte la construcción de viviendas.</p> |
| 7    | 1  | <p>Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno arcilloso (SC) con un espesor que varía de 0 a 3.00 m. , luego continua un estrato de grava mal graduada.</p>   |

| ZONA | CAPACIDAD ADMISIBLE<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) | CARACTERÍSTICAS DE LOS ESTRATOS   |
|------|--|---|
| 8    | 0,41   | <p>Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno limoso (SM) con un espesor que varía de 0 a 1.50 m. , luego continua un estrato de arena mal graduada hasta 4.00 m. subyaciendo a estas capas se encuentra grava con Bolonería.</p> <p>El nivel freático esta de 3 a 5 m.</p> <p>Esta zona es inundable y necesita una defensa ribereña a lo largo de toda la orilla del río Cumbaza correspondiente a ésta zona.</p> |

| ZONA | CAPACIDAD ADMISIBLE<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) | CARACTERÍSTICAS DE LOS ESTRATOS   |
|------|--|---|
| 9    | 1,06   | Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno limoso (SM) con un espesor que varía de 0 a 1.50 m. , luego continua un estrato de arena arcillosa (SC) hasta 4.00 m. subyaciendo a estas capas se encuentra grava con matriz arcillosa y Bolonería. El nivel freático esta de 3 a 5 m.  |
| 10   | 1,03   | Se aprecia un capa de Arena arcillosa hasta la profundidad de 4.00 m. El nivel freático esta de 3 a 5 m.  |
| 11   | 0,55   |   |
| 12   | 0,48   | Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno arcilloso (SC) con un espesor que varía de 0 a 1.00 m. , luego continua un estrato de arcilla de mediana plasticidad color naranja (CL) hasta una profundidad de 2.50 m.; subyaciendo a todos éstos existe un estrato a todo lo largo del eje un suelo gravoso arcilloso (GC) hasta los 4.00 m. El nivel freático esta de 3 a 5 m. |

| ZONA | CAPACIDAD ADMISIBLE<br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) | CARACTERÍSTICAS DE LOS ESTRATOS   |
|------|--|---|
| 13   | 0,59   | Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno limoso (SM) con un espesor que varía de 0 a 1.50 m. , luego continua un estrato de arena mal graduada hasta 4.00 m. subyaciendo a estas capas se encuentra grava con Bolonería. El nivel freático esta de 3 a 5 m.   |
| 14   | 0,48   | Se aprecia desde la superficie un estrato de suelo areno limoso (SM) con un espesor que varía de 0 a 1.00 m. , luego continua un estrato de areno arcilloso (SC) de mediana a baja plasticidad hasta una profundidad de 3.00 m.; subyaciendo a todos éstos existe un estrato a todo lo largo del eje un suelo mal graduado con bolonería de hasta 1.00 m. de diámetro con matriz arcillo arenoso. El nivel freático esta de 3 a 5 m. Presencia de una capa de arena arcillosa (SC) y de suelo gravoso con matriz arcilloso (GC) que impide que el agua se percole o discurra facilmente produciendose “agua colgada” a una de 1.00 metros de profundidad en las partes bajas. |
| 15   | 0,425  |   |
| 16   | 0,5  |   |

## **B) RECOMENDACIONES**

- 1.- Se recomienda colocar vigas de cimentación en toda edificación de viviendas en los cuales el  $\sigma_t \leq 0.5 \text{ Kg/cm}^2$ , pues el lugar es altamente sísmico, además porque el suelo de fundación o cimentación de Morales está constituido por depósitos fluviales inconsolidados del cuaternario reciente, en los cuales puede producirse asentamientos considerables .
- 2.- Las zonas en la que se encuentra bolsones de agua entre 1-2 metros se debe principalmente a la escorrentía y percolación de los flujos de agua que se forman en la parte alta y por la presencia de una capa de arena arcillosa o arcilla de mediana plasticidad que impide que el agua se percole o discurra fácilmente, lo que produce “agua colgada”, por lo que se recomienda realizar obras de drenaje que permitan la fácil evacuación de las aguas superficiales y evitar problemas de erosión y humedecimiento de las edificaciones .Con la depresión del Nivel Freático se podrá aumentar el valor de la capacidad portante de los suelos cuyos valores se consideran bajos.
- 3.- Se recomienda que las uniones de las tuberías de agua se realicen con rosca, pues la presión de las tuberías hacen que dichas uniones se despeguen lo que ocasionaría tubificación en las siguientes zonas: zona 5, zona 6, zona 7, zona 8, zona 9, zona 10, zona 11, zona 12, zona 13, zona 14, zona 15, zona 16; poniendo en riesgo la estabilidad de las viviendas.

Se recomienda a la población avisar inmediatamente a la Empresa de agua potable ante la rotura de tuberías para su arreglo inmediato pues por efecto de la tubificación las edificación puede desplomarse.

- 4.- La parte ribereña de las zonas: zona 13, zona 14, zona 15, zona 16; han sido inundadas por crecidas del río Cumbaza; así mismo, la zona 8 ha sido inundada en forma total en épocas de lluvias excepcionales causando la destrucción de algunas viviendas y por ello este año 98 se ha construido una defensa ribereña con gaviones de 100 metros de longitud, la cual es insuficiente para garantizar la seguridad de las población, por lo que se recomienda la construcción de defensas ribereñas a todo lo largo de la ribera, para todas las zonas antes mencionadas, siendo la de mayor urgencia la zona 8.
- 5.- Se recomienda limpiar el cauce del río así mismo ahondar en aquellas partes en las que los agregados impide el libre paso de las aguas.
- 6.- Se recomienda evitar la tala indiscriminada de árboles en la cuenca del Cumbaza ya que puede generar la aparición de Huaycos, que afectarían las viviendas limítrofes al río Cumbaza.



## BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas. "VI CONGRESO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA DE CIMENTACIONES", Lima, Octubre 1992.
- 2.- ONER-PEHCBM. "Estudio de Evaluación de Recursos Naturales y Plan de Protección Ambiental". Lima. Febrero 1984.
- 3.- ONERN. "Inventario y Evaluación Integral de los Recursos Naturales de la Zona del Alto Mayo -Reconocimiento". Lima, Setiembre de 1982.
- 4.- Ministerio de Vivienda y Construcción "Normas de Diseño Sismo-Resistente". Lima 1977
- 5.- Arce, Isaac, "San Martín: Desastres Naturales y Lineamientos de Planeamiento". Tarapoto 1994.
- 6.- Martínez Vargas Alberto J, "Geotecnia para Ingenieros - Mecánica de Suelos", Lima, Julio 1991.
- 7.- Ing. Carlos Crespo Villalaz, "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Editorial Limusa, Mexico 1979.
- 8.- Ing. Alfonso Rico Rodriguez y Ing. Hemilio Del Castillo, "La ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", Editorial Limusa, Mexico 1989.

**TESIS :**

**“ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO CON FINES DE  
CIMENTACIÓN EN EL DISTRITO DE MORALES”**

**A  
N  
E  
X  
O  
S**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**" ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO CON  
FINES DE CIMENTACIÓN EN EL  
DISTRITO DE MORALES "**

**ZONA 1  
EJE A-A  
CALICATA Nº 6**

**CONTENIDO DE HUMEDAD  
NATURAL**

| <b>PROFUNDIDAD</b>               | <b>0,80 metros</b> | <b>2,30 metros</b> | <b>4,00 metros</b> |
|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| <b>PESO DEL TARRO</b>            | 37,35              | 36,32              | 36,26              |
| <b>PESO SUELO HUMEDO + TARRO</b> | 98,33              | 94,88              | 84,075             |
| <b>PESO SUELO SECO + TARRO</b>   | 94,88              | 87,89              | 78,83              |
| <b>PESO SUELO HUMEDO</b>         | 60,98              | 58,56              | 47,815             |
| <b>PESO SUELO SECO</b>           | 57,53              | 51,57              | 42,57              |
| <b>PESO DEL AGUA</b>             | 3,45               | 6,99               | 5,245              |
| <b>% DE HUMEDAD</b>              | 6,00               | 13,55              | 12,32              |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**" ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO CON  
FINES DE CIMENTACIÓN EN EL  
DISTRITO DE MORALES "**

**ZONA 2  
EJE A-A  
CALICATA Nº 4**

**CONTENIDO DE HUMEDAD  
NATURAL**

| <b>PROFUNDIDAD</b>               | <b>0,60 metros</b> | <b>1,70 metros</b> | <b>4,00 metros</b> |
|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| <b>PESO DEL TARRO</b>            | 34,1               | 35,43              | 36,29              |
| <b>PESO SUELO HUMEDO + TARRO</b> | 107,855            | 81,29              | 85,05              |
| <b>PESO SUELO SECO + TARRO</b>   | 105,43             | 75                 | 83,52              |
| <b>PESO SUELO HUMEDO</b>         | 73,755             | 45,86              | 48,76              |
| <b>PESO SUELO SECO</b>           | 71,33              | 39,57              | 47,23              |
| <b>PESO DEL AGUA</b>             | 2,425              | 6,29               | 1,53               |
| <b>% DE HUMEDAD</b>              | 3,40               | 15,90              | 3,24               |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**" ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO CON  
FINES DE CIMENTACIÓN EN EL  
DISTRITO DE MORALES "**

**ZONA 3  
EJE A-A  
CALICATA Nº 3**

**CONTENIDO DE HUMEDAD  
NATURAL**

| <b>PROFUNDIDAD</b>               | <b>1,30 metros</b> | <b>2,90 metros</b> | <b>4,00 metros</b> |
|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| <b>PESO DEL TARRO</b>            | 35,78              | 36,33              | 31,77              |
| <b>PESO SUELO HUMEDO + TARRO</b> | 112,815            | 108,27             | 120,85             |
| <b>PESO SUELO SECO + TARRO</b>   | 104,62             | 102,09             | 116,4              |
| <b>PESO SUELO HUMEDO</b>         | 77,035             | 71,94              | 89,08              |
| <b>PESO SUELO SECO</b>           | 68,84              | 65,76              | 84,63              |
| <b>PESO DEL AGUA</b>             | 8,195              | 6,18               | 4,45               |
| <b>% DE HUMEDAD</b>              | 11,90              | 9,40               | 5,26               |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

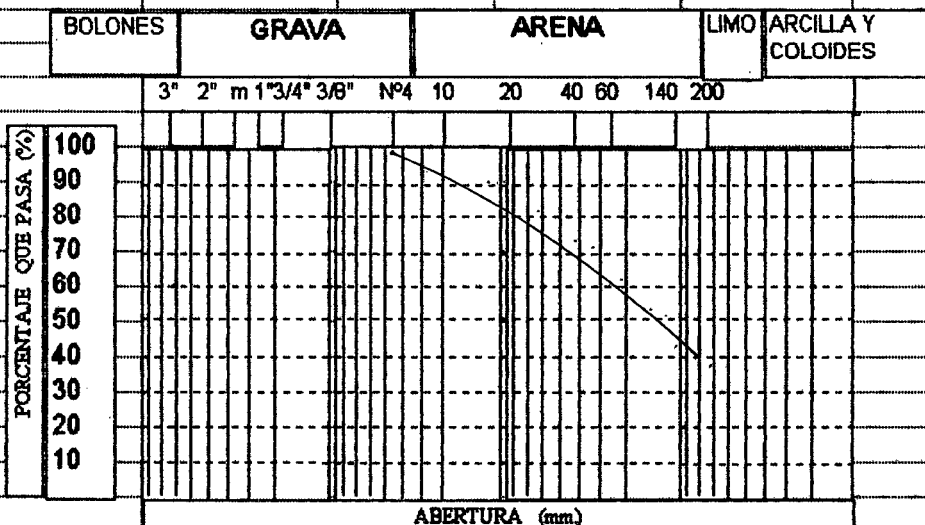
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

**ZONA 1 - EJE AA - CALICATA N° 1 - MUESTRA N° 1**

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices           | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|-------------------|---------------|------------|-------------|------------|
| N° 4              | 3,64          | 0,7        | 0,7         | 99,3       |
| N° 8              | 18,64         | 3,7        | 4,5         | 95,5       |
| N° 16             | 24,69         | 4,9        | 9,4         | 90,6       |
| N° 30             | 46,87         | 9,4        | 18,8        | 81,2       |
| N° 40             | 26,39         | 5,3        | 24,0        | 76,0       |
| N° 50             | 13,07         | 2,6        | 26,7        | 73,3       |
| N° 80             | 49,36         | 9,9        | 36,5        | 63,5       |
| N° 100            | 36,8          | 7,4        | 43,9        | 56,1       |
| N° 120            | 25,36         | 5,1        | 49,0        | 51,0       |
| N° 140            | 18,25         | 3,7        | 52,6        | 47,4       |
| N° 170            | 25,63         | 5,1        | 57,7        | 42,3       |
| N° 200            | 12,54         | 2,5        | 60,2        | 39,8       |
| CAZOLETA          | 198,76        | 39,8       | 100,0       | 0,0        |
| <b>PESO INIC.</b> | 500           |            |             |            |

**CURVA GRANULOMETRICA**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

**ZONA 2 - EJE AA - CALICATA N° 4 - MUESTRA N° 1**

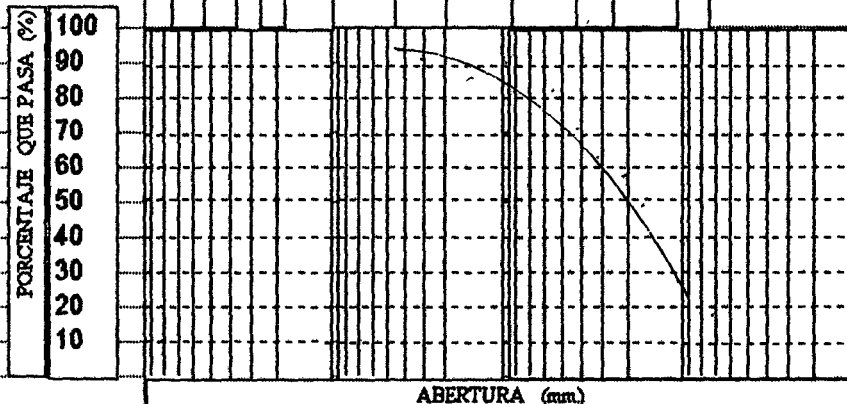
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices           | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|-------------------|---------------|------------|-------------|------------|
| N° 4              | 25,69         | 3,7        | 3,7         | 96,3       |
| N° 8              | 25,36         | 3,6        | 7,3         | 92,7       |
| N° 16             | 39,64         | 5,7        | 13,0        | 87,0       |
| N° 30             | 25,36         | 3,6        | 16,6        | 83,4       |
| N° 40             | 78,6          | 11,2       | 27,8        | 72,2       |
| N° 50             | 62,3          | 8,9        | 36,7        | 63,3       |
| N° 80             | 36,91         | 5,3        | 42,0        | 58,0       |
| N° 100            | 65,23         | 9,3        | 51,3        | 48,7       |
| N° 120            | 68,9          | 9,8        | 61,1        | 38,9       |
| N° 140            | 75,6          | 10,8       | 71,9        | 28,1       |
| N° 170            | 49,87         | 7,1        | 79,1        | 20,9       |
| N° 200            | 19,63         | 2,8        | 81,9        | 18,1       |
| CAZOLETA          | 126,91        | 18,1       | 100,0       | 0,0        |
| <b>PESO INIC.</b> | 700           |            |             |            |

**CURVA GRANULOMETRICA**

|         |       |       |      |                    |
|---------|-------|-------|------|--------------------|
| BOLONES | GRAVA | ARENA | LIMO | ARCILLA Y COLOIDES |
|---------|-------|-------|------|--------------------|

3" 2" m 1 3/4" 3/8" N°4 10 20 40 60 140 200



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

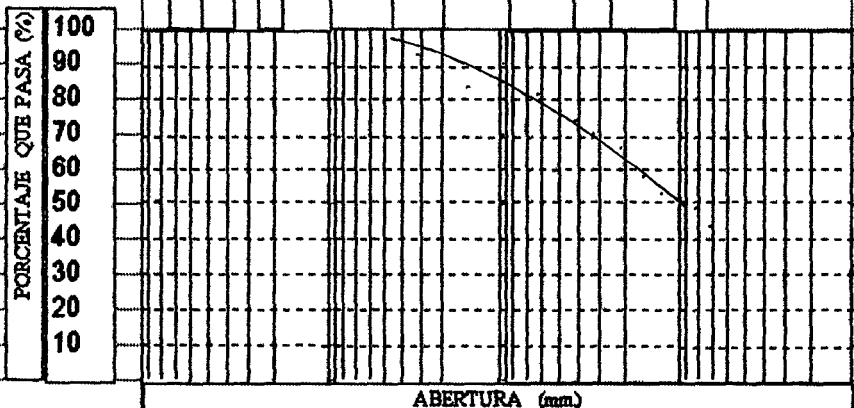
**ZONA 3 - EJE AA - CALICATA Nº 2 - MUESTRA Nº 2**

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices           | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|-------------------|---------------|------------|-------------|------------|
| Nº 4              | 8,12          | 1,6        | 1,6         | 98,4       |
| Nº 8              | 17,87         | 3,6        | 5,2         | 94,8       |
| Nº 16             | 41,36         | 8,3        | 13,5        | 86,5       |
| Nº 30             | 24,87         | 5,0        | 18,4        | 81,6       |
| Nº 40             | 24,59         | 4,9        | 23,4        | 76,6       |
| Nº 50             | 20,36         | 4,1        | 27,4        | 72,6       |
| Nº 80             | 19,63         | 3,9        | 31,4        | 68,6       |
| Nº 100            | 54,3          | 10,9       | 42,2        | 57,8       |
| Nº 120            | 15,6          | 3,1        | 45,3        | 54,7       |
| Nº 140            | 22,65         | 4,5        | 49,9        | 50,1       |
| Nº 170            | 10,22         | 2,0        | 51,9        | 48,1       |
| Nº 200            | 10,36         | 2,1        | 54,0        | 46,0       |
| CAZOLETA          | 230,07        | 46,0       | 100,0       | 0,0        |
| <b>PESO INIC.</b> | 500           |            |             |            |

**CURVA GRANULOMETRICA**

|         |                      |                         |      |                    |
|---------|----------------------|-------------------------|------|--------------------|
| BOLONES | GRAVA                | ARENA                   | LIMO | ARCILLA Y COLOIDES |
|         | 3" 2" m 1" 3/4" 3/8" | Nº4 10 20 40 60 140 200 |      |                    |





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

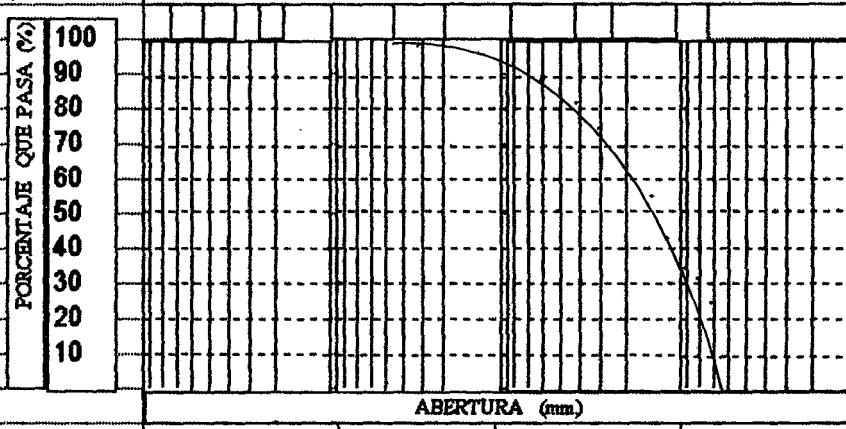
**ZONA 4 - EJE AA - CALICATA N° 2 - MUESTRA N° 1**

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices           | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|-------------------|---------------|------------|-------------|------------|
| N° 4              | 1,2           | 0,2        | 0,2         | 99,8       |
| N° 8              | 0,48          | 0,1        | 0,3         | 99,7       |
| N° 16             | 6,35          | 1,3        | 1,6         | 98,4       |
| N° 30             | 42,68         | 8,5        | 10,1        | 89,9       |
| N° 40             | 36,2          | 7,2        | 17,4        | 82,6       |
| N° 50             | 36,25         | 7,3        | 24,6        | 75,4       |
| N° 80             | 46,35         | 9,3        | 33,9        | 66,1       |
| N° 100            | 54,23         | 10,8       | 44,7        | 55,3       |
| N° 120            | 65,98         | 13,2       | 57,9        | 42,1       |
| N° 140            | 32,51         | 6,5        | 64,4        | 35,6       |
| N° 170            | 14,23         | 2,8        | 67,3        | 32,7       |
| N° 200            | 36,52         | 7,3        | 74,6        | 25,4       |
| CAZOLETA          | 127,02        | 25,4       | 100,0       | 0,0        |
| <b>PESO INIC.</b> | <b>500</b>    |            |             |            |

**CURVA GRANULOMETRICA**

|         |                  |                         |      |                    |
|---------|------------------|-------------------------|------|--------------------|
| BOLONES | GRAVA            | ARENA                   | LIMO | ARCILLA Y COLOIDES |
| 3"      | 2" m 1 3/4" 3/8" | N°4 10 20 40 60 140 200 |      |                    |



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

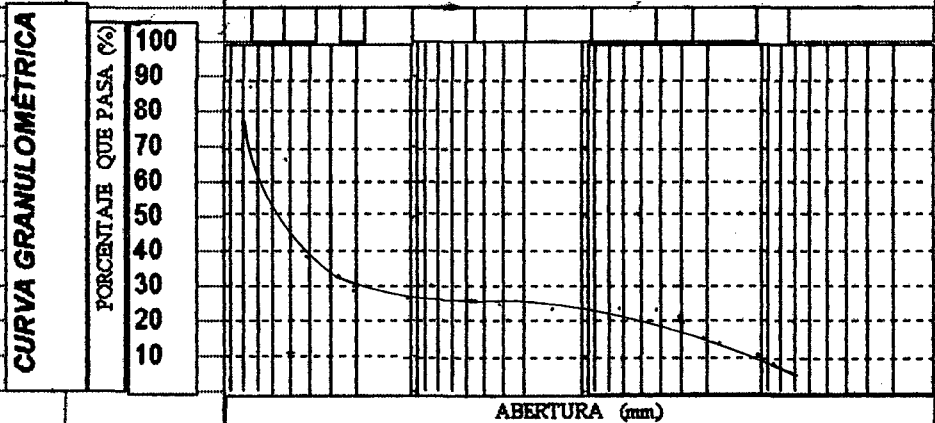
**ZONA 5 - EJE AA - CALICATA N° 1 - MUESTRA N° 2**

**ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**

| Tamices    | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|------------|---------------|------------|-------------|------------|
| 3"         | 236,23        | 11,81      | 11,81       | 88,19      |
| 2"         | 425,6         | 21,28      | 33,09       | 66,91      |
| 1 1/2"     | 556,25        | 27,81      | 60,90       | 39,10      |
| 1"         | 126,2         | 6,31       | 67,21       | 32,79      |
| 3/4"       | 69,2          | 3,46       | 70,67       | 29,33      |
| 3/8"       | 18,26         | 0,91       | 71,59       | 28,41      |
| N° 4       | 52,3          | 2,62       | 74,20       | 25,80      |
| N° 8       | 11,59         | 0,58       | 74,78       | 25,22      |
| N° 16      | 5,12          | 0,26       | 75,04       | 24,96      |
| N° 30      | 12,3          | 0,62       | 75,65       | 24,35      |
| N° 40      | 12,6          | 0,63       | 76,28       | 23,72      |
| N° 50      | 56,4          | 2,82       | 79,10       | 20,90      |
| N° 80      | 89,6          | 4,48       | 83,58       | 16,42      |
| N° 100     | 12,4          | 0,62       | 84,20       | 15,80      |
| N° 120     | 25,5          | 1,28       | 85,48       | 14,52      |
| N° 140     | 75,26         | 3,76       | 89,24       | 10,76      |
| N° 170     | 36,1          | 1,81       | 91,05       | 8,95       |
| N° 200     | 42,59         | 2,13       | 93,18       | 6,82       |
| CAZOLETA   | 136,5         | 6,83       | 100,00      | 0,00       |
| PESO INIC. | 2000          |            |             |            |

BOLONES      GRAVA      ARENA      LIMO      ARCILLA Y COLOIDES

3" 2" m 1 3/4" 3/8" N°4 10 20 40 60 140 200



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

**ZONA 6 - EJE AA - CALICATA N° 2 - MUESTRA N° 2**

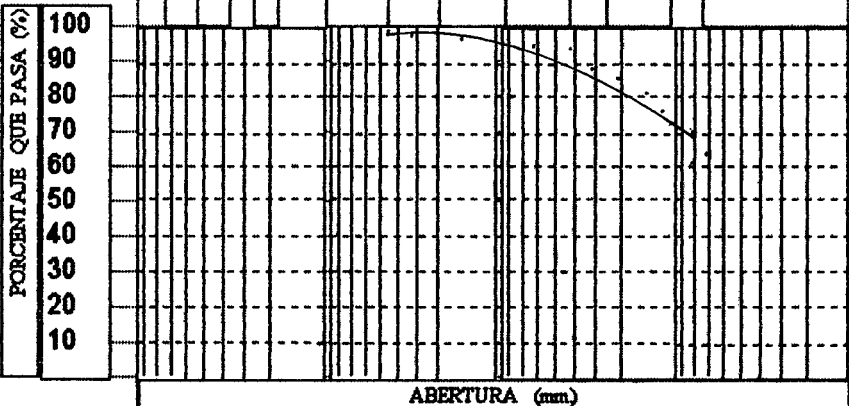
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices           | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|-------------------|---------------|------------|-------------|------------|
| N° 4              | 1,13          | 0,2        | 0,2         | 99,8       |
| N° 8              | 3,4           | 0,7        | 0,9         | 99,1       |
| N° 16             | 5,4           | 1,1        | 2,0         | 98,0       |
| N° 30             | 2,4           | 0,5        | 2,5         | 97,5       |
| N° 40             | 2,19          | 0,4        | 2,9         | 97,1       |
| N° 50             | 42,1          | 8,4        | 11,3        | 88,7       |
| N° 80             | 13,26         | 2,7        | 14,0        | 86,0       |
| N° 100            | 25,6          | 5,1        | 19,1        | 80,9       |
| N° 120            | 22,74         | 4,5        | 23,6        | 76,4       |
| N° 140            | 10,28         | 2,1        | 25,7        | 74,3       |
| N° 170            | 21,64         | 4,3        | 30,0        | 70,0       |
| N° 200            | 24,65         | 4,9        | 35,0        | 65,0       |
| CAZOLETA          | 325,21        | 65,0       | 100,0       | 0,0        |
| <b>PESO INIC.</b> | 500           |            |             |            |

**CURVA GRANULOMETRICA**

BOLONES      GRAVA      ARENA      LIMO      ARCILLA Y COLOIDES

3" 2" m 1 3/4" 3/8" N°4 10 20 40 60 140 200



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

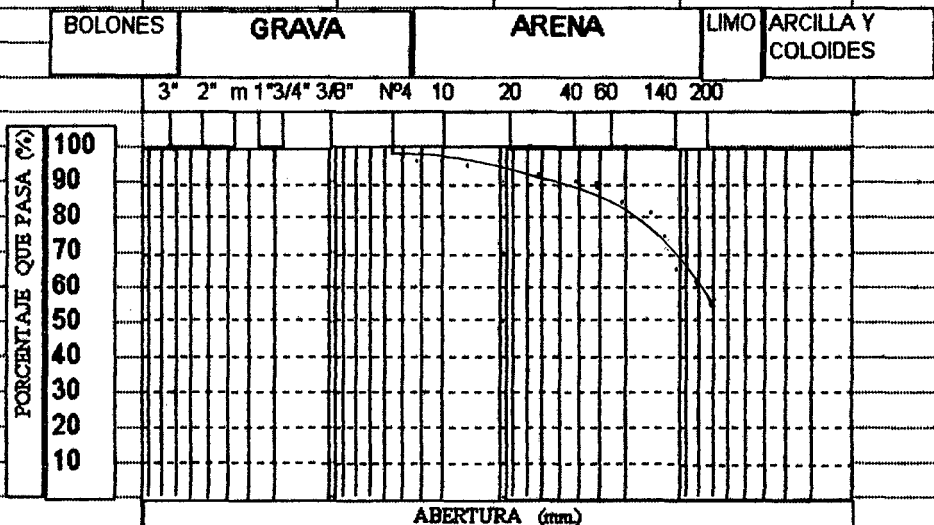
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

**ZONA 7 - EJE AA - CALICATA N° 2 - MUESTRA N° 2**

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices    | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|------------|---------------|------------|-------------|------------|
| N° 4       | 2,31          | 0,5        | 0,5         | 99,5       |
| N° 8       | 15,24         | 3,0        | 3,5         | 96,5       |
| N° 16      | 10,2          | 2,0        | 5,6         | 94,5       |
| N° 30      | 5,2           | 1,0        | 6,6         | 93,4       |
| N° 40      | 7,89          | 1,6        | 8,2         | 91,8       |
| N° 50      | 10,2          | 2,0        | 10,2        | 89,8       |
| N° 80      | 25,2          | 5,0        | 15,2        | 84,8       |
| N° 100     | 15,48         | 3,1        | 18,3        | 81,7       |
| N° 120     | 25,3          | 5,1        | 23,4        | 76,6       |
| N° 140     | 47,45         | 9,5        | 32,9        | 67,1       |
| N° 170     | 33,53         | 6,7        | 39,6        | 60,4       |
| N° 200     | 22,49         | 4,5        | 44,1        | 55,9       |
| CAZOLETA   | 279,51        | 55,9       | 100,0       | 0,0        |
| PESO INIC. | 500           |            |             |            |

**CURVA GRANULOMETRICA**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

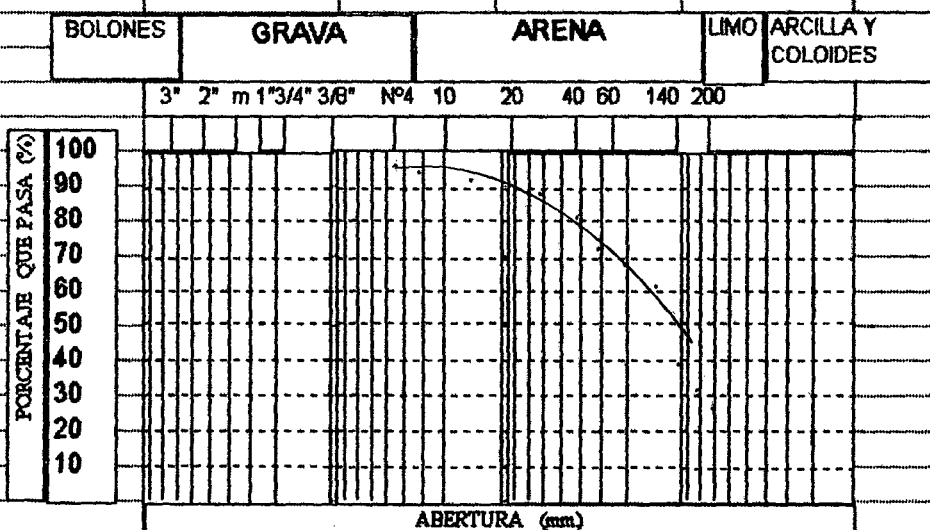
**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

**ZONA 8 - EJE AA - CALICATA N° 1 - MUESTRA N° 2**

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices           | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|-------------------|---------------|------------|-------------|------------|
| N° 4              | 12,36         | 2,5        | 2,5         | 97,5       |
| N° 8              | 12,36         | 2,5        | 4,9         | 95,1       |
| N° 16             | 15,62         | 3,1        | 8,1         | 91,9       |
| N° 30             | 12,56         | 2,5        | 10,6        | 89,4       |
| N° 40             | 45,62         | 9,1        | 19,7        | 80,3       |
| N° 50             | 36,78         | 7,4        | 27,1        | 72,9       |
| N° 80             | 19,65         | 3,9        | 31,0        | 69,0       |
| N° 100            | 36,56         | 7,3        | 38,3        | 61,7       |
| N° 120            | 39,65         | 7,9        | 46,2        | 53,8       |
| N° 140            | 74,09         | 14,8       | 61,1        | 39,0       |
| N° 170            | 42,8          | 8,6        | 69,6        | 30,4       |
| N° 200            | 9,65          | 1,9        | 71,5        | 28,5       |
| CAZOLETA          | 142,3         | 28,5       | 100,0       | 0,0        |
| <b>PESO ENIC.</b> | 500           |            |             |            |

**CURVA GRANULOMETRICA**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

**ZONA 9 - EJE AA - CALICATA N° 4 - MUESTRA N° 1**

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

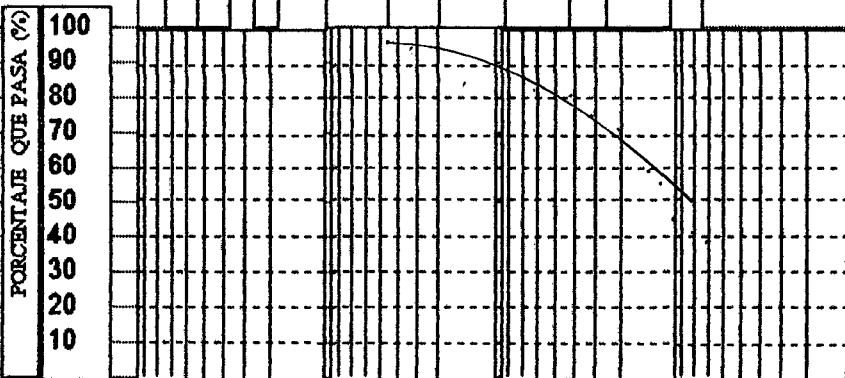
| Tamices           | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|-------------------|---------------|------------|-------------|------------|
| N° 4              | 12,3          | 2,5        | 2,5         | 97,5       |
| N° 8              | 16,48         | 3,3        | 5,8         | 94,2       |
| N° 16             | 45,6          | 9,1        | 14,9        | 85,1       |
| N° 30             | 5,12          | 1,0        | 15,9        | 84,1       |
| N° 40             | 12,1          | 2,4        | 18,3        | 81,7       |
| N° 50             | 36,42         | 7,3        | 25,6        | 74,4       |
| N° 80             | 17,8          | 3,6        | 29,2        | 70,8       |
| N° 100            | 58,31         | 11,7       | 40,8        | 59,2       |
| N° 120            | 14,59         | 2,9        | 43,7        | 56,3       |
| N° 140            | 52,3          | 10,5       | 54,2        | 45,8       |
| N° 170            | 22,87         | 4,6        | 58,8        | 41,2       |
| N° 200            | 9,63          | 1,9        | 60,7        | 39,3       |
| CAZOLETA          | 196,48        | 39,3       | 100,0       | 0,0        |
| <b>PESO INIC.</b> | 500           |            |             |            |

**CURVA GRANULOMETRICA**

BOLONES      GRAVA      ARENA      LIMO      ARCILLA Y COLOIDES

3" 2" m 1 3/4" 3/8" N°4 10 20 40 60 140 200

100  
90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10



ABERTURA (mm)

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

**ZONA 10 - EJE AA - CALICATA N° 2 - MUESTRA N° 3**

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices    | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|------------|---------------|------------|-------------|------------|
| 3"         | 463,2         | 10,74      | 10,74       | 89,26      |
| 2"         | 532,64        | 12,35      | 23,10       | 76,90      |
| 1 1/2"     | 891,3         | 20,67      | 43,77       | 56,23      |
| 1"         | 456,4         | 10,59      | 54,35       | 45,65      |
| 3/4"       | 72,4          | 1,68       | 56,03       | 43,97      |
| 3/8"       | 87,63         | 2,03       | 58,06       | 41,94      |
| N° 4       | 27,36         | 0,63       | 58,70       | 41,30      |
| N° 8       | 96,38         | 2,24       | 60,93       | 39,07      |
| N° 16      | 48,67         | 1,13       | 62,06       | 37,94      |
| N° 30      | 89,74         | 2,08       | 64,14       | 35,86      |
| N° 40      | 76,49         | 1,77       | 65,92       | 34,08      |
| N° 50      | 87,9          | 2,04       | 67,96       | 32,04      |
| N° 80      | 96,58         | 2,24       | 70,20       | 29,80      |
| N° 100     | 36,49         | 0,85       | 71,04       | 28,96      |
| N° 120     | 12,36         | 0,29       | 71,33       | 28,67      |
| N° 140     | 145,3         | 3,37       | 74,70       | 25,30      |
| N° 170     | 125,85        | 2,92       | 77,62       | 22,38      |
| N° 200     | 223           | 5,17       | 82,79       | 17,21      |
| CAZOLETA   | 742           | 17,21      | 100,00      | 0,00       |
| PESO INIC. | 4311,69       |            |             |            |

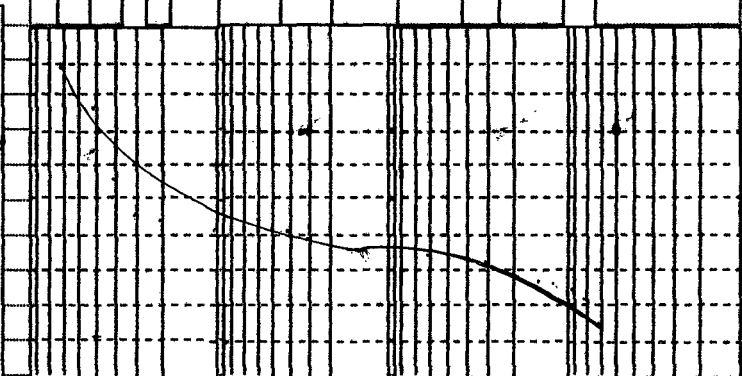
BOLONES      GRAVA      ARENA      LIMO      ARCILLA Y COLOIDES

3" 2" m 1 3/4" 3/8" N°4 10 20 40 60 140 200

**CURVA GRANULOMETRICA**

PORCENTAJE QUE PASA (%)

100  
90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10



ABERTURA (mm)

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

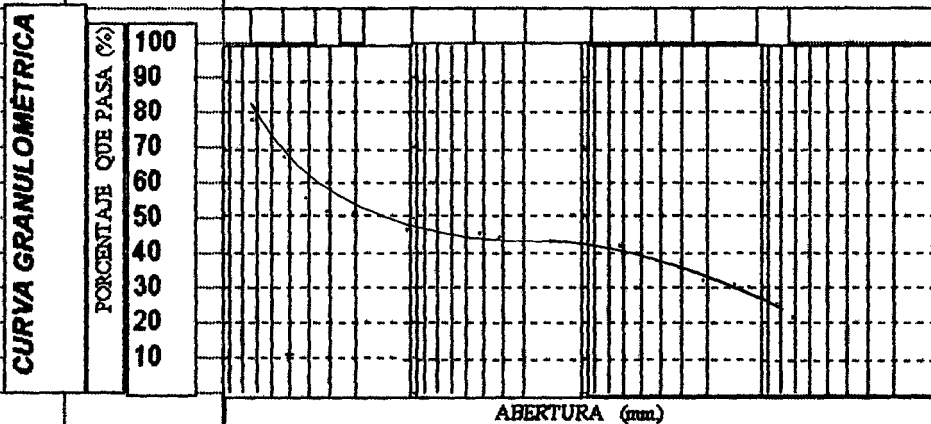
**ZONA 11 - EJE AA - CALICATA N° 2 - MUESTRA N° 2**

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices    | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|------------|---------------|------------|-------------|------------|
| 3"         | 625,87        | 21,38      | 21,38       | 78,62      |
| 2"         | 564,2         | 19,28      | 40,66       | 59,34      |
| 1 1/2"     | 98,26         | 3,36       | 44,02       | 55,98      |
| 1"         | 126,2         | 4,31       | 48,33       | 51,67      |
| 3/4"       | 36,14         | 1,23       | 49,57       | 50,43      |
| 3/8"       | 74,3          | 2,54       | 52,11       | 47,89      |
| N° 4       | 25,69         | 0,88       | 52,98       | 47,02      |
| N° 8       | 36,25         | 1,24       | 54,22       | 45,78      |
| N° 16      | 48,9          | 1,67       | 55,89       | 44,11      |
| N° 30      | 25,6          | 0,87       | 56,77       | 43,23      |
| N° 40      | 145,68        | 4,98       | 61,74       | 38,26      |
| N° 50      | 47,36         | 1,62       | 63,36       | 36,64      |
| N° 80      | 110,3         | 3,77       | 67,13       | 32,87      |
| N° 100     | 29,45         | 1,01       | 68,14       | 31,86      |
| N° 120     | 36            | 1,23       | 69,37       | 30,63      |
| N° 140     | 98,62         | 3,37       | 72,74       | 27,26      |
| N° 170     | 36,45         | 1,25       | 73,98       | 26,02      |
| N° 200     | 126,45        | 4,32       | 78,30       | 21,70      |
| CAZOLETA   | 635           | 21,70      | 100,00      | 0,00       |
| PESO INIC. | 2926,72       |            |             |            |

|         |       |       |      |                    |
|---------|-------|-------|------|--------------------|
| BOLONES | GRAVA | ARENA | LIMO | ARCILLA Y COLOIDES |
|---------|-------|-------|------|--------------------|

3" 2" m 1 3/4" 3/8" N°4 10 20 40 60 140 200





| UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN              |               |            |                                   |            |  |
|---|---------------|------------|-----------------------------------|------------|--|
| FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL                    |               |            | LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS |            |  |
| ZONA 12 - EJE AA - CALICATA N° 8 - MUESTRA N° 3 |               |            |                                   |            |  |
| ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO            |               |            |                                   |            |  |
| Tamices   | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado                       | % Que Pasa |  |
| 3"  | 526           | 25,95      | 25,95                             | 74,05      |  |
| 2"  | 256           | 12,63      | 38,58                             | 61,42      |  |
| 1 1/2"  | 231           | 11,40      | 49,97                             | 50,03      |  |
| 1"  | 105,26        | 5,19       | 55,17                             | 44,83      |  |
| 3/4"  | 68,5          | 3,38       | 58,54                             | 41,46      |  |
| 3/8"  | 59,36         | 2,93       | 61,47                             | 38,53      |  |
| N° 4  | 68,24         | 3,37       | 64,84                             | 35,16      |  |
| N° 8  | 18,26         | 0,90       | 65,74                             | 34,26      |  |
| N° 16   | 6,32          | 0,31       | 66,05                             | 33,95      |  |
| N° 30   | 22,36         | 1,10       | 67,16                             | 32,84      |  |
| N° 40   | 28,65         | 1,41       | 68,57                             | 31,43      |  |
| N° 50   | 33,27         | 1,64       | 70,21                             | 29,79      |  |
| N° 80   | 42,15         | 2,08       | 72,29                             | 27,71      |  |
| N° 100  | 36,47         | 1,80       | 74,09                             | 25,91      |  |
| N° 120  | 49,35         | 2,43       | 76,52                             | 23,48      |  |
| N° 140  | 28,64         | 1,41       | 77,94                             | 22,06      |  |
| N° 170  | 30,61         | 1,51       | 79,45                             | 20,55      |  |
| N° 200  | 26,41         | 1,30       | 80,75                             | 19,25      |  |
| CAZOLETA  | 390,25        | 19,25      | 100,00                            | 0,00       |  |
| PESO INIC.                                      | 2027,1        |            |                                   |            |  |

|                             |                                | BOLONES       | GRAVA | ARENA  | LIMO | ARCILLA Y COLOIDES |    |    |    |    |     |     |
|-----------------------------|--------------------------------|---------------|-------|--------|------|--------------------|----|----|----|----|-----|-----|
|                             |                                | 3"            | 2"    | m 3/4" | 3/8" | N°4                | 10 | 20 | 40 | 60 | 140 | 200 |
| <b>CURVA GRANULOMETRICA</b> | <b>PORCENTAJE QUE PASA (%)</b> | 100           |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             | 90                             |               |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             | 80                             |               |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             | 70                             |               |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             | 60                             |               |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             | 50                             |               |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             | 40                             |               |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             | 30                             |               |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             | 20                             |               |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             | 10                             |               |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |
|                             |                                | ABERTURA (mm) |       |        |      |                    |    |    |    |    |     |     |

| UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN              |               |                                   |             |            |
|---|---------------|-----------------------------------|-------------|------------|
| FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL                    |               | LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS |             |            |
| ZONA 13 - EJE AA - CALICATA N° 5 - MUESTRA N° 2 |               |                                   |             |            |
| ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO            |               |                                   |             |            |
| Tamices   | Peso Retenido | % Retenido                        | % Acumulado | % Que Pasa |
| 3"  | 1586          | 45,67                             | 45,67       | 54,33      |
| 2"  | 720           | 20,73                             | 66,40       | 33,60      |
| 1 1/2"  | 521,3         | 15,01                             | 81,41       | 18,59      |
| 1"  | 362,21        | 10,43                             | 91,84       | 8,16       |
| 3/4"  | 69,32         | 2,00                              | 93,83       | 6,17       |
| 3/8"  | 63,21         | 1,82                              | 95,65       | 4,35       |
| N° 4  | 52,3          | 1,51                              | 97,16       | 2,84       |
| N° 8  | 11,59         | 0,33                              | 97,49       | 2,51       |
| N° 16   | 5,12          | 0,15                              | 97,64       | 2,36       |
| N° 30   | 0             | 0,00                              | 97,64       | 2,36       |
| N° 40   | 0             | 0,00                              | 97,64       | 2,36       |
| N° 50   | 0             | 0,00                              | 97,64       | 2,36       |
| N° 80   | 0             | 0,00                              | 97,64       | 2,36       |
| N° 100  | 0             | 0,00                              | 97,64       | 2,36       |
| N° 120  | 0             | 0,00                              | 97,64       | 2,36       |
| N° 140  | 0             | 0,00                              | 97,64       | 2,36       |
| N° 170  | 0             | 0,00                              | 97,64       | 2,36       |
| N° 200  | 0             | 0,00                              | 97,64       | 2,36       |
| CAZOLETA  | 82            | 2,36                              | 100,00      | 0,00       |
| PESO INIC.                                      | 3473,05       |                                   |             |            |

| BOLONES                     |     | GRAVA         |    | ARENA  |      |     |    | LIMO | ARCILLA Y COLOIDES |    |     |     |  |  |
|-----------------------------|-----|---------------|----|--------|------|-----|----|------|--------------------|----|-----|-----|--|--|
|                             |     | 3"            | 2" | 1 1/4" | 3/8" | N°4 | 10 | 20   | 40                 | 60 | 140 | 200 |  |  |
| <b>CURVA GRANULOMETRICA</b> | 100 |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             | 90  |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             | 80  |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             | 70  |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             | 60  |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             | 50  |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             | 40  |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             | 30  |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             | 20  |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             | 10  |               |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |
|                             |     | ABERTURA (mm) |    |        |      |     |    |      |                    |    |     |     |  |  |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

**ZONA 14 - EJE AA - CALICATA N° 4 - MUESTRA N° 2**

**ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**

| Tamices    | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|------------|---------------|------------|-------------|------------|
| 3"         | 689,25        | 28,81      | 28,81       | 71,19      |
| 2"         | 425,36        | 17,78      | 46,58       | 53,42      |
| 1 1/2"     | 321           | 13,42      | 60,00       | 40,00      |
| 1"         | 256,3         | 10,71      | 70,71       | 29,29      |
| 3/4"       | 75,2          | 3,14       | 73,85       | 26,15      |
| 3/8"       | 59,3          | 2,48       | 76,33       | 23,67      |
| N° 4       | 6,8           | 0,28       | 76,61       | 23,39      |
| N° 8       | 7,89          | 0,33       | 76,94       | 23,06      |
| N° 16      | 28,6          | 1,20       | 78,14       | 21,86      |
| N° 30      | 78,97         | 3,30       | 81,44       | 18,56      |
| N° 40      | 52,4          | 2,19       | 83,63       | 16,37      |
| N° 50      | 66,5          | 2,78       | 86,41       | 13,59      |
| N° 80      | 38,6          | 1,61       | 88,02       | 11,98      |
| N° 100     | 18,3          | 0,76       | 88,79       | 11,21      |
| N° 120     | 6,3           | 0,26       | 89,05       | 10,95      |
| N° 140     | 10,2          | 0,43       | 89,48       | 10,52      |
| N° 170     | 11,5          | 0,48       | 89,96       | 10,04      |
| N° 200     | 16,3          | 0,68       | 90,64       | 9,36       |
| CAZOLETA   | 224           | 9,36       | 100,00      | 0,00       |
| PESO INIC. | 2392,77       |            |             |            |

BOLONES      GRAVA      ARENA      LIMO      ARCILLA Y COLOIDES

3" 2" m 1 3/4" 3/8" N°4 10 20 40 60 140 200

**CURVA GRANULOMÉTRICA**

PORCENTAJE QUE PASA (%)

100  
90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10



ABERTURA (mm)

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

**ZONA 15 - EJE AA - CALICATA N° 5 - MUESTRA N° 2**

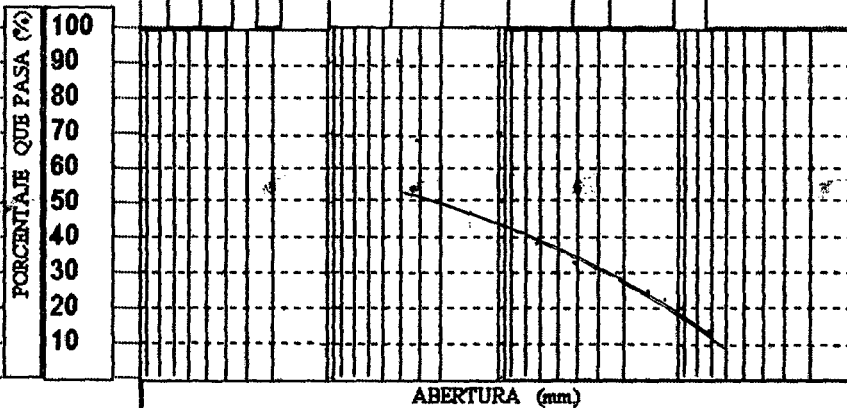
**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO**

| Tamices           | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|-------------------|---------------|------------|-------------|------------|
| N° 4              | 53,26         | 9,8        | 9,8         | 90,2       |
| N° 8              | 112,36        | 20,7       | 30,5        | 69,5       |
| N° 16             | 120,87        | 22,3       | 52,8        | 47,2       |
| N° 30             | 49,87         | 9,2        | 62,0        | 38,0       |
| N° 40             | 23,5          | 4,3        | 66,3        | 33,7       |
| N° 50             | 19,65         | 3,6        | 69,9        | 30,1       |
| N° 80             | 9,63          | 1,8        | 71,7        | 28,3       |
| N° 100            | 18,63         | 3,4        | 75,1        | 24,9       |
| N° 120            | 11,45         | 2,1        | 77,2        | 22,8       |
| N° 140            | 25,3          | 4,7        | 81,9        | 18,1       |
| N° 170            | 24,96         | 4,6        | 86,5        | 13,5       |
| N° 200            | 8,25          | 1,5        | 88,0        | 11,97      |
| CAZOLETA          | 64,95         | 12,0       | 100,0       | 0,0        |
| <b>PESO INIC.</b> | <b>542,68</b> |            |             |            |

**CURVA GRANULOMETRICA**

BOLONES      GRAVA      ARENA      LIMO      ARCILLA Y COLOIDES

3" 2" m 1 3/4" 3/8" N°4 10 20 40 80 140 200



### UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

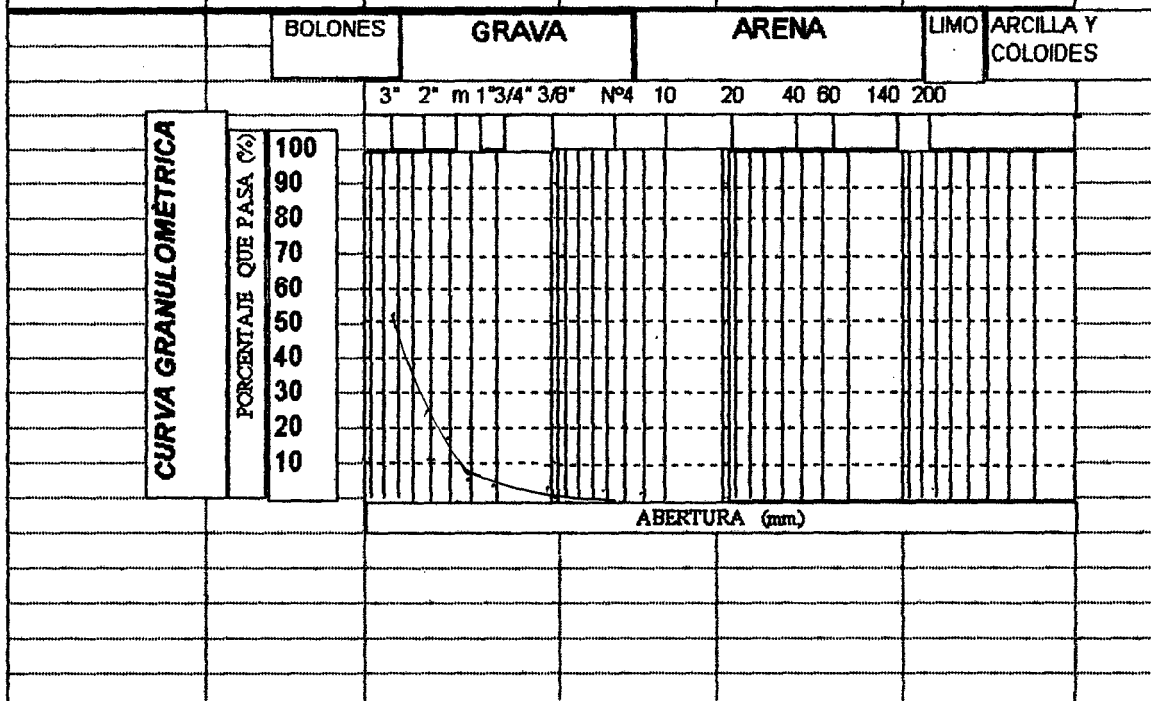
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS**

#### ZONA 16 - EJE BB - CALICATA Nº 3 - MUESTRA Nº 2

#### ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

| Tamices    | Peso Retenido | % Retenido | % Acumulado | % Que Pasa |
|------------|---------------|------------|-------------|------------|
| 3"         | 2351          | 49,31      | 49,31       | 50,69      |
| 2"         | 1233,54       | 25,87      | 75,18       | 24,82      |
| 1 1/2"     | 824,2         | 17,29      | 92,46       | 7,54       |
| 1"         | 105,78        | 2,22       | 94,68       | 5,32       |
| 3/4"       | 74,15         | 1,56       | 96,24       | 3,76       |
| 3/8"       | 56,3          | 1,18       | 97,42       | 2,58       |
| Nº 4       | 6,32          | 0,13       | 97,55       | 2,45       |
| Nº 8       | 14,9          | 0,31       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 16      | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 30      | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 40      | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 50      | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 80      | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 100     | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 120     | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 140     | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 170     | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| Nº 200     | 0             | 0,00       | 97,86       | 2,14       |
| CAZOLETA   | 102           | 2,14       | 100,00      | 0,00       |
| PESO INIC. | 4768,19       |            |             |            |



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**" ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO CON  
FINES DE CIMENTACIÓN EN EL  
DISTRITO DE MORALES "**

**ZONA 1  
EJE A-A  
CALICATA Nº 1  
MUESTRA 1**

**GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS DEL SUELO.**

| MUESTRA Nº                              | 1      | 2     | 3      |
|---|--------|-------|--------|
| VOLUMEN DEL FRASCO                      | 500    | 500   | 500    |
| Peso frasco + agua + suelo. = $W_{bws}$ | 752,3  | 755,2 | 758,69 |
| Peso frasco mas agua = $W_{bw}$         | 694,56 | 696   | 697    |
| Plato evaporador Nº.                    | 1      | 2     | 3      |
| Peso plato evaporador + suelo seco      | 348,2  | 352,1 | 356,23 |
| Peso del plato evaporador               | 254,52 | 256,3 | 256,48 |
| Peso del suelo seco = $W_s$             | 93,68  | 95,8  | 99,75  |
| $W_a = W_s + W_{bw} - W_{bws}$          | 35,94  | 36,6  | 38,06  |
| $G_s = W_s / W_w$                       | 2,61   | 2,62  | 2,62   |
| PROMEDIO                                | 2,62   |       |        |
|   |        |       |        |
|   |        |       |        |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**" ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO CON  
FINES DE CIMENTACIÓN EN EL  
DISTRITO DE MORALES "**

**ZONA 2  
EJE A-A  
CALICATA Nº 2  
MUESTRA 1**

**GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS DEL SUELO.**

| MUESTRA Nº                              | 1      | 2      | 3      |
|---|--------|--------|--------|
| VOLUMEN DEL FRASCO                      | 500    | 500    | 500    |
| Peso frasco + agua + suelo. = $W_{bws}$ | 750,23 | 751,52 | 754,98 |
| Peso frasco mas agua = $W_{bw}$         | 691,23 | 692,36 | 693,25 |
| Plato evaporador Nº.                    | 2      | 3      | 4      |
| Peso plato evaporador + suelo seco      | 350,11 | 352,1  | 356,23 |
| Peso del plato evaporador               | 254,52 | 256,3  | 256,48 |
| Peso del suelo seco = $W_s$             | 95,59  | 95,8   | 99,75  |
| $W_a = W_s + W_{bw} - W_{bws}$          | 36,59  | 36,64  | 38,02  |
| $G_s = W_s / W_w$                       | 2,61   | 2,61   | 2,62   |
| PROMEDIO                                | 2,61   |        |        |
|   |        |        |        |
|   |        |        |        |
|   |        |        |        |
|   |        |        |        |
|   |        |        |        |
|   |        |        |        |
|   |        |        |        |
|   |        |        |        |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**" ESTUDIO ESTRATIGRÁFICO CON  
FINES DE CIMENTACIÓN EN EL  
DISTRITO DE MORALES "**

**ZONA 5  
EJE A-A  
CALICATA Nº 3  
MUESTRA 1**

**GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS DEL SUELO.**

| MUESTRA Nº                              | 1      | 2      | 3      |
|---|--------|--------|--------|
| VOLUMEN DEL FRASCO                      | 500    | 500    | 500    |
| Peso frasco + agua + suelo. = $W_{bws}$ | 753,2  | 753,84 | 755,84 |
| Peso frasco mas agua = $W_{bw}$         | 695    | 695,5  | 695    |
| Plato evaporador Nº.                    | 5      | 6      | 7      |
| Peso plato evaporador + suelo seco      | 350,11 | 352,1  | 356,23 |
| Peso del plato evaporador               | 254,52 | 256,3  | 256,48 |
| Peso del suelo seco = $W_s$             | 95,59  | 95,8   | 99,75  |
| $W_a = W_s + W_{bw} - W_{bws}$          | 37,39  | 37,46  | 38,91  |
| $G_s = W_s / W_w$                       | 2,56   | 2,56   | 2,56   |
| PROMEDIO                                | 2,56   |        |        |



| <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN</b>          |         |
|--|---------|
| <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>                |         |
| <b>LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS</b>           |         |
| <b>ZONA 3 - EJE AA - CALICATA N° 3 - MUESTRA 3</b> |         |
| <i>DENSIDAD EN EL CAMPO</i>                        |         |
| <i>DENSIDAD IN SITU</i>                            |         |
| Peso de la Arena + frasco                          | 4985,60 |
| Peso de la arena que queda + frasco                | 1482,30 |
| Peso de la arena usada                             | 3503,30 |
| Densidad de la arena                               | 1,43    |
| Volumen del hoyo                                   | 2449,86 |
| Peso del suelo humedo + tarro                      | 5200,00 |
| Peso del tarro                                     | 635,00  |
| Peso del suelo humedo                              | 4565,00 |
| Densidad del suelo humedo                          | 1,86    |
| Peso de suelo seco + tarro                         | 4826,50 |
| Peso de agua                                       | 373,50  |
| Peso de suelo seco                                 | 4191,50 |
| Contenido de humedad                               | 8,91    |
| Densidad de suelo seco                             | 1,71    |
| <b>DENSIDAD MÍNIMA</b>                             |         |
| Peso del molde + suelo granular                    | 5584,00 |
| Peso del molde                                     | 4212,00 |
| Peso del material                                  | 1372,00 |
| Volumen del molde                                  | 944,00  |
| Densidad mínima                                    | 1,45    |
| <b>DENSIDAD MAXIMA</b>                             |         |
| Peso del material compactado + molde               | 5928,00 |
| Peso del molde                                     | 4212,00 |
| Peso del material compactado                       | 1716,00 |
| Volumen del molde                                  | 944,00  |
| Densidad máxima.                                   | 1,82    |
| <b>DENSIDAD RELATIVA</b>                           |         |
| 0,751  | 75,08   |
|  |         |
|  |         |
|  |         |
|  |         |

| <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN</b>          |         |
|--|---------|
| <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>                |         |
| <b>LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS</b>           |         |
| <b>ZONA 6 - EJE AA - CALICATA N° 2 - MUESTRA 3</b> |         |
| <i>DENSIDAD EN EL CAMPO</i>                        |         |
| <i>DENSIDAD IN SITU</i>                            |         |
| Peso de la Arena + frasco                          | 5124,00 |
| Peso de la arena que queda + frasco                | 897,00  |
| Peso de la arena usada                             | 4227,00 |
| Densidad de la arena                               | 1,43    |
| Volumen del hoyo                                   | 2955,94 |
| Peso del suelo humedo + tarro                      | 5987,00 |
| Peso del tarro                                     | 632,00  |
| Peso del suelo humedo                              | 5355,00 |
| Densidad del suelo humedo                          | 1,81    |
| Peso de suelo seco + tarro                         | 5659,00 |
| Peso de agua                                       | 328,00  |
| Peso de suelo seco                                 | 5027,00 |
| Contenido de humedad                               | 6,52    |
| Densidad de suelo seco                             | 1,70    |
| <b>DENSIDAD MÍNIMA</b>                             |         |
| Peso del molde + suelo granular                    | 5642,00 |
| Peso del molde                                     | 4212,00 |
| Peso del material                                  | 1430,00 |
| Volumen del molde                                  | 944,00  |
| Densidad mínima                                    | 1,51    |
| <b>DENSIDAD MAXIMA</b>                             |         |
| Peso del material compactado + molde               | 5988,20 |
| Peso del molde                                     | 4212,00 |
| Peso del material compactado                       | 1776,20 |
| Volumen del molde                                  | 944,00  |
| Densidad máxima.                                   | 1,88    |
| <b>DENSIDAD RELATIVA</b>                           |         |
| 0,560560681  | 56,06   |
|  |         |
|  |         |
|  |         |
|  |         |

|  |            |
|--|------------|
| <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN</b>        |            |
| <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>              |            |
| <b>LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS</b>         |            |
| <b>ZONA 6 - EJE BB-CALICATA N° 1- MUESTRA 2</b>  |            |
| <b>DENSIDAD EN EL CAMPO<br/>DENSIDAD IN SITU</b> |            |
| Peso de la Arena + frasco                        | 5200,00    |
| Peso de la arena que queda + frasco              | 1482,30    |
| Peso de la arena usada                           | 3717,70    |
| Densidad de la arena                             | 1,43       |
| Volumen del hoyo                                 | 2599,79    |
| Peso del suelo humedo + tarro                    | 5210,00    |
| Peso del tarro                                   | 635,00     |
| Peso del suelo humedo                            | 4575,00    |
| Densidad del suelo humedo                        | 1,76       |
| Peso de suelo seco + tarro                       | 4826,50    |
| Peso de agua                                     | 383,50     |
| Peso de suelo seco                               | 4191,50    |
| Contenido de humedad                             | 9,15       |
| Densidad de suelo seco                           | 1,61       |
| <b>DENSIDAD MÍNIMA</b>                           |            |
| Peso del molde + suelo granular                  | 5584,00    |
| Peso del molde                                   | 4212,00    |
| Peso del material                                | 1372,00    |
| Volumen del molde                                | 944,00     |
| Densidad mínima                                  | 1,45       |
| <b>DENSIDAD MAXIMA</b>                           |            |
| Peso del material compactado + molde             | 6004,00    |
| Peso del molde                                   | 4212,00    |
| Peso del material compactado                     | 1792,00    |
| Volumen del molde                                | 944,00     |
| Densidad máxima.                                 | 1,90       |
| <b>DENSIDAD RELATIVA</b>                         |            |
|  | 0,42039757 |
|  | 42,04      |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 1 - EJE AA**

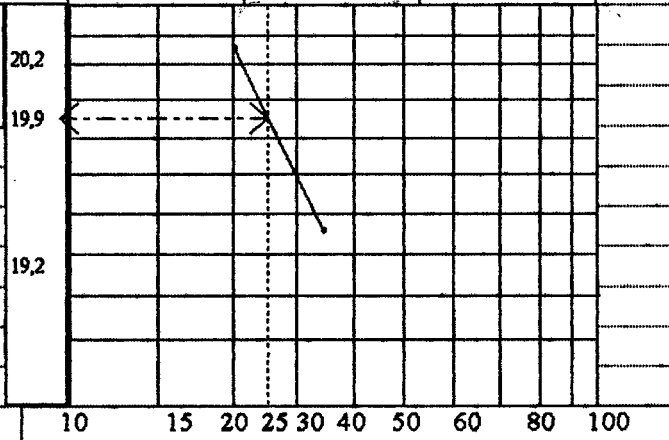
**CALICATA 1**

**Profundidad 0,00-1,00 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

|                              |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 50,5  | 48,4  | 45    | 42,8  |
| Peso de suelo seco + tarro   | 44,9  | 43,3  | 40,7  | 39,6  |
| Peso del tarro               | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 27,6  | 26,4  | 23,7  | 22,2  |
| Peso de agua                 | 5,6   | 5,1   | 4,3   | 3,2   |
| Contenido de humedad (%)     | 20,29 | 19,32 | 18,14 | 14,41 |
| Número de golpes.            | 20    | 35    | 38    | 50    |

**Humedad (%)**



**Límite Líquido**

**= 19,9**

**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

|                              |              |       |       |       |
|------------------------------|--------------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  | 1            | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 23,9         | 23,45 | 27,02 | 27    |
| Peso de suelo seco + tarro   | 23           | 22,6  | 25,8  | 25,85 |
| Peso del tarro               | 17,3         | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 5,7          | 5,7   | 8,8   | 8,45  |
| Peso de agua                 | 0,9          | 0,85  | 1,22  | 1,15  |
| Contenido de humedad (%)     | 15,79        | 14,91 | 13,86 | 13,61 |
| <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>       | <b>14,54</b> |       |       |       |
| <b>INDICE PLÁSTICO</b>       | <b>5,36</b>  |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 2 - EJE AA**

**CALICATA 1**

**Profundidad 2,50-3,00 m.**

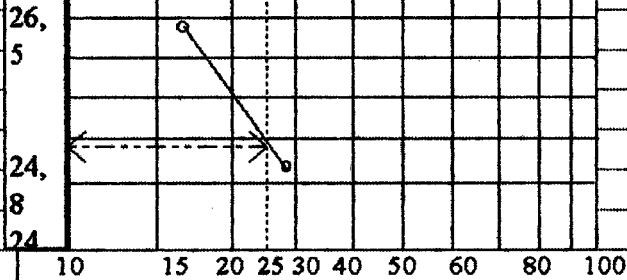
**LÍMITE LÍQUIDO**

| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 36,78 | 36,94 | 34,9  | 34,6  |
| Peso de suelo seco + tarro   | 32,7  | 32,98 | 31,68 | 31,65 |
| Peso del tarro               | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 15,4  | 16,08 | 14,68 | 14,25 |
| Peso de agua                 | 4,08  | 3,96  | 3,22  | 2,95  |
| Contenido de humedad (%)     | 26,49 | 24,63 | 21,93 | 20,70 |
| Número de golpes.            | 17    | 28    | 33    | 48    |

**Humedad (%)**

**Límite Líquido**

**= 24,8**



**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

| Nº de tarro                  | 1            | 2     | 3     | 4    |
|------------------------------|--------------|-------|-------|------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 24,6         | 21,7  | 23,75 | 24,1 |
| Peso de suelo seco + tarro   | 23,8         | 21,2  | 23    | 23,5 |
| Peso del tarro               | 17,3         | 16,9  | 17    | 17,4 |
| Peso del suelo seco          | 6,5          | 4,3   | 6     | 6,1  |
| Peso de agua                 | 0,8          | 0,5   | 0,75  | 0,6  |
| Contenido de humedad (%)     | 12,31        | 11,63 | 12,50 | 9,84 |
| <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>       | <b>11,57</b> |       |       |      |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 3 - EJE AA**

**CALICATA 1**

**Profundidad 2,20-3,40 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 46,1  | 44,7  | 52,4  | 50,23 |
| Peso de suelo seco + tarro   | 40    | 39,2  | 45,7  | 44,6  |
| Peso del tarro               | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 22,7  | 22,3  | 28,7  | 27,2  |
| Peso de agua                 | 6,1   | 5,5   | 6,7   | 5,63  |
| Contenido de humedad (%)     | 26,87 | 24,66 | 23,34 | 20,70 |
| Número de golpes.            | 23    | 31    | 42    | 56    |

**Humedad (%)**

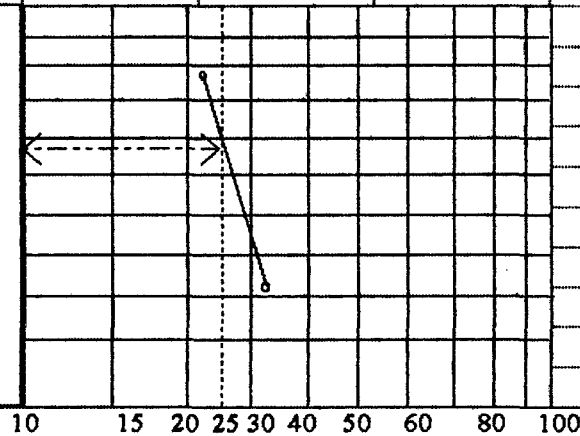
26,5

25,8

24,5

**Límite Líquido**

**= 25,8**



**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

| Nº de tarro                  | 1            | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|--------------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 23,75        | 21,7  | 24,6  | 24,8  |
| Peso de suelo seco + tarro   | 23           | 21,2  | 23,8  | 24    |
| Peso del tarro               | 17,3         | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 5,7          | 4,3   | 6,8   | 6,6   |
| Peso de agua                 | 0,75         | 0,5   | 0,8   | 0,8   |
| Contenido de humedad (%)     | 13,16        | 11,63 | 11,76 | 12,12 |
| <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>       | <b>12,17</b> |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 4 - EJE AA**

**CALICATA 1**

**Profundidad 1,10-2,80 m.**

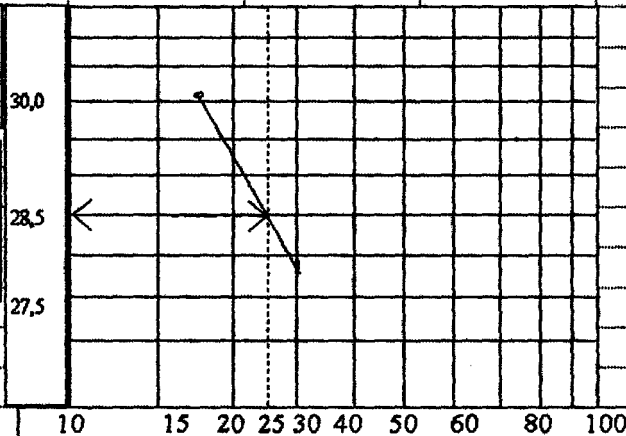
**LÍMITE LÍQUIDO**

| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 48,36 | 46,5  | 53,6  | 52,36 |
| Peso de suelo seco + tarro   | 40,3  | 39,8  | 45,6  | 46,2  |
| Peso del tarro               | 17,2  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 22,8  | 22,3  | 28,6  | 28,8  |
| Peso de agua                 | 8,06  | 6,7   | 8     | 6,16  |
| Contenido de humedad (%)     | 35,35 | 30,04 | 27,97 | 21,39 |
| Número de golpes.            | 12    | 18    | 30    | 38    |

**Humedad (%)**

**Límite Líquido**

**= 28,5**



**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

| Nº de tarro                  | 1            | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|--------------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 23,48        | 26,82 | 25,64 | 24,65 |
| Peso de suelo seco + tarro   | 22,94        | 25,9  | 24,8  | 24    |
| Peso del tarro               | 17,3         | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 5,64         | 9     | 7,8   | 6,6   |
| Peso de agua                 | 0,54         | 0,92  | 0,84  | 0,65  |
| Contenido de humedad (%)     | 9,57         | 10,22 | 10,77 | 9,85  |
| <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>       | <b>10,10</b> |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 5 - EJE AA**

**CALICATA 1**

**Profundidad 3,00-4,00 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

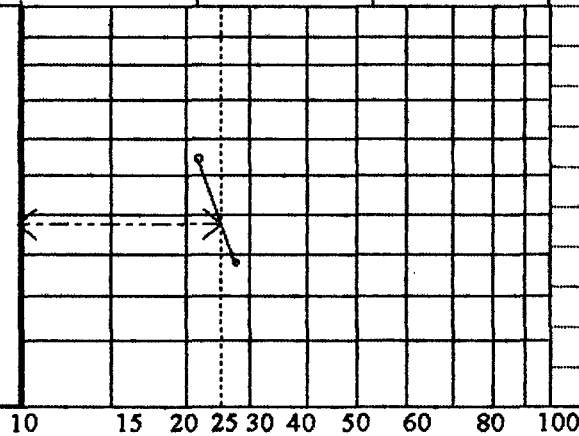
| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 49,63 | 48,3  | 57,1  | 54,89 |
| Peso de suelo seco + tarro   | 40    | 39,2  | 45,7  | 44,6  |
| Peso del tarro               | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 22,7  | 22,3  | 28,7  | 27,2  |
| Peso de agua                 | 9,63  | 9,1   | 11,4  | 10,29 |
| Contenido de humedad (%)     | 42,42 | 40,81 | 39,72 | 37,83 |
| Número de golpes.            | 22    | 27    | 33    | 38    |

**Humedad (%)**

**Límite Líquido**

**= 41,5**

42,0  
41,5  
40,5



**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

| Nº de tarro                  | 1           | 2    | 3     | 4     |
|------------------------------|-------------|------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 24,5        | 26,3 | 25,4  | 25,36 |
| Peso de suelo seco + tarro   | 23,8        | 25,6 | 24,6  | 24,6  |
| Peso del tarro               | 17,3        | 16,9 | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 6,5         | 8,7  | 7,6   | 7,2   |
| Peso de agua                 | 0,7         | 0,7  | 0,8   | 0,76  |
| Contenido de humedad (%)     | 10,77       | 8,05 | 10,53 | 10,56 |
| <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>       | <b>9,97</b> |      |       |       |



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 6 - EJE AA**

**CALICATA 1**

**Profundidad 2,00-3,90 m.**

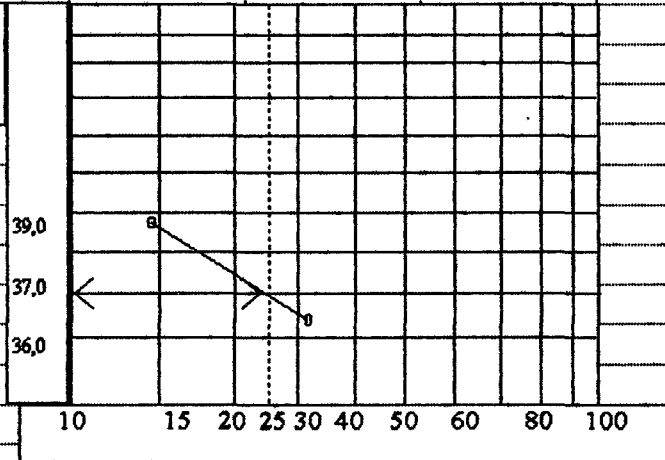
**LÍMITE LÍQUIDO**

| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 50,5  | 48,4  | 45    | 42,8  |
| Peso de suelo seco + tarro   | 41,2  | 39,6  | 37,5  | 39,6  |
| Peso del tarro               | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 23,9  | 22,7  | 20,5  | 22,2  |
| Peso de agua                 | 9,3   | 8,8   | 7,5   | 3,2   |
| Contenido de humedad (%)     | 38,91 | 38,77 | 36,59 | 14,41 |
| Número de golpes.            | 17    | 19    | 33    | 49    |

**Humedad (%)**

**Límite Líquido**

**= 37,9**



**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

| Nº de tarro                  | 1            | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|--------------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 23,9         | 23,45 | 27,02 | 27    |
| Peso de suelo seco + tarro   | 23           | 22,6  | 25,8  | 25,85 |
| Peso del tarro               | 17,3         | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 5,7          | 5,7   | 8,8   | 8,45  |
| Peso de agua                 | 0,9          | 0,85  | 1,22  | 1,15  |
| Contenido de humedad (%)     | 15,79        | 14,91 | 13,86 | 13,61 |
| <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>       | <b>14,54</b> |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

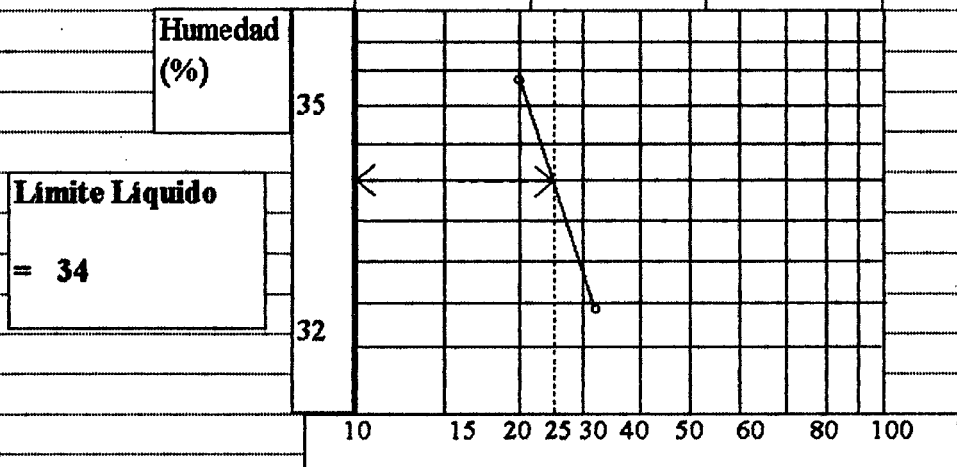
**ZONA 7 - EJE AA**

**CALICATA 3**

**Profundidad 0,00-2,70 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

|                              |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 40,78 | 40,94 | 39,2  | 38,6  |
| Peso de suelo seco + tarro   | 34,7  | 34,98 | 34,3  | 36    |
| Peso del tarro               | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 17,4  | 18,08 | 17,3  | 18,6  |
| Peso de agua                 | 6,08  | 5,96  | 4,9   | 2,6   |
| Contenido de humedad (%)     | 34,94 | 32,96 | 28,32 | 13,98 |
| Número de golpes.            | 20    | 32    | 40    | 50    |



**LÍMITE PLÁSTICO**

|                              |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 26,96 | 24,06 | 26,11 | 26,46 |
| Peso de suelo seco + tarro   | 26,2  | 23,5  | 25,3  | 25,7  |
| Peso del tarro               | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso del suelo seco          | 8,9   | 6,6   | 8,3   | 8,3   |
| Peso de agua                 | 0,76  | 0,56  | 0,81  | 0,76  |
| Contenido de humedad (%)     | 8,54  | 8,48  | 9,76  | 9,16  |
| LÍMITE PLÁSTICO              | 8,98  |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 8 - EJE AA**

**CALICATA 1**

**Profundidad 2,20-3,30 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

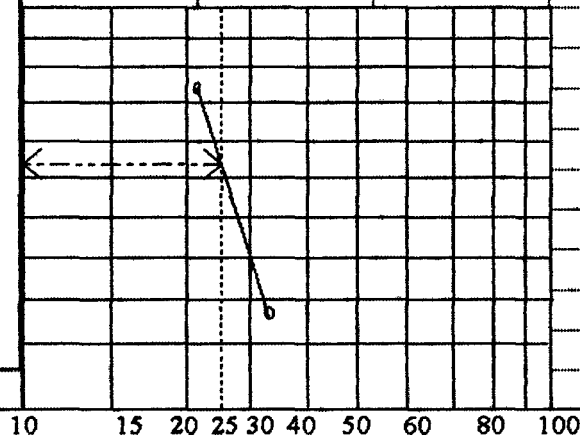
| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro |       |       |       |       |
| Peso de suelo seco + tarro   | 61,7  | 60,3  | 68    | 66,86 |
| Peso del tarro               | 50,3  | 52,3  | 60,3  | 60    |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 33    | 35,4  | 43,3  | 42,6  |
| Contenido de humedad (%)     | 11,4  | 8     | 7,7   | 6,86  |
| Número de golpes.            | 34,55 | 22,60 | 17,78 | 16,10 |
|                              | 22    | 27    | 33    | 38    |

**Humedad (%)**

34,0  
31,0  
22,0

**Límite Líquido**

**= 31**



**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

| Nº de tarro                  | 1     | 2     | 3     | 4     |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro |       |       |       |       |
| Peso de suelo seco + tarro   | 26,06 | 24,01 | 26,91 | 27,11 |
| Peso del tarro               | 25,3  | 23,5  | 26,1  | 26,3  |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 8     | 6,6   | 9,1   | 8,9   |
| Contenido de humedad (%)     | 0,76  | 0,51  | 0,81  | 0,81  |
| LÍMITE PLÁSTICO              | 9,50  | 7,73  | 8,90  | 9,10  |
|                              | 8,81  |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 9 - EJE AA**

**CALICATA 4**

**Profundidad 2,50-3,40 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 38,98 | 34,12 | 41,22 | 39,98 |
| Peso del tarro               | 27,94 | 25,3  | 35    | 36,23 |
| Peso del suelo seco          | 17,2  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 22,8  | 22,3  | 18    | 18,83 |
| Contenido de humedad (%)     | 11,04 | 8,82  | 6,22  | 3,75  |
| Número de golpes.            | 48,42 | 39,55 | 34,56 | 19,92 |
|                              | 17    | 23    | 30    | 38    |

**Humedad (%)**

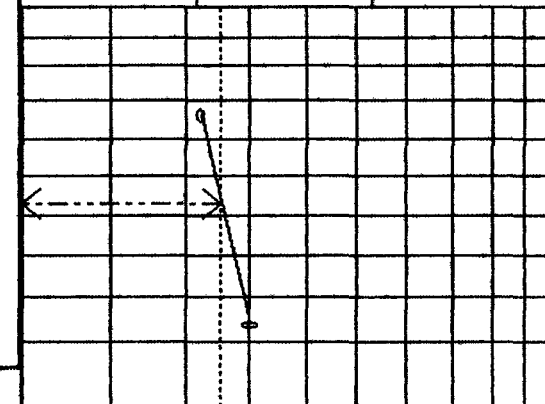
**Límite Líquido**

**= 37,5**

39,0

37,5

34,0



10 15 20 25 30 40 50 60 80 100

**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 27,74 | 31,08 | 29,9  | 28,91 |
| Peso del tarro               | 26,8  | 29,63 | 28,56 | 27,86 |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 9,5   | 12,73 | 11,56 | 10,46 |
| Contenido de humedad (%)     | 0,94  | 1,45  | 1,34  | 1,05  |
| LÍMITE PLÁSTICO              | 9,89  | 11,39 | 11,59 | 10,04 |
|                              | 10,73 |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 10 - EJE AA**

**CALICATA 1**

**Profundidad 0,00-3,80 m.**

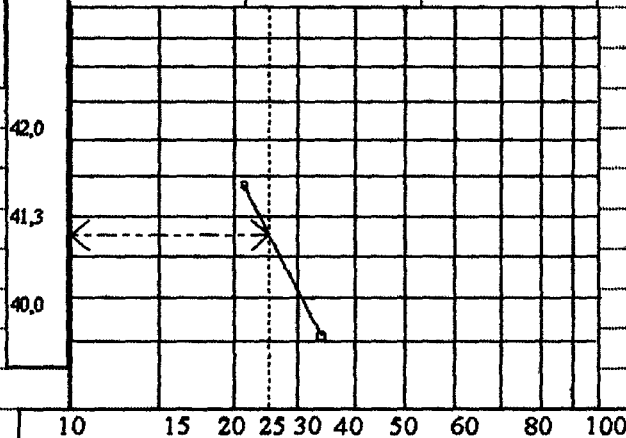
**LÍMITE LÍQUIDO**

| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 51,19 | 49,56 | 58,66 | 56,45 |
| Peso del tarro               | 41,2  | 40,2  | 46,6  | 45,6  |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 23,9  | 23,3  | 29,6  | 28,2  |
| Contenido de humedad (%)     | 9,99  | 9,36  | 12,06 | 10,85 |
| Número de golpes.            | 41,80 | 40,17 | 40,74 | 38,48 |
|                              | 22    | 27    | 33    | 38    |

**Humedad (%)**

**Límite Líquido**

**= 41,3**



**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 25    | 26,8  | 25,9  | 25,86 |
| Peso del tarro               | 24,25 | 26,05 | 25,05 | 25,05 |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 6,95  | 9,15  | 8,05  | 7,65  |
| Contenido de humedad (%)     | 0,75  | 0,75  | 0,85  | 0,81  |
| <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>       | 10,79 | 8,20  | 10,56 | 10,59 |
|                              | 10,03 |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 11 - EJE AA**

**CALICATA 1**

**Profundidad 0,00-2,80 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

|                              |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 59,63 | 58,3  | 67,1  | 64,89 |
| Peso del tarro               | 50,1  | 49,3  | 56,89 | 56,3  |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 32,8  | 32,4  | 39,89 | 38,9  |
| Contenido de humedad (%)     | 9,53  | 9     | 10,21 | 8,59  |
| Número de golpes.            | 29,05 | 27,78 | 25,60 | 22,08 |
|                              | 32    | 28    | 25    | 15    |

**Humedad (%)**

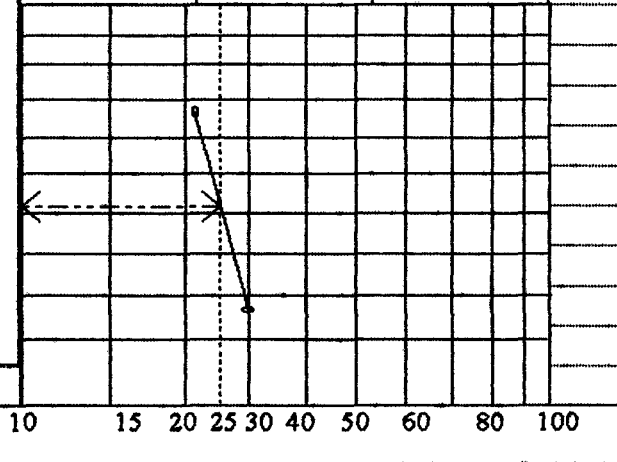
28,0

**Límite Líquido**

**= 26,6**

26,6

25,0



10 15 20 25 30 40 50 60 80 100

**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

|                              |       |       |      |       |
|------------------------------|-------|-------|------|-------|
| Nº de tarro                  |       |       |      |       |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3    | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 29    | 30,8  | 29,9 | 29,86 |
| Peso del tarro               | 28    | 29,5  | 28,8 | 28,6  |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17   | 17,4  |
| Peso de agua                 | 10,7  | 12,6  | 11,8 | 11,2  |
| Contenido de humedad (%)     | 1     | 1,3   | 1,1  | 1,26  |
| LÍMITE PLÁSTICO              | 9,35  | 10,32 | 9,32 | 11,25 |
|                              | 10,06 |       |      |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 12 - EJE AA**

**CALICATA 1**

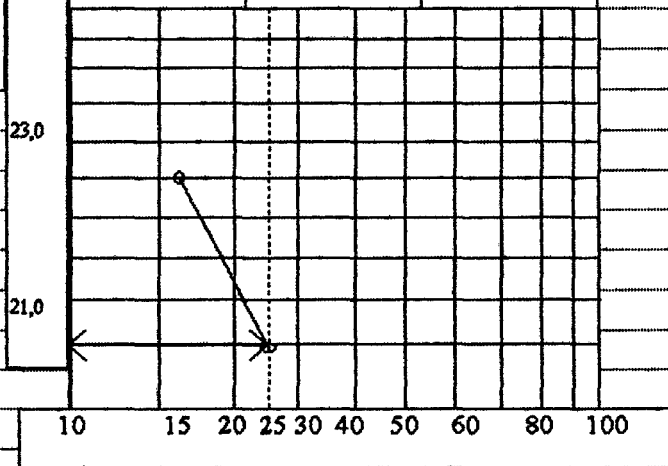
**Profundidad 0,00-1,60 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

|                              |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 47,25 | 45,15 | 41,75 | 39,55 |
| Peso del tarro               | 41,65 | 40,05 | 37,45 | 36,35 |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 24,35 | 23,15 | 20,45 | 18,95 |
| Contenido de humedad (%)     | 5,6   | 5,1   | 4,3   | 3,2   |
| Número de golpes.            | 23,00 | 22,03 | 21,03 | 16,89 |
|                              | 18    | 20    | 25    | 50    |

**Humedad (%)**

**Límite Líquido**  
**= 21,03**



**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

|                              |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 23,9  | 23,45 | 27,02 | 27    |
| Peso del tarro               | 23,2  | 22,8  | 26    | 26,1  |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 5,9   | 5,9   | 9     | 8,7   |
| Contenido de humedad (%)     | 0,7   | 0,65  | 1,02  | 0,9   |
| LÍMITE PLÁSTICO              | 11,86 | 11,02 | 11,33 | 10,34 |
|                              | 11,14 |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 12 - EJE AA**

**CALICATA 3**

**Profundidad 0,60-1,50 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

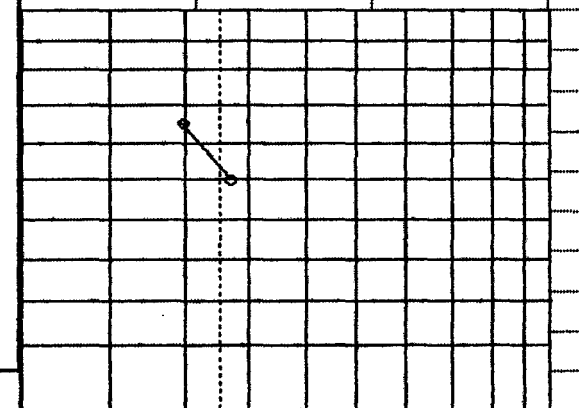
|                                     |       |       |       |       |
|-------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| <b>Nº de tarro</b>                  |       |       |       |       |
| <b>Peso de suelo húmedo + tarro</b> | 1     | 2     | 3     | 4     |
| <b>Peso de suelo seco + tarro</b>   | 36,8  | 37    | 35    | 34,8  |
| <b>Peso del tarro</b>               | 32,7  | 32,98 | 31,68 | 31,65 |
| <b>Peso del suelo seco</b>          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| <b>Peso de agua</b>                 | 15,4  | 16,08 | 14,68 | 14,25 |
| <b>Contenido de humedad (%)</b>     | 4,1   | 4,02  | 3,32  | 3,15  |
| <b>Número de golpes.</b>            | 26,62 | 25    | 22,62 | 22,11 |
|                                     | 20    | 26    | 33    | 34    |

**Humedad (%)**

26,  
0  
25

**Límite Líquido**

**= 25,4**



10 15 20 25 30 40 50 60 80 100

**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

|                                     |       |       |       |       |
|-------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| <b>Nº de tarro</b>                  |       |       |       |       |
| <b>Peso de suelo húmedo + tarro</b> | 1     | 2     | 3     | 4     |
| <b>Peso de suelo seco + tarro</b>   | 24,8  | 21,8  | 23,8  | 24,3  |
| <b>Peso del tarro</b>               | 23,9  | 21,2  | 23    | 23,5  |
| <b>Peso del suelo seco</b>          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| <b>Peso de agua</b>                 | 6,6   | 4,3   | 6     | 6,1   |
| <b>Contenido de humedad (%)</b>     | 0,9   | 0,6   | 0,8   | 0,8   |
| <b>LÍMITE PLÁSTICO</b>              | 13,64 | 13,95 | 13,33 | 13,11 |
|                                     | 13,51 |       |       |       |



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 14 - EJE AA**

**CALICATA 3**

**Profundidad 0,80-1,60 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

|                              |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 49,6  | 48    | 54,62 | 51,6  |
| Peso del tarro               | 42,2  | 41,3  | 47,8  | 46,4  |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 24,9  | 24,4  | 30,8  | 29    |
| Contenido de humedad (%)     | 7,4   | 6,7   | 6,82  | 5,2   |
| Número de golpes.            | 29,72 | 27,46 | 22,14 | 17,93 |
|                              | 22    | 27    | 33    | 38    |

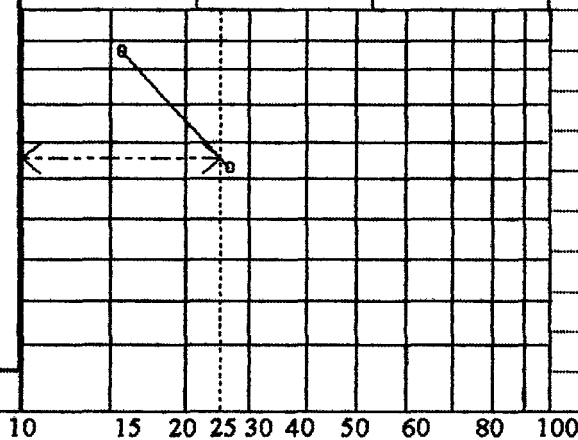
**Humedad (%)**

29

28

**Límite Líquido**

**= 28**



10    15    20    25    30    40    50    60    80    100

**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

|                              |       |      |       |      |
|------------------------------|-------|------|-------|------|
| Nº de tarro                  |       |      |       |      |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2    | 3     | 4    |
| Peso de suelo seco + tarro   | 23,6  | 21,6 | 24,6  | 24,6 |
| Peso del tarro               | 23    | 21,2 | 23,8  | 24   |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9 | 17    | 17,4 |
| Peso de agua                 | 5,7   | 4,3  | 6,8   | 6,6  |
| Contenido de humedad (%)     | 0,6   | 0,4  | 0,8   | 0,6  |
| LÍMITE PLÁSTICO              | 10,53 | 9,30 | 11,76 | 9,09 |
|                              | 10,17 |      |       |      |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

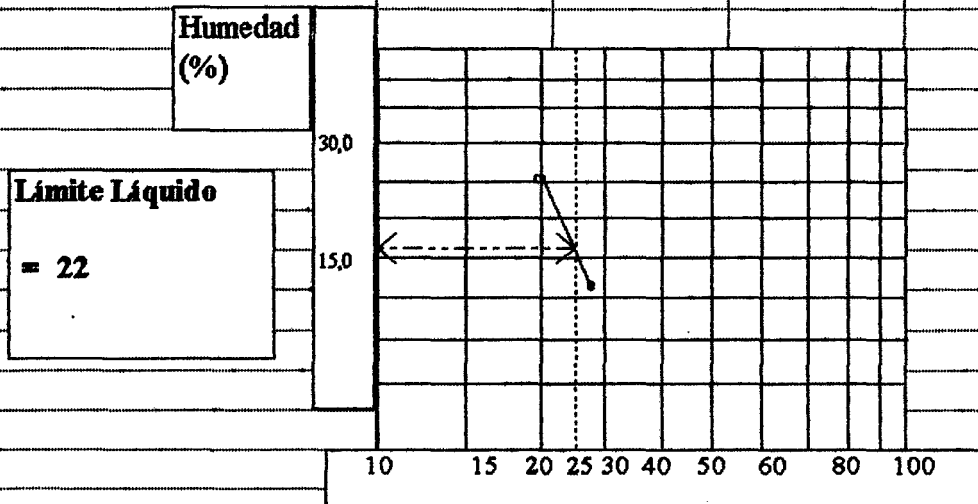
**ZONA 15 - EJE AA**

**CALICATA 3**

**Profundidad 0,50-1,50 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 62,03 | 60,17 | 67,27 | 66,03 |
| Peso del tarro               | 53,95 | 53,45 | 59,25 | 59,85 |
| Peso del suelo seco          | 17,2  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 22,8  | 22,3  | 42,25 | 42,45 |
| Contenido de humedad (%)     | 8,08  | 6,72  | 8,02  | 6,18  |
| Número de golpes.            | 35,44 | 30,13 | 18,98 | 14,56 |
|                              | 18    | 20    | 28    | 52    |



**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 36,11 | 39,45 | 38,27 | 37,28 |
| Peso del tarro               | 34,3  | 37,26 | 36,16 | 35,36 |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 17    | 20,36 | 19,16 | 17,96 |
| Contenido de humedad (%)     | 1,81  | 2,19  | 2,11  | 1,92  |
| LÍMITE PLÁSTICO              | 10,65 | 10,76 | 11,01 | 10,69 |
|                              | 10,78 |       |       |       |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ZONA 16 - EJE AA**

**CALICATA 3**

**Profundidad 0,00-0,90 m.**

**LÍMITE LÍQUIDO**

|                              |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 41,95 | 40,62 | 49,42 | 47,21 |
| Peso del tarro               | 36,1  | 35,43 | 42,6  | 42,36 |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 18,8  | 18,53 | 25,6  | 24,96 |
| Contenido de humedad (%)     | 5,85  | 5,19  | 6,82  | 4,85  |
| Número de golpes.            | 31,12 | 28,01 | 26,64 | 19,43 |
|                              | 22    | 27    | 41    | 50    |

**Humedad (%)**

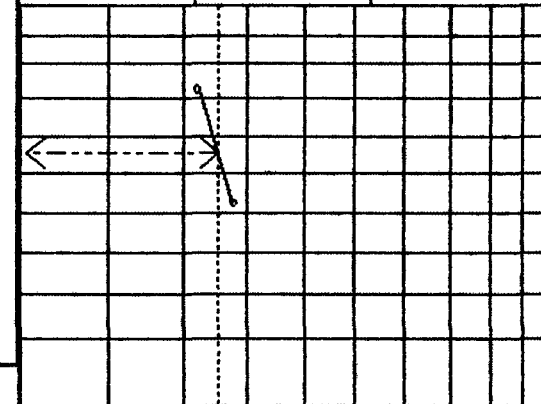
31,0

29,3

28,0

**Límite Líquido**

**= 29,30**



10    15    20    25    30    40    50    60    80    100

**Nº de Golpes**

**LÍMITE PLÁSTICO**

|                              |       |       |       |       |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nº de tarro                  |       |       |       |       |
| Peso de suelo húmedo + tarro | 1     | 2     | 3     | 4     |
| Peso de suelo seco + tarro   | 31,7  | 33,5  | 32,6  | 32,56 |
| Peso del tarro               | 30,2  | 31,8  | 31,12 | 31,1  |
| Peso del suelo seco          | 17,3  | 16,9  | 17    | 17,4  |
| Peso de agua                 | 12,9  | 14,9  | 14,12 | 13,7  |
| Contenido de humedad (%)     | 1,5   | 1,7   | 1,48  | 1,46  |
| LÍMITE PLÁSTICO              | 11,63 | 11,41 | 10,48 | 10,66 |
|                              | 11,04 |       |       |       |



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
 SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



INFORME N° : LG95-114  
 -----

ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
 \*\*\*\*\*

SOLICITANTE : Bach E. SANCHEZ CHAVEZ  
 PROYECTO : TESIS  
 UBICACION : MORALES TARAPOTO

CALICATA : C-1  
 MUESTRA : M-1  
 PROFUNDIDAD : 0.00-1.50  
 CLASIF. SUCS : CL  
 ESTADO : INALTERADO  
 FECHA : 08/11/95

=====





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
 SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



INFORME N° : LG95-114

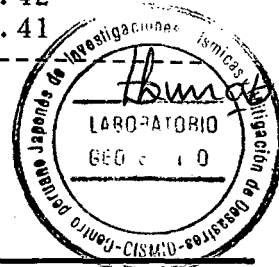
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

\*\*\*\*\*

ESPECIMEN # 1

DIAMETRO = 5.95 cm.      ESFUERZO NORMAL = 1.00 Kg/cm2  
 ALTURA = 1.80 cm.      DENSIDAD SECA = 1.69 gr/cm3  
 C.HUMEDAD INIC.= 11.89 %      C.HUMEDAD FIN. = 12.32 %

| DEF. TANGENCIAL<br>( % ) | ESFUERZO DE CORTE<br>( Kg/cm2 ) | ESFUERZO NORMALIZADO<br>( TAU/SIGMA ) |
|--------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|
| 0.00                     | 0.00                            | 0.00                                  |
| 0.05                     | 0.00                            | 0.00                                  |
| 0.10                     | 0.72                            | 0.72                                  |
| 0.15                     | 0.77                            | 0.77                                  |
| 0.25                     | 0.90                            | 0.90                                  |
| 0.50                     | 1.13                            | 1.13                                  |
| 0.75                     | 1.29                            | 1.29                                  |
| 1.00                     | 1.42                            | 1.42                                  |
| 1.25                     | 1.61                            | 1.61                                  |
| 1.50                     | 1.64                            | 1.64                                  |
| 1.75                     | 1.70                            | 1.70                                  |
| 2.00                     | 1.77                            | 1.77                                  |
| 2.50                     | 1.90                            | 1.90                                  |
| 3.00                     | 1.98                            | 1.98                                  |
| 3.50                     | 2.04                            | 2.04                                  |
| 4.00                     | 2.10                            | 2.10                                  |
| 4.50                     | 2.14                            | 2.14                                  |
| 5.00                     | 2.03                            | 2.03                                  |
| 6.00                     | 1.67                            | 1.67                                  |
| 7.00                     | 1.50                            | 1.50                                  |
| 8.00                     | 1.46                            | 1.46                                  |
| 9.00                     | 1.42                            | 1.42                                  |
| 10.00                    | 1.41                            | 1.41                                  |





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
 SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



INFORME N° : LG95-114

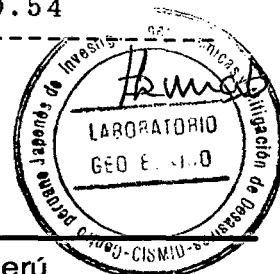
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

\*\*\*\*\*

ESPECIMEN # 2

DIAMETRO = 6.00 cm.      ESFUERZO NORMAL = 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
 ALTURA = 1.90 cm.      DENSIDAD SECA = 1.74 gr/cm<sup>3</sup>  
 C.HUMEDAD INIC.= 11.82 %      C.HUMEDAD FIN. = 16.14 %

| DEF. TANGENCIAL<br>( % ) | ESFUERZO DE CORTE<br>( Kg/cm <sup>2</sup> ) | ESFUERZO NORMALIZADO<br>( TAU/SIGMA ) |
|--------------------------|---|---------------------------------------|
| 0.00                     | 0.00  | 0.00                                  |
| 0.05                     | 0.38  | 0.19                                  |
| 0.10                     | 0.46  | 0.23                                  |
| 0.15                     | 0.49  | 0.25                                  |
| 0.25                     | 0.59  | 0.30                                  |
| 0.50                     | 0.82  | 0.41                                  |
| 0.75                     | 0.96  | 0.48                                  |
| 1.00                     | 1.03  | 0.52                                  |
| 1.25                     | 1.08  | 0.54                                  |
| 1.50                     | 1.08  | 0.54                                  |
| 1.75                     | 1.08  | 0.54                                  |
| 2.00                     | 1.12  | 0.56                                  |
| 2.50                     | 1.17  | 0.59                                  |
| 3.00                     | 1.17  | 0.59                                  |
| 3.50                     | 1.15  | 0.58                                  |
| 4.00                     | 1.15  | 0.58                                  |
| 4.50                     | 1.15  | 0.58                                  |
| 5.00                     | 1.14  | 0.57                                  |
| 6.00                     | 1.14  | 0.57                                  |
| 7.00                     | 1.14  | 0.57                                  |
| 8.00                     | 1.11  | 0.56                                  |
| 9.00                     | 1.07  | 0.54                                  |





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
 SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



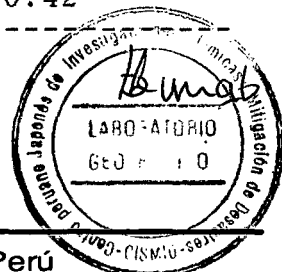
INFORME N° : LG95-114

ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
 \*\*\*\*\*

ESPECIMEN # 3

DIAMETRO = 6.00 cm.                      ESFUERZO NORMAL = 4.00 Kg/cm2  
 ALTURA = 1.95 cm.                      DENSIDAD SECA = 1.58 gr/cm3  
 C.HUMEDAD INIC. = 11.91 %              C.HUMEDAD FIN. = 16.81 %

| DEF. TANGENCIAL<br>( % ) | ESFUERZO DE CORTE<br>( Kg/cm2 ) | ESFUERZO NORMALIZADO<br>( TAU/SIGMA ) |
|--------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|
| 0.00                     | 0.00                            | 0.00                                  |
| 0.05                     | 0.51                            | 0.13                                  |
| 0.10                     | 0.62                            | 0.16                                  |
| 0.15                     | 0.71                            | 0.18                                  |
| 0.25                     | 0.85                            | 0.21                                  |
| 0.50                     | 1.15                            | 0.29                                  |
| 0.75                     | 1.32                            | 0.33                                  |
| 1.00                     | 1.41                            | 0.35                                  |
| 1.25                     | 1.45                            | 0.36                                  |
| 2.00                     | 1.49                            | 0.37                                  |
| 2.50                     | 1.50                            | 0.38                                  |
| 3.00                     | 1.51                            | 0.38                                  |
| 3.50                     | 1.53                            | 0.38                                  |
| 4.00                     | 1.52                            | 0.38                                  |
| 4.50                     | 1.53                            | 0.38                                  |
| 5.00                     | 1.53                            | 0.38                                  |
| 6.00                     | 1.55                            | 0.39                                  |
| 7.00                     | 1.58                            | 0.40                                  |
| 8.00                     | 1.60                            | 0.40                                  |
| 9.00                     | 1.63                            | 0.41                                  |
| 10.00                    | 1.67                            | 0.42                                  |
| 11.00                    | 1.69                            | 0.42                                  |





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



INFORME N° : LG95-114  
-----

ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
\*\*\*\*\*

SOLICITANTE : Bach E. SANCHEZ CHAVEZ  
PROYECTO : TESIS  
UBICACION : MORALES TARAPOTO  
  
CALICATA : C-2  
MUESTRA : M-1  
PROFUNDIDAD : 0.00-1.50  
CLASIF. SUCS : CL  
ESTADO : INALT. SATURADO  
FECHA : 08/11/95







UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
 SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



INFORME N° : LG95-114

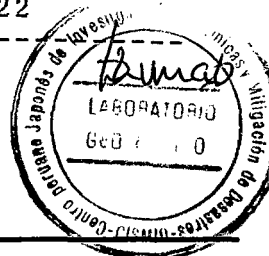
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

\*\*\*\*\*

ESPECIMEN # 1

DIAMETRO = 6.00 cm.      ESFUERZO NORMAL = 1.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
 ALTURA = 1.95 cm.      DENSIDAD SECA = 1.75 gr/cm<sup>3</sup>  
 C.HUMEDAD INIC. = 10.30 %      C.HUMEDAD FIN. = 8.93 %

| DEF. TANGENCIAL<br>( % ) | ESFUERZO DE CORTE<br>( Kg/cm <sup>2</sup> ) | ESFUERZO NORMALIZADO<br>( TAU/SIGMA ) |
|--------------------------|---|---------------------------------------|
| 0.00                     | 0.00  | 0.00                                  |
| 0.05                     | 0.78  | 0.78                                  |
| 0.10                     | 0.82  | 0.82                                  |
| 0.15                     | 0.85  | 0.85                                  |
| 0.25                     | 0.90  | 0.90                                  |
| 0.50                     | 1.04  | 1.04                                  |
| 0.75                     | 1.17  | 1.17                                  |
| 1.00                     | 1.33  | 1.33                                  |
| 1.25                     | 1.49  | 1.49                                  |
| 1.50                     | 1.65  | 1.65                                  |
| 1.75                     | 1.77  | 1.77                                  |
| 2.00                     | 1.87  | 1.87                                  |
| 2.50                     | 1.88  | 1.88                                  |
| 3.00                     | 1.74  | 1.74                                  |
| 3.50                     | 1.62  | 1.62                                  |
| 4.00                     | 1.54  | 1.54                                  |
| 4.50                     | 1.50  | 1.50                                  |
| 5.00                     | 1.45  | 1.45                                  |
| 5.00                     | 1.45  | 1.45                                  |
| 6.00                     | 1.38  | 1.38                                  |
| 7.00                     | 1.28  | 1.28                                  |
| 8.00                     | 1.22  | 1.22                                  |





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
 SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



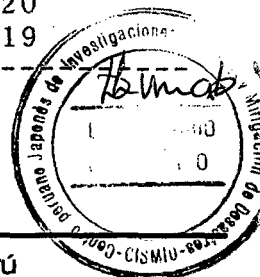
INFORME N° : LG95-114

ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
 \*\*\*\*\*

ESPECIMEN # 2

DIAMETRO = 6.00 cm.      ESFUERZO NORMAL = 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
 ALTURA = 1.95 cm.      DENSIDAD SECA = 1.76 gr/cm<sup>3</sup>  
 C.HUMEDAD INIC. = 9.52 %      C.HUMEDAD FIN. = 8.16 %

| DEF. TANGENCIAL<br>( % ) | ESFUERZO DE CORTE<br>( Kg/cm <sup>2</sup> ) | ESFUERZO NORMALIZADO<br>( TAU/SIGMA ) |
|--------------------------|---|---------------------------------------|
| 0.00                     | 0.00  | 0.00                                  |
| 0.05                     | 0.90  | 0.45                                  |
| 0.10                     | 1.25  | 0.63                                  |
| 0.15                     | 1.49  | 0.75                                  |
| 0.25                     | 1.98  | 0.99                                  |
| 0.50                     | 2.97  | 1.49                                  |
| 0.75                     | 3.75  | 1.88                                  |
| 1.00                     | 4.14  | 2.07                                  |
| 1.25                     | 4.51  | 2.26                                  |
| 1.50                     | 4.72  | 2.36                                  |
| 1.75                     | 4.85  | 2.43                                  |
| 2.00                     | 4.88  | 2.44                                  |
| 3.00                     | 2.82  | 1.41                                  |
| 3.50                     | 3.06  | 1.53                                  |
| 4.00                     | 2.91  | 1.46                                  |
| 4.50                     | 2.81  | 1.41                                  |
| 5.00                     | 2.72  | 1.36                                  |
| 5.50                     | 2.66  | 1.33                                  |
| 6.00                     | 2.63  | 1.32                                  |
| 6.50                     | 2.56  | 1.28                                  |
| 7.00                     | 2.50  | 1.25                                  |
| 7.50                     | 2.46  | 1.23                                  |
| 8.00                     | 2.43  | 1.22                                  |
| 9.00                     | 2.40  | 1.20                                  |
| 10.00                    | 2.38  | 1.19                                  |





INFORME N° : LG95-114  
-----

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

\*\*\*\*\*

SOLICITANTE : Bach E. SANCHEZ CHAVEZ  
PROYECTO : TESIS  
UBICACION : MORALES TARAPOTO  
  
CALICATA : C-3  
MUESTRA : M-1  
PROFUNDIDAD : 0.00-1.50  
CLASIF. SUCS : CL  
ESTADO : INALTERADO  
FECHA : 08/11/95





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
 SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES**



INFORME N° : LG95-114

-----

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

\*\*\*\*\*

ESPECIMEN # 1

|                 |   |       |     |                 |   |      |                    |
|-----------------|---|-------|-----|-----------------|---|------|--------------------|
| DIAMETRO        | = | 6.00  | cm. | ESFUERZO NORMAL | = | 1.00 | Kg/cm <sup>2</sup> |
| ALTURA          | = | 1.95  | cm. | DENSIDAD SECA   | = | 1.75 | gr/cm <sup>3</sup> |
| C.HUMEDAD INIC. | = | 10.30 | %   | C.HUMEDAD FIN.  | = | 8.93 | %                  |

| DEF. TANGENCIAL<br>( % ) | ESFUERZO DE CORTE<br>( Kg/cm <sup>2</sup> ) | ESFUERZO NORMALIZADO<br>( TAU/SIGMA ) |
|--------------------------|---|---------------------------------------|
| -----                    |   |                                       |
| 0.00                     | 0.00  | 0.00                                  |
| 0.05                     | 0.78  | 0.78                                  |
| 0.10                     | 0.82  | 0.82                                  |
| 0.15                     | 0.85  | 0.85                                  |
| 0.25                     | 0.90  | 0.90                                  |
| 0.50                     | 1.04  | 1.04                                  |
| 0.75                     | 1.17  | 1.17                                  |
| 1.00                     | 1.33  | 1.33                                  |
| 1.25                     | 1.49  | 1.49                                  |
| 1.50                     | 1.65  | 1.65                                  |
| 1.75                     | 1.77  | 1.77                                  |
| 2.00                     | 1.87  | 1.87                                  |
| 2.50                     | 1.88  | 1.88                                  |
| 3.00                     | 1.74  | 1.74                                  |
| 3.50                     | 1.62  | 1.62                                  |
| 4.00                     | 1.54  | 1.54                                  |
| 4.50                     | 1.50  | 1.50                                  |
| 5.00                     | 1.45  | 1.45                                  |
| 5.00                     | 1.45  | 1.45                                  |
| 6.00                     | 1.38  | 1.38                                  |
| 7.00                     | 1.28  | 1.28                                  |
| 8.00                     | 1.22  | 1.22                                  |





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
 SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



INFORME N° : LG95-114

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

\*\*\*\*\*

ESPECIMEN # 2

DIAMETRO = 6.00 cm.      ESFUERZO NORMAL = 2.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
 ALTURA = 1.95 cm.      DENSIDAD SECA = 1.76 gr/cm<sup>3</sup>  
 C.HUMEDAD INIC. = 9.52 %      C.HUMEDAD FIN. = 8.16 %

| DEF. TANGENCIAL<br>( % ) | ESFUERZO DE CORTE<br>( Kg/cm <sup>2</sup> ) | ESFUERZO NORMALIZADO<br>( TAU/SIGMA ) |
|--------------------------|---|---------------------------------------|
| 0.00                     | 0.00  | 0.00                                  |
| 0.05                     | 0.90  | 0.45                                  |
| 0.10                     | 1.25  | 0.63                                  |
| 0.15                     | 1.49  | 0.75                                  |
| 0.25                     | 1.98  | 0.99                                  |
| 0.50                     | 2.97  | 1.49                                  |
| 0.75                     | 3.75  | 1.88                                  |
| 1.00                     | 4.14  | 2.07                                  |
| 1.25                     | 4.51  | 2.26                                  |
| 1.50                     | 4.72  | 2.36                                  |
| 1.75                     | 4.85  | 2.43                                  |
| 2.00                     | 4.88  | 2.44                                  |
| 3.00                     | 2.82  | 1.41                                  |
| 3.50                     | 3.06  | 1.53                                  |
| 4.00                     | 2.91  | 1.46                                  |
| 4.50                     | 2.81  | 1.41                                  |
| 5.00                     | 2.72  | 1.36                                  |
| 5.50                     | 2.66  | 1.33                                  |
| 6.00                     | 2.63  | 1.32                                  |
| 6.50                     | 2.56  | 1.28                                  |
| 7.00                     | 2.50  | 1.25                                  |
| 7.50                     | 2.46  | 1.23                                  |
| 8.00                     | 2.43  | 1.22                                  |
| 9.00                     | 2.40  | 1.20                                  |
| 10.00                    | 2.38  | 1.19                                  |





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
 SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES**



INFORME N° : LG95-114  
 -----

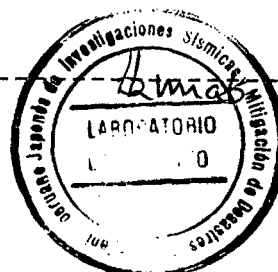
**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

\*\*\*\*\*

ESPECIMEN # 3

|                 |   |      |     |                 |   |      |                    |
|-----------------|---|------|-----|-----------------|---|------|--------------------|
| DIAMETRO        | = | 5.97 | cm. | ESFUERZO NORMAL | = | 4.00 | Kg/cm <sup>2</sup> |
| ALTURA          | = | 1.90 | cm. | DENSIDAD SECA   | = | 1.83 | gr/cm <sup>3</sup> |
| C.HUMEDAD INIC. | = | 9.76 | %   | C.HUMEDAD FIN.  | = | 8.54 | %                  |

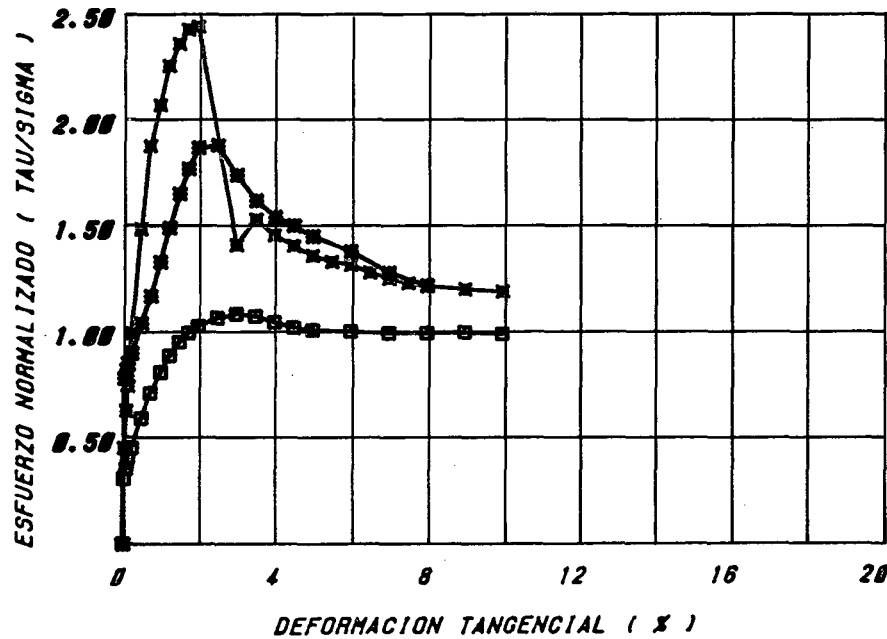
| DEF. TANGENCIAL<br>( % ) | ESFUERZO DE CORTE<br>( Kg/cm <sup>2</sup> ) | ESFUERZO NORMALIZADO<br>( TAU/SIGMA ) |
|--------------------------|---|---------------------------------------|
| 0.00                     | 0.00  | 0.00                                  |
| 0.05                     | 1.23  | 0.31                                  |
| 0.10                     | 1.42  | 0.36                                  |
| 0.15                     | 1.63  | 0.41                                  |
| 0.25                     | 1.82  | 0.46                                  |
| 0.50                     | 2.38  | 0.60                                  |
| 0.75                     | 2.85  | 0.71                                  |
| 1.00                     | 3.23  | 0.81                                  |
| 1.25                     | 3.55  | 0.89                                  |
| 1.50                     | 3.81  | 0.95                                  |
| 1.75                     | 3.98  | 1.00                                  |
| 2.00                     | 4.11  | 1.03                                  |
| 2.50                     | 4.27  | 1.07                                  |
| 3.00                     | 4.33  | 1.08                                  |
| 3.50                     | 4.29  | 1.07                                  |
| 4.00                     | 4.18  | 1.05                                  |
| 4.50                     | 4.08  | 1.02                                  |
| 5.00                     | 4.03  | 1.01                                  |
| 6.00                     | 4.00  | 1.00                                  |
| 7.00                     | 3.98  | 1.00                                  |
| 8.00                     | 3.98  | 1.00                                  |
| 9.00                     | 3.99  | 1.00                                  |
| 10.00                    | 3.97  | 0.99                                  |



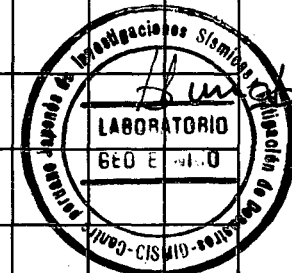
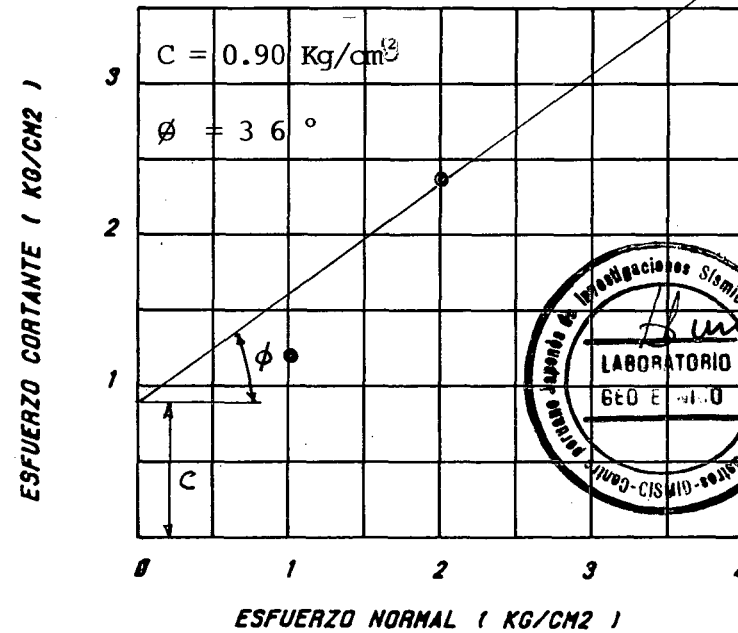
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

**PROYECTO** : TESIS  
**LUGAR** : MORALES TARAPOTO  
**CALICATA** : C-3  
**MUESTRA** : M-1  
**PROFUNDIDAD** : 0.00-1.50  
**ESTADO** : INALTERADO  
**CLASIF. SUCS** : CL  
**FECHA** : 08/11/85

| ESP No | D cm | H cm | C. HUMEDAD |       | D. SECA gr/cm <sup>3</sup> | ESF. NOR kg/cm <sup>2</sup> |
|--------|------|------|------------|-------|----------------------------|-----------------------------|
|        |      |      | inicial    | final |                            |                             |
| 1      | 6.00 | 1.95 | 10.30      | 8.83  | 1.75                       | 1.00                        |
| 2      | 6.00 | 1.95 | 9.52       | 8.16  | 1.76                       | 2.00                        |
| 3      | 5.97 | 1.80 | 9.78       | 8.54  | 1.83                       | 4.00                        |
|        |      |      |            |       |                            |                             |



■ 1                      × 2  
 □ 3





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
CENTRO PERUANO-JAPONES DE INVESTIGACIONES  
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES**



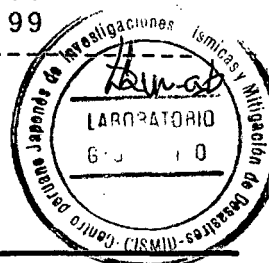
INFORME N° : LG95-114  
-----

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
\*\*\*\*\***

ESPECIMEN # 3

|                 |   |      |     |                 |   |      |                    |
|-----------------|---|------|-----|-----------------|---|------|--------------------|
| DIAMETRO        | = | 5.97 | cm. | ESFUERZO NORMAL | = | 4.00 | Kg/cm <sup>2</sup> |
| ALTURA          | = | 1.90 | cm. | DENSIDAD SECA   | = | 1.83 | gr/cm <sup>3</sup> |
| C.HUMEDAD INIC. | = | 9.76 | %   | C.HUMEDAD FIN.  | = | 8.54 | %                  |

| DEF. TANGENCIAL<br>( % ) | ESFUERZO DE CORTE<br>( Kg/cm <sup>2</sup> ) | ESFUERZO NORMALIZADO<br>( TAU/SIGMA ) |
|--------------------------|---|---------------------------------------|
| 0.00                     | 0.00  | 0.00                                  |
| 0.05                     | 1.23  | 0.31                                  |
| 0.10                     | 1.42  | 0.36                                  |
| 0.15                     | 1.63  | 0.41                                  |
| 0.25                     | 1.82  | 0.46                                  |
| 0.50                     | 2.38  | 0.60                                  |
| 0.75                     | 2.85  | 0.71                                  |
| 1.00                     | 3.23  | 0.81                                  |
| 1.25                     | 3.55  | 0.89                                  |
| 1.50                     | 3.81  | 0.95                                  |
| 1.75                     | 3.98  | 1.00                                  |
| 2.00                     | 4.11  | 1.03                                  |
| 2.50                     | 4.27  | 1.07                                  |
| 3.00                     | 4.33  | 1.08                                  |
| 3.50                     | 4.29  | 1.07                                  |
| 4.00                     | 4.18  | 1.05                                  |
| 4.50                     | 4.08  | 1.02                                  |
| 5.00                     | 4.03  | 1.01                                  |
| 6.00                     | 4.00  | 1.00                                  |
| 7.00                     | 3.98  | 1.00                                  |
| 8.00                     | 3.98  | 1.00                                  |
| 9.00                     | 3.99  | 1.00                                  |
| 10.00                    | 3.97  | 0.99                                  |





| <b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN</b>                                |                                  |  |             |                                 |                              |  |                   |
|--|----------------------------------|--|-------------|---------------------------------|------------------------------|--|-------------------|
| <b>FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL</b>                                      |                                  |  |             |                                 |                              |  |                   |
| <b>LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS</b>                                 |                                  |  |             |                                 |                              |  |                   |
| <b>ZONA 01- EJE AA</b>   |                                  |  |             |                                 |                              |  |                   |
| <b>CALICATA N° 4</b>   |                                  |  |             |                                 |                              |  |                   |
| <b>Muestra 2a</b>  |                                  |  |             |                                 |                              |  |                   |
| <b>ENSAYO A LA COMPRESION AXIAL NO CONFINADA DE MUESTRAS INALTERADAS</b> |                                  |  |             |                                 |                              |  |                   |
| Lectura del deformímetro $\times 10^{-2}$                                | Deformímetro de carga (unidades) | Deformación Unitaria $\% \times 10^{-2}$ | Area CF l-e | Area corregida A' $\text{cm}^2$ | Carga total sobre la muestra | Esfuerzo sobre la muestra $\text{Kg/cm}^2$ | Long. inicial mm. |
| 10   | 1                                | 0,078                                    | 0,999       | 20,286                          | 0,658                        | 0,032                                      | 128               |
| 25   | 3                                | 0,195                                    | 0,998       | 20,310                          | 1,973                        | 0,097                                      | 128               |
| 50   | 6                                | 0,391                                    | 0,996       | 20,349                          | 3,945                        | 0,194                                      | 128               |
| 75   | 9                                | 0,586                                    | 0,994       | 20,389                          | 5,918                        | 0,290                                      | 128               |
| 100  | 24                               | 0,781                                    | 0,992       | 20,430                          | 15,780                       | 0,772                                      | 128               |
| 200  | 38                               | 1,563                                    | 0,984       | 20,592                          | 24,985                       | 1,213                                      | 128               |
| <b>Muestra 2b</b>  |                                  |  |             |                                 |                              |  |                   |
| Lectura del deformímetro $\times 10^{-2}$                                | Deformímetro de carga (unidades) | Deformación Unitaria $\% \times 10^{-2}$ | Area CF l-e | Area corregida A' $\text{cm}^2$ | Carga total sobre la muestra | Esfuerzo sobre la muestra $\text{Kg/cm}^2$ | Long. inicial mm. |
| 10   | 2                                | 0,098                                    | 0,999       | 20,290                          | 1,315                        | 0,065                                      | 102               |
| 25   | 3                                | 0,245                                    | 0,998       | 20,320                          | 1,973                        | 0,097                                      | 102               |
| 50   | 9                                | 0,490                                    | 0,995       | 20,370                          | 5,918                        | 0,291                                      | 102               |
| 75   | 11                               | 0,735                                    | 0,993       | 20,420                          | 7,233                        | 0,354                                      | 102               |
| 100  | 12                               | 0,980                                    | 0,990       | 20,471                          | 7,890                        | 0,385                                      | 102               |
| 200  | 30                               | 1,961                                    | 0,980       | 20,675                          | 19,725                       | 0,954                                      | 102               |
| 300  | 33                               | 2,941                                    | 0,971       | 20,884                          | 21,698                       | 1,039                                      | 102               |
| 400  | 38                               | 3,922                                    | 0,961       | 21,097                          | 24,985                       | 1,184                                      | 102               |
| <b>PROMEDIO</b>  |                                  |  |             |                                 |                              | <b>1,20</b>                                |                   |

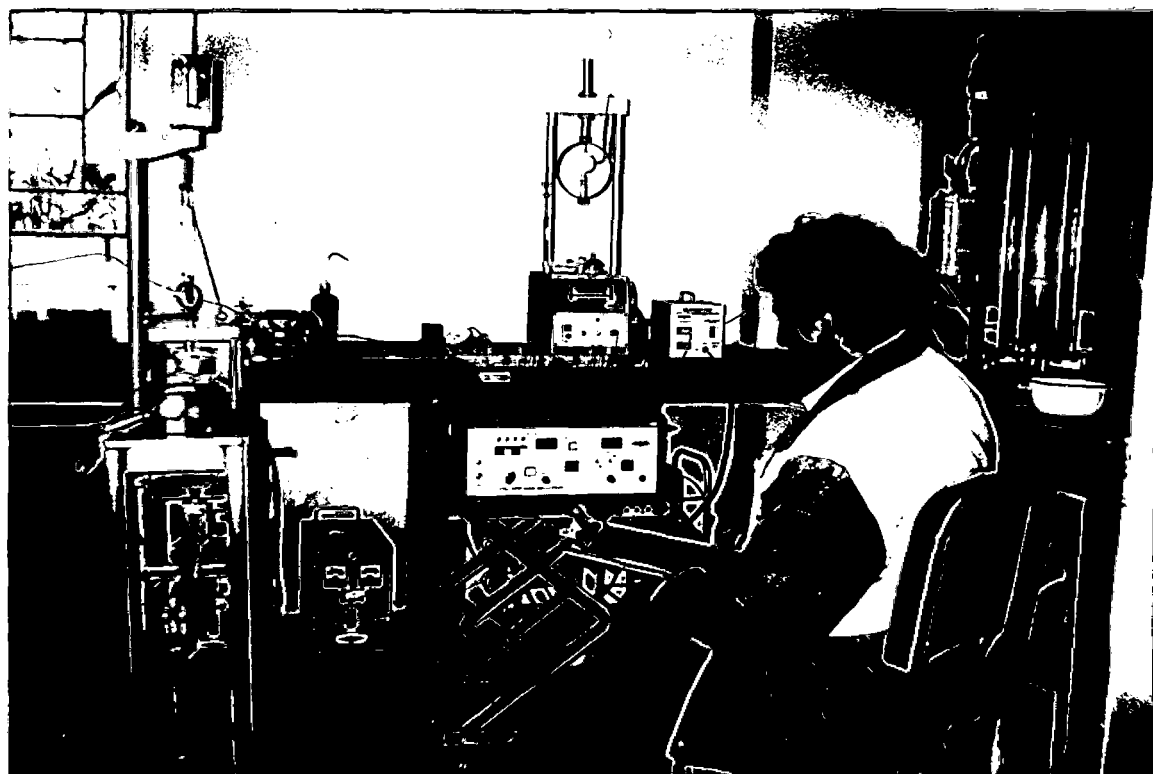
**FOTOGRAFÍA DEL AMBIENTE DEL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS**



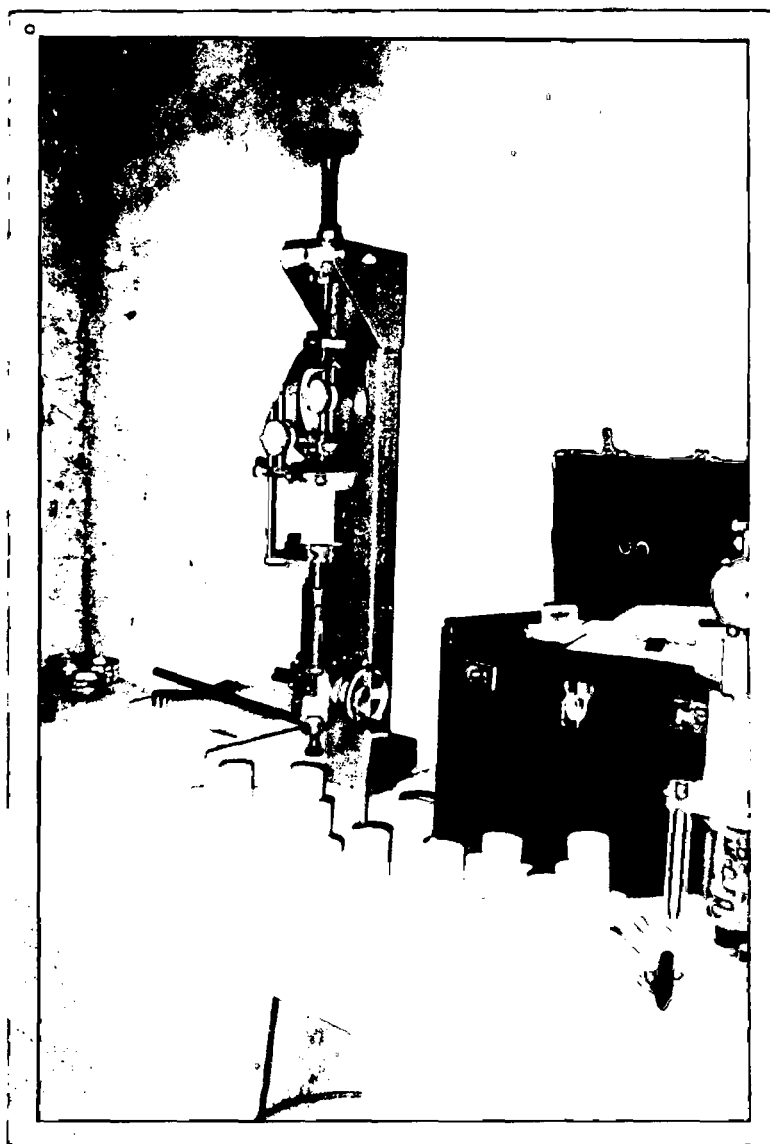
## FOTOGRAFÍAS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO



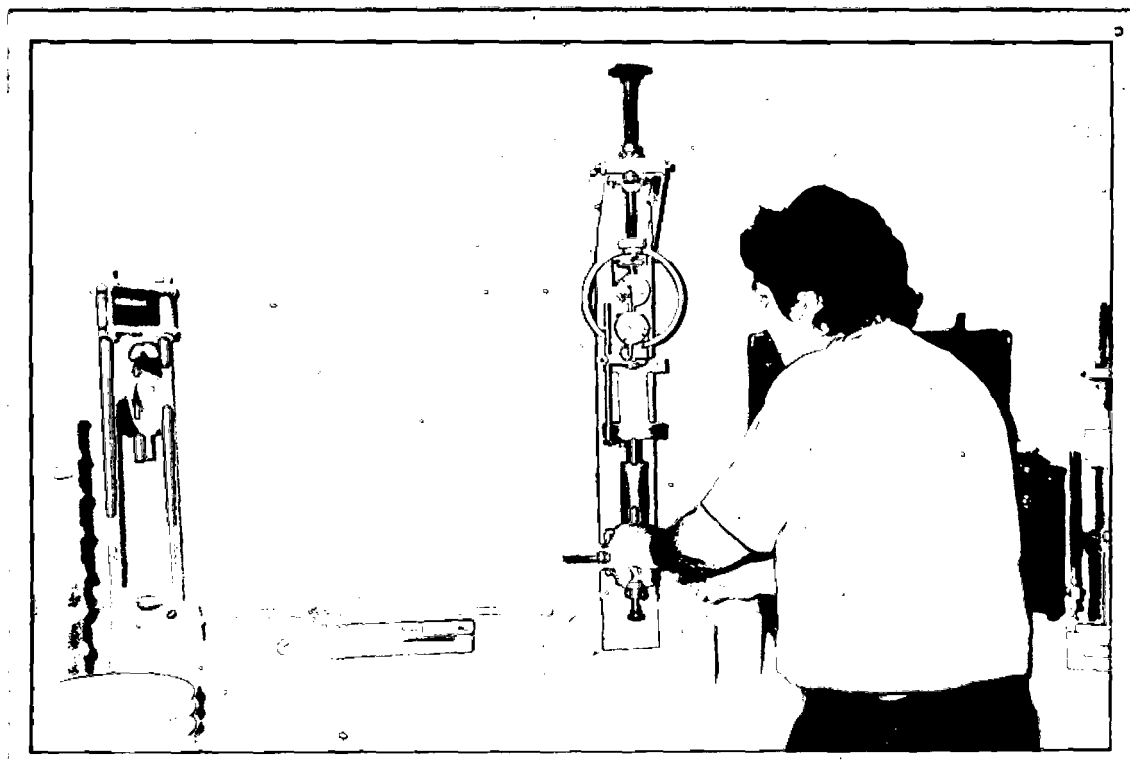
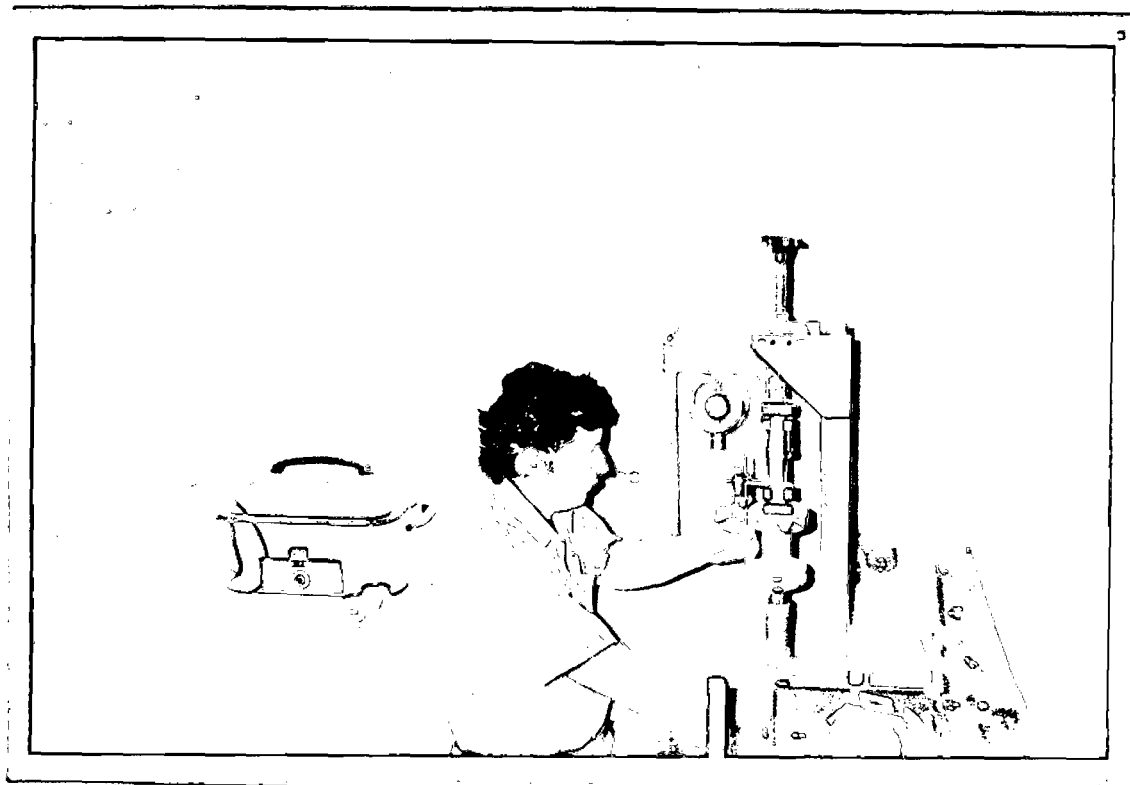
## FOTOGRAFÍAS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO

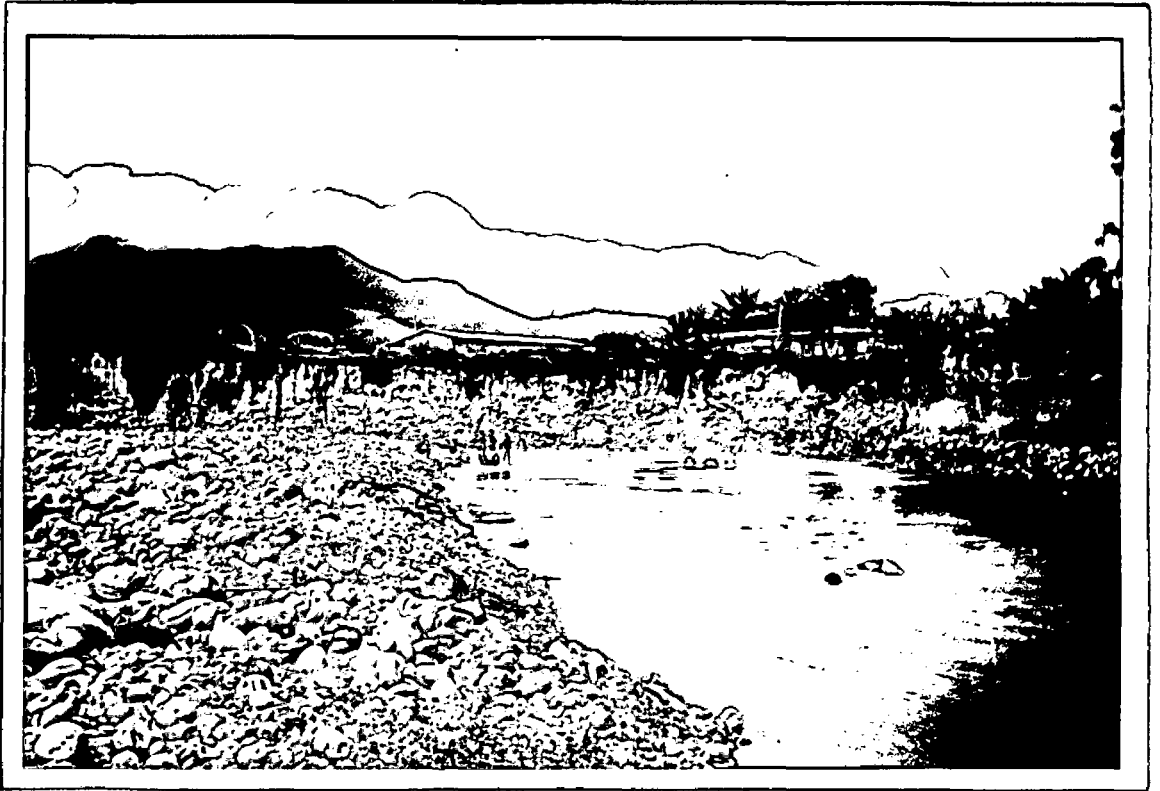


**FOTOGRAFÍAS DEL ENSAYO A LA COMPRESIÓN AXIAL NO  
CONFINADA DE MUESTRAS INALTERADAS**

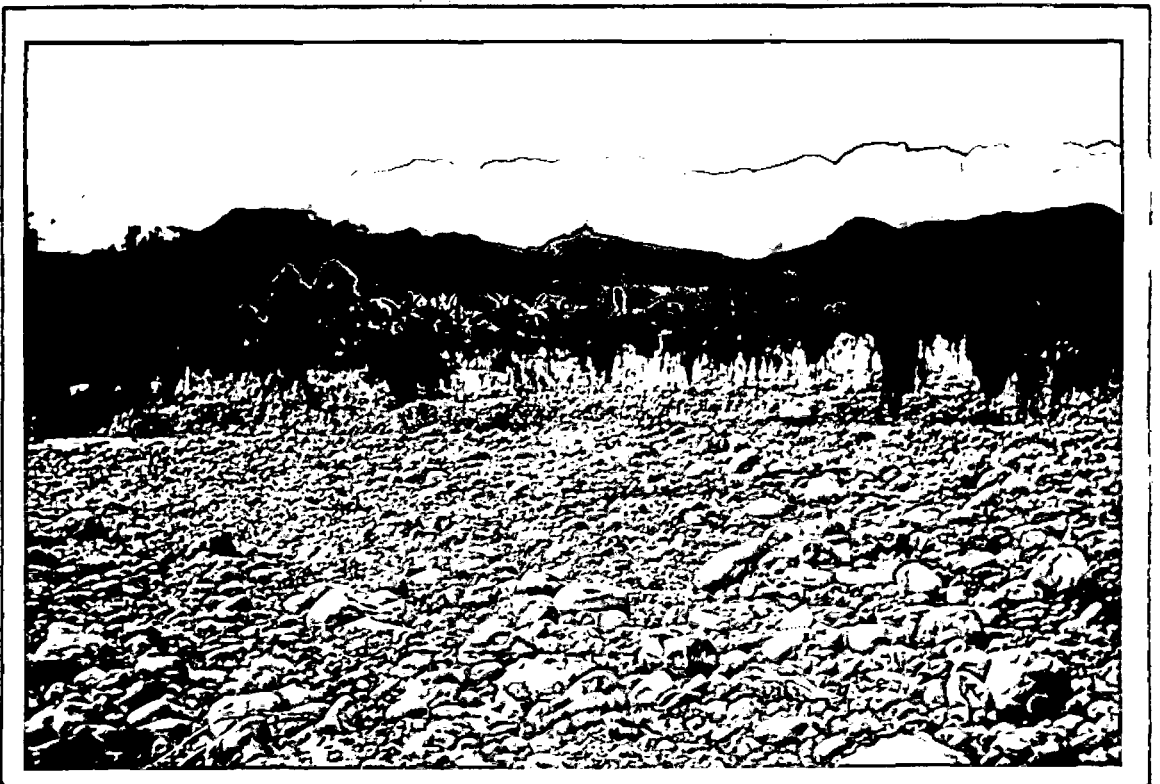


**FOTOGRAFÍAS DEL ENSAYO A LA COMPRESIÓN AXIAL NO  
CONFINADA DE MUESTRAS INALTERADAS**





Vista desde aguas abajo hacia aguas arriba. Se observa la terraza fluvial sobre la cual se ubica Morales. En primer plano el río Cumbaza y depósitos de cantos rodados.



En primer plano se observa una playa de cantos rodados y grava, el desnivel de barranco corresponde a la terraza fluvial que conforma la cimentación de Morales.



El barranco que se observa constituye el suelo de cimentación de Morales en los sectores ribereños. Corresponde a la margen izquierda del Cumbaza. El barranco de la terraza fluvial, muestra en el perfil suelos de textura fina como arenas SM, SC, en la parte superior; en la base conglomerados de arenisca cuarzosa.

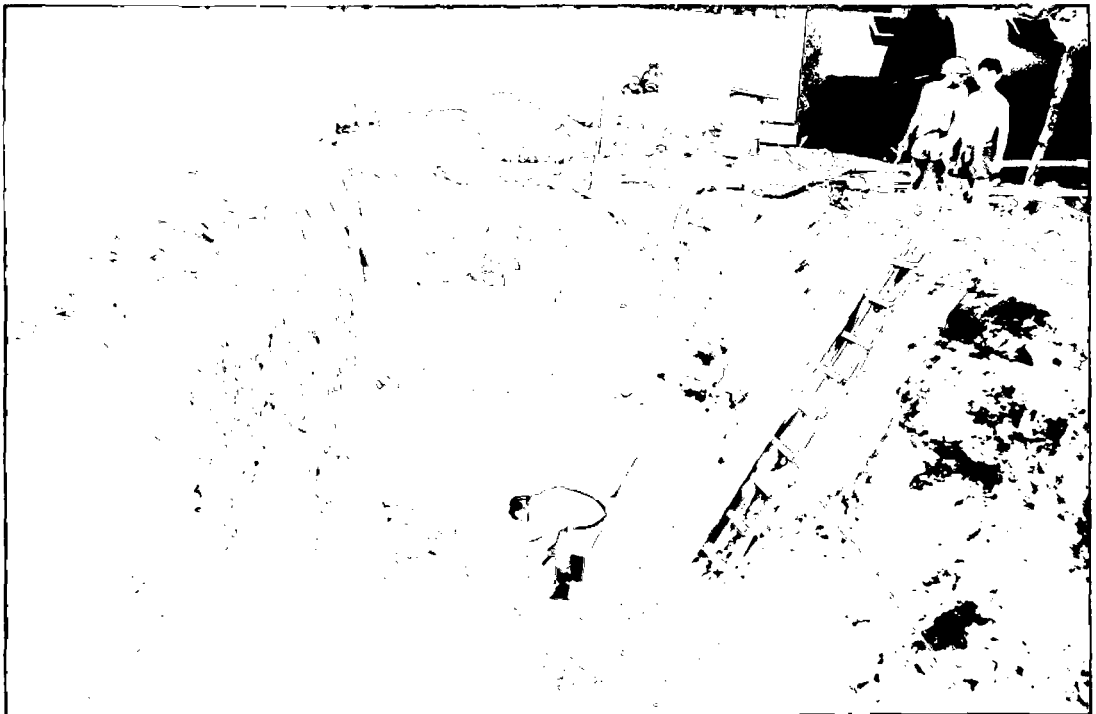


Perfil de frente del barranco (foto anterior) , se observa el límite entre suelos finos SM, SC y el conglomerado de cantos rodados y grava con arena y limos.





Excavación realizada en la zona 5. En el perfil del terreno de cimentación se observa arena arcillosa (SC), color marrón rojizo. El agua que se observa es temporal y corresponde a un bolson local impermeable, desaparece cuando se drena.



Operación de bombeo del agua estancada, para el vaciado del concreto.



Zanja para desagüe en la zona 9. El desmante que se observa de la excavación, corresponde a un conglomerado de cantos rodados, con 40% de matriz areno arcillosa.



La piedra de forma subredondeada que se observa tiene un diámetro de 1.00 m. y es arenisca blanca de grano fino, corresponde a un bloque rodado, lo cual indica el origen aluvial del suelo de Morales.

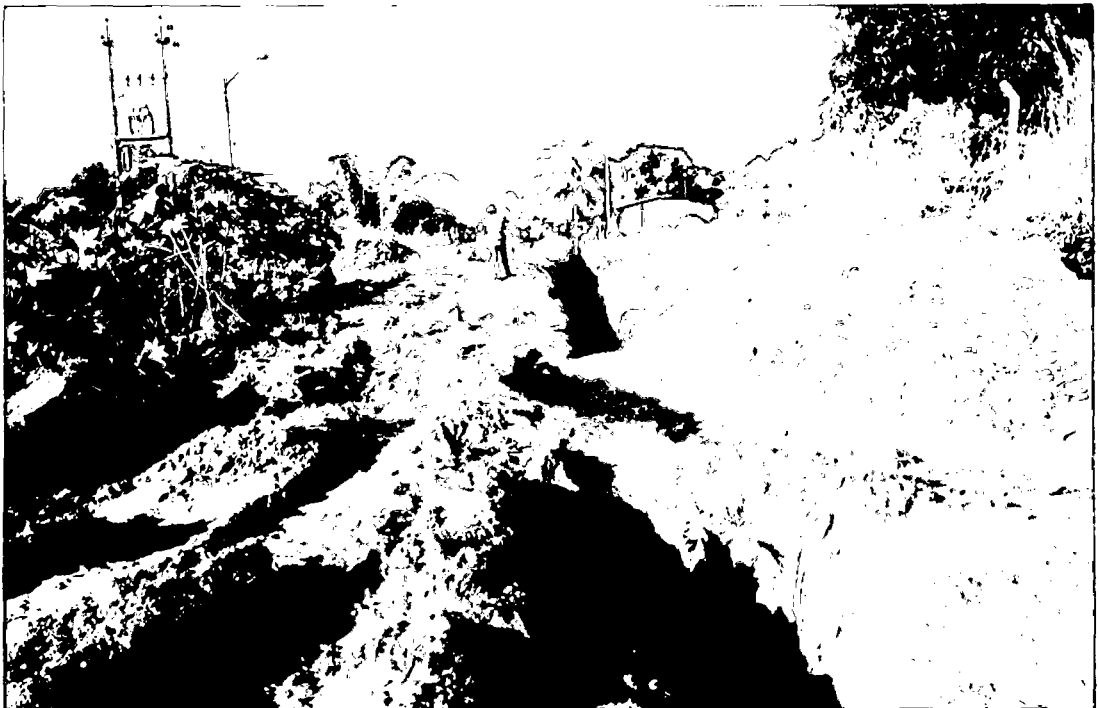
ZONA 07

Zanjas para instalación de Tuberías de Desagüe



ZONA 08

Zanjas para instalación de Tuberías de Desagüe



ZONA 08

Zanjas para instalación de Tuberías de Desagüe



ZONA 08  
Zanjas para instalación de Tuberías de Desagüe



ZONA 09  
Zanjas para instalación de Tuberías de Desagüe



ZONA 09

Zanjas para instalación de Tuberías de Desagüe



ZONA 12

Zanjas para instalación de Tuberías de Desagüe



ZONA 1  
EJE A-A  
CALICATA 4



ZONA 2  
EJE B-B  
CALICATA 1





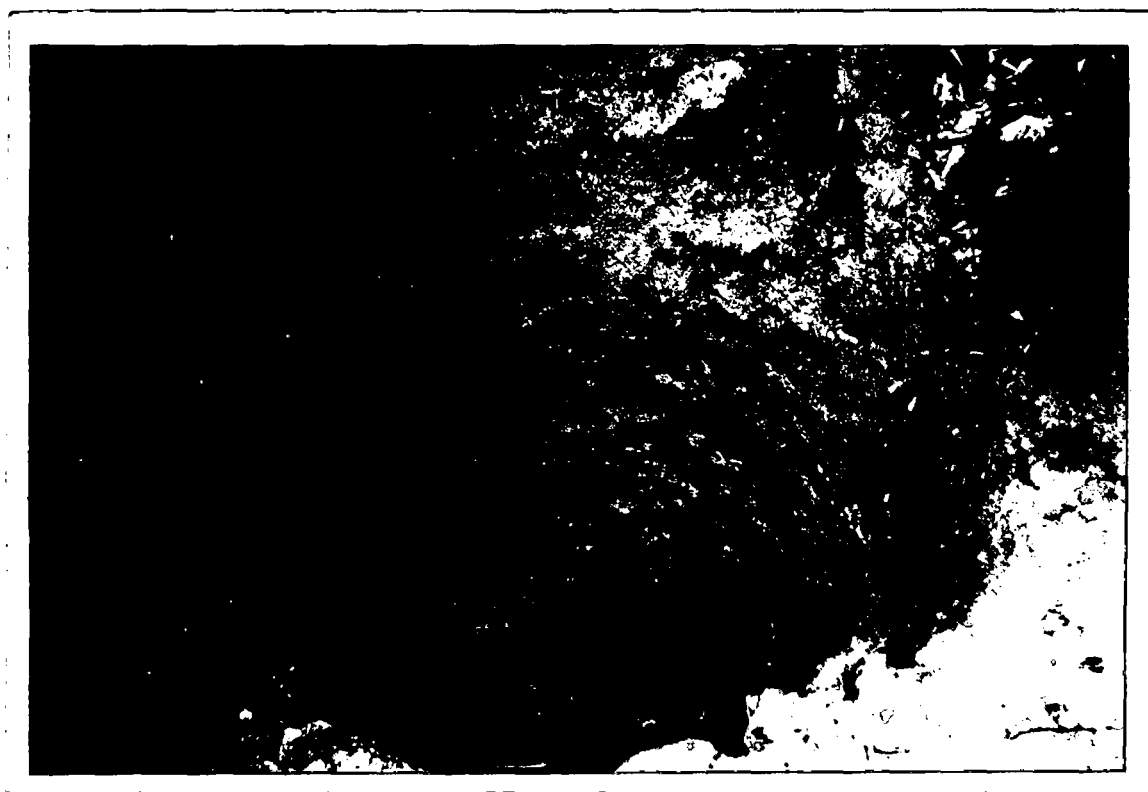
ZONA 3  
EJE A-A  
CALICATA 1



ZONA 4  
EJE A-A  
CALICATA 1



ZONA 5  
EJE A-A  
CALICATA 1



ZONA 6  
EJE A-A  
CALICATA 1



ZONA 7  
EJE A-A  
CALICATA 5



ZONA 8  
EJE A-A  
CALICATA 1



ZONA 9  
EJE A-A  
CALICATA 1



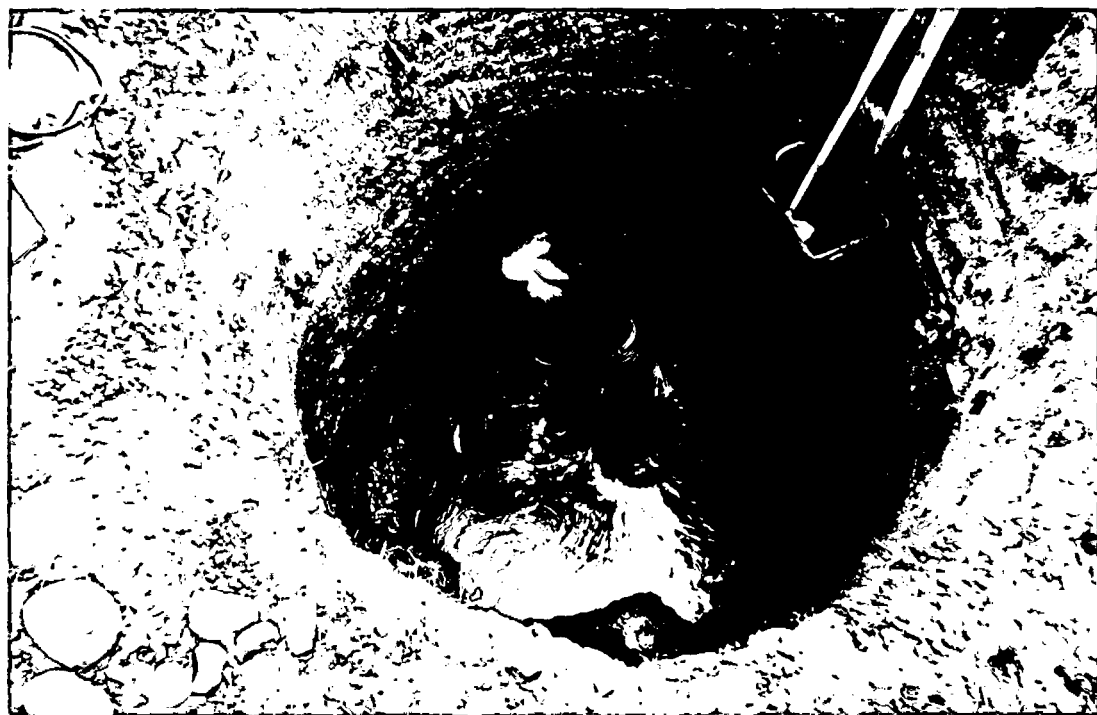
ZONA 10  
EJE A-A  
CALICATA 1



ZONA 11  
EJE A-A  
CALICATA 3



ZONA 12  
EJE A-A  
CALICATA 9





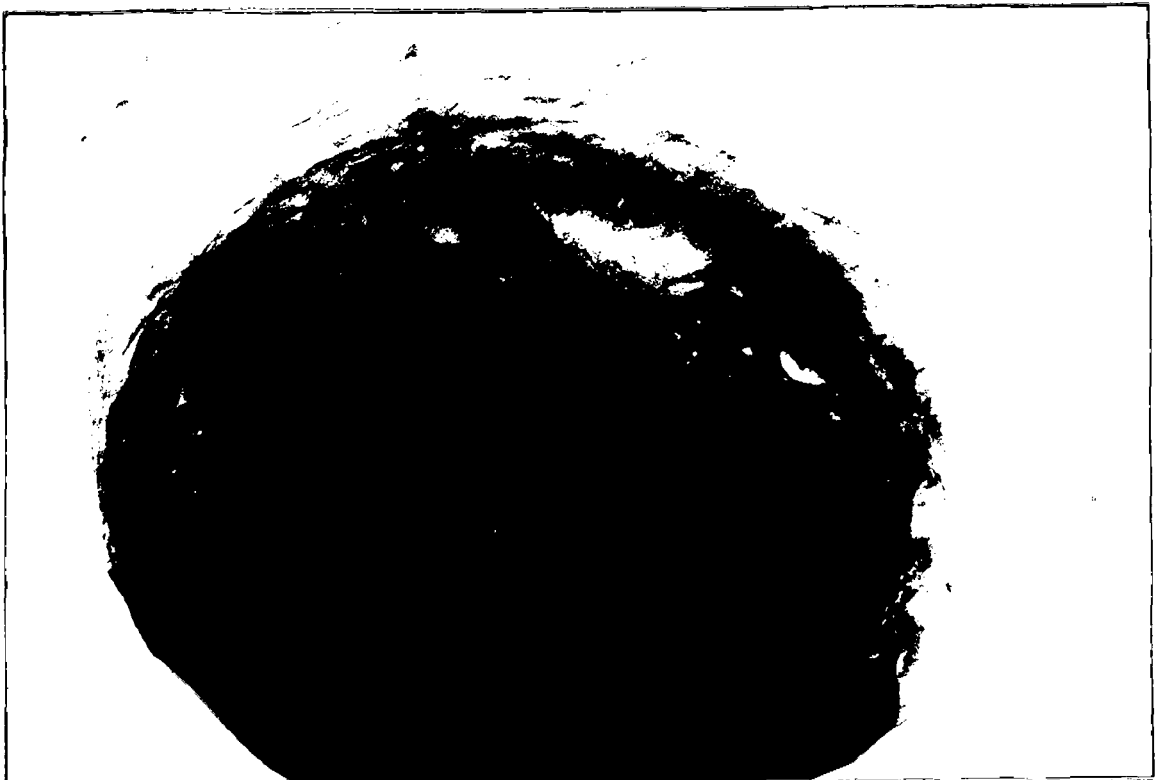
ZONA 13  
EJE A-A  
CALICATA 5



ZONA 14  
EJE A-A  
CALICATA 4



ZONA 15  
EJE A-A  
CALICATA 5



ZONA 16  
EJE A-A  
CALICATA 1



Se observa agua a una profundidad de 1.20 m.