Universidad Autónoma de Nuevo León
BIBLIOTECA CENTRAL

Revisado el 4-Mar-86

Valor $ 200.-

No Clasificación 1986 M696 IC 69

624X401



Universidad Técnica Particular de Loja

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

" Estudio de Suelos Arcillosos "

Centro Urbano de la Ciudad de Catamayo

Fausto E. Mogrovejo L.

Angel R. Cárdenas G.

TESIS

INGENIERO CIVIL

LOJA ECUADOR

1986



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es

2017

Loja, 27 de enero de 1986.

Señores
MIEMBROS DEL H. CONSEJO DE FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DE LA UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
Ciudad.-

De mis consideraciones:

Los que al pié firmamos: Director y Asesores de Tesis, que realizan los señores Egresados Fausto Enrique Mogrovejo López y Angel Remigio Cárdenas G., sobre el Tema "ESTUDIO DE SUELOS ARCILLOSOS" en el Centro Urbano de la ciudad de Catamayo, Provincia de Loja:

CERTIFICAMOS:

Que revisados prolijamente los borradores y luego de cumplidas las sugerencias y observaciones, autorizamos su presentación ante el H. Consejo de Facultad, por considerar que se trata de un trabajo de investigación que reune los méritos suficientes para obtener el Título de Ingenieros Civiles.

De ustedes, muy atentamente,

Ing. Ovidio Castillo
DIRECTOR DE TESIS

Ing. Luis Suárez A.,
ASESOR DE TESIS

Ing. Luis Tacuri E.,
ASESOR DE TESIS

A G R A D E C I M I E N T O

A la Universidad Técnica Particular de Loja, en la persona de su Gran Canciller, Hno. Ticiano Cagigal García, al Decano de la Facultad de Ingeniería Civil, Ing. Luis Castillo E.

De manera especial, al Ing. Ovidio Castillo, Ing. Luis Suárez e Ing. Luis Tacuri, Director y Asesores de Tesis, por su valiosísima orientación y dirección de nuestra investigación.

Al Hno. César Ortiz, por su generosa colaboración.

Al Sr. Germán Carrera Gallardo, Sr. Lcdo. Galo Castro, Sra. Irene Coronel de Castro y Sr. Freddy Obando C., dilectos amigos que nos brindaron todo su apoyo en la preparación de este estudio.

A los amigos y profesionales que nos prestaron su respaldo, a todos ellos, GRACIAS.

FAUSTO ENRIQUE

ANGEL REMIGIO

A mis queridos PADRES y
Hermanos, quien con
tesonera decisión y
entrega supieron brindarme
apoyo económico y moral.

A mi amada ESPOSA e
HIJOS, que con
ímpetu y fatigado esmero
forjaron el ideal de mi vida.

A N G E L R E M I G I O

A la memoria inolvidable

de mis amados PADRES:

Luis Felipe y Rosa Angélica

A mi amada Esposa:

Amanda Jaramillo Jaramillo

A mis queridos hijos:

Juan Carlos

Pablo Renato

Diego Fernando

Santiago José

María Belén

A mis queridos Hermanos

y Sobrinos

F A U S T O E N R I Q U E

" ESTUDIO DE SUELOS ARCILLOSOS "
Centro Urbano de la Ciudad de Catamayo

S U M A R I O

CAPITULO I
PROPIEDADES DE LA ARCILLA

1.1	GENERALIDADES	1
1.1.1	Definición de Suelo y su distribución geográfica	2
1.1.2	Definición empleado en Ingeniería	3
1.1.3	Variedades de Suelos	4
1.1.3.1	Métodos de Clasificación de Suelos	5
1.1.4	Distribución y tamaño de las partículas	6
1.1.5	Límites de los tamaños	6
1.1.6	Mesclas de los tamaños	9
1.1.7	Perfil del Suelo	12
1.2	ORIGEN Y NATURALEZA DE LAS ARCILLAS	14
1.2.1	Intemperismo de los feldespatos	17
1.2.2	Intemperismo químico de los feldespatos	20
1.2.3	Intemperismo de los Silicatos ferromagnesianos	20
1.3	PROPIEDADES QUIMICAS DE LAS ARCILLAS	21
1.3.1	Estructura Láminar	22

1.3.2 Caolinitas 23
1.3.3 Illitas..... 25
1.3.4 Montmorillonitas 26
1.3.5 Actividad Coloide 28
1.3.6 Efectos del PH 29

CAPITULO II
SUELOS EXPANSIVOS

2.1 FENOMENO DE LA EXPANSION 32
2.2 Tensiones dominantes en el Subestracto de Fundación antes y despúes de la construcción 35
2.3 Factores climáticos 38
2.3.1 Factor Agua 38
2.3.2 Factor Sol y Viento 39
2.4 EFECTOS NOTORIOS DE ESTOS SUELOS 42
2.4.1 Contracciones y grietas 42
2.4.2 Esponjamiento 43
2.4.3 Líquido Viscoso 46
2.4.4 Estallamiento 47
2.4.5 Efecto Cúpula 48

CAPITULO III
RECONOCIMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS

3.1 CRITERIOS BASADOS EN LA COMPOSICION DEL SUELO 57
3.1.1 Defracción de Rayos X..... 58
3.1.2 Ensayo Término diferencial 60
3.2 CRITERIOS BASADOS EN LOS LIMITES DE CONSISTENCIA 63
3.3 CRITERIOS BASADOS EN ENSAYO DE EXPANSION 68
3.3.1 Ensayos edométricos con edometros convensionales 69
3.3.1.1 Ensayo edométrico Directo 73
3.3.1.2 Ensayo Edométrico duplo y multiplo 75
3.3.1.3 Ensayo Edométrico Simple 77
3.4 PRESION DE EXPANSION Y CUANTIFICACION 78
3.5 IDENTIFICACION DE CAMPO 83

CAPITULO IV
DIVERSOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS

4.1	SISTEMAS DE ESTABILIZACION COMPACTACION	87
4.1.2	Drenajes	89
4.1.3	Tratamiento del Suelo	90
4.1.3.1	Métodos Tradicionales de Estabilización	91
4.1.3.1.1	Cambio del Suelo	91
4.1.3.1.2	Aislamiento	92
4.1.3.1.3	Estabilización con Cal	92
4.1.3.1.3.1	Procedimiento por Inyecciones	95
4.1.3.1.3.2	Proceso de Mescla Arcilla-Cal	96
4.1.3.1.4	Estabilización con Cemento	96
4.1.3.1.5	Estabilización con Asfalto	98
4.1.3.1.6	Drenaje	98
4.1.3.1.7	Remoldeo	99
4.2	SISTEMAS DE CIMENTACION	100
4.2.1	Tablestacados	101
4.2.1.1	Tablestacas ancladas	103
4.2.2	Pilotajes	106
4.2.2.1	Pilotes de Madera	108
4.2.2.2	Pilotes de Concreto	109
4.2.2.3	Pilotes de Acero	110
4.2.3	Pozos y Arcos	111
4.2.4	Atirantados con hierro redondo	112
4.2.5	Zapatas	112
4.2.5.1	Capacidad de Carga máxima	113
4.2.5.2	Presión admisible en el Suelo	117
4.2.6	Losas de Hormigón Armado	119
4.2.6.1	Capacidad de Carga Máxima	119

CAPITULO V
ESTUDIOS DE PROBLEMAS DE CIMENTACION EN EL SECTOR URBANO DEL CANTON CATAMAYO.

5.1	SITUACION GEOGRAFICA	124
5.2	SITUACION LOCAL	126
5.3	CONDICIONES METEREOLOGICAS	131
5.3.1	Aspectos Climáticos	131
5.3.1.1	Temperatura	131
5.3.1.2	Precipitación	132

5.3.1.3	Ecología	134
5.3.1.4	Recursos Hídricos	134
5.4	BOSQUEJO GEOLOGICO	135
5.4.1	Estatigrafía	135
5.4.1.1	Formación Sacapalca	136
5.4.1.2	Formación Gonzanamá.	136
5.5	EVALUACION ESTADISTICA DE LOS DAÑOS EXISTENTES	137
5.5.1	Clasificación del Subsuelo	139
5.5.2	Zona A (secuencia gráfica)	140
	Zona B (secuencia gráfica)	146
	Zona C (secuencia gráfica)	149

CAPITULO VI
ESTUDIO DEL SUELO DEL CENTRO URBANO DEL CANTON CATAMAYO

6.1	GENERALIDADES	152
6.1.a	Muestreo alterado	157
6.1.a.1	Métodos manuales	157
6.1.a.2	Muestreo a percusión	158
6.1.b	Muestreo inalterado	158
6.1.b.1	Métodos manuales	158
6.1.b.2	Tubo de Pared delgada (Shelby)	159
6.1.1	ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN	162
6.1.1.1	Límites de Consistencia	162
6.1.1.1.1	Método Estandar para determinar el límite líquido	164
6.1.1.1.2	Método Estandar para determinar el límite plástico ...	169
6.1.1.1.3	Indice Plástico	172
6.1.1.1.4	Límite de Contracción	172
6.1.1.2	Contenido Natural de Humedad	216
6.1.1.3	Análisis Granulometrico por tamización humeda	224
6.1.1.4	Clasificación de Suelos	232
6.1.1.4.1	Sistema Unificado de clasificación de Suelos (S.U.C.S)	233
6.1.1.4.2	Utilización de la Carta de Plasticidad	236
6.1.1.4.3	Procedimiento Auxiliar para Identificación de Suelos - Método (S.U.C.S)	238
6.1.1.4.4	Clasificación de Suelos A.A.S.H.T.O	239
6.1.1.5	Gravedad específica de un suelo	282
6.1.1.5.1	Calibración de los matraces	282
6.1.1.5.2	Determinación de la gravedad específica -.....	289

6.1.1.6	Ensayo de Expansión Libre	305
6.1.1.7	Análisis Químico para obtener el contenido de sulfatos y carbonatos	306
6.1.1.7	Ensayo Térmico Diferencial (D.T.A)	312
6.1.2	ENSAYOS MECANICOS	316
6.1.2.1	Ensayo de Compresión inconfinada	316
6.1.2.2	Ensayo de Penetración Estandar S.P.T	335
6.1.2.3	Ensayo Triaxial	341
6.1.2.4	Ensayo de Consolidación	345
6.1.2.4.1	Generalidades	345
6.1.2.4.2	Equipo	346
6.1.2.4.3	Procedimiento	346

CAPITULO VII
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

7.1	INTRODUCCION	409
7.2	COMPORTAMIENTO GENERAL DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES	411
7.3	ASENTAMIENTO ADMISIBLE	415
7.3.1	Asentamiento Total	418
7.3.2	Vuelco o Inclinación	419
7.3.3	Asentamiento no uniforme	419
7.4	CAPACIDAD DE CARGA	420
7.4.1	Aplicación Simple del análisis límite al problema de la C. de Carga (Suelos cohesivos).	421
7.4.1.1	Solución Elástica del estado de esfuerzos	422
7.4.2	Aplicación de la Teoría de Terzaghi	425
7.4.3	Aplicación de la Teoría de Terzaghi a Suelos Cohesivos	432
7.5	CALCULO DE ASENTAMIENTOS	433
7.5.1	Métodos Elásticos para el calculo de asentamientos ...	438
7.5.1.1	Asentamiento elástico bajo una carga concentrada	438
7.5.1.2	Asentamiento Elástico bajo cargas distribuidas.....	440
7.6	ASENTAMIENTOS Y LEVANTAMIENTOS PRODUCIDOS EN DEFORMACION UNIDIMENSIONAL	443
7.7	TEORIA DE LA CONSOLIDACION	447
7.7.1	Ecuación de la consolidación	448
7.7.1.1	Consolidación Unidimensional	449
7.7.2	Solución para el caso de sobrepresión Intersticial Inicial uniforme	452

7.7.3	Determinación de Cv	455
7.7.3.1	Método de la raíz cuadrada	455
7.7.3.2	Método Logarítmico	456
7.7.4	Soluciones Unidimensionales	457
7.7.4.1	Sobrepresión inicial uniforme	457
7.7.4.2	Carga variable con el tiempo	460
7.7.5	Consolidación secundaria	461

CAPITULO VIII
ANALISIS Y SOLUCIONES PARA CIMENTACIONES DE EDIFICA - CIONES EN EL CENTRO URBANO DEL CANTON CATAMAYO.

8.1	GENERALIDADES	467
8.2	TRATAMIENTOS GENERALES	468
8.3	CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACION A PARTIR DE S.P.T	469
8.3.1	Cota de cimentación	473
8.3.2	Presión admisible del suelo	473
8.3.2.1	Calculo de la presión admisible del suelo	480
8.4	ESTUDIO DE SOLUCIONES DE CIMENTACION	487
8.5	CALCULO DE CIMENTACIONES	492
8.6	RECOMENDACIONES	532
	Bibliografía	536

CAPITULO PRIMERO

PROPIEDADES DE LA ARCILLA

1. PROPIEDADES DE LA ARCILLA

1.1 GENERALIDADES

En todas las obras que se apoyan en el suelo, entre las que se encuentran las obras públicas y de ingeniería civil, es de suma importancia el conocer perfectamente el terreno sobre el cual se va a cimentar o construir, es precisamente éste el que va a servir de soporte.

El desconocimiento de las características físicas y mecánicas del terreno de cimentación puede acarrear graves consecuencias a la construcción (grietas, asentamientos, fisuras), e incluso catástrofes (hundimientos, roturas) con pérdidas de vidas humanas en la población avecindada en ellas, sobre todo cuando se trata de construcciones grandes o edificios.

En la actualidad, la Mecánica de Suelos y la Geotecnia han reali

zado progresos considerables, que permiten conocer mejor los problemas y aportar soluciones más precisas a las interrogantes planteadas, por otro lado las catástrofes que se han producido han llamado la atención de los técnicos sobre la importancia de estos problemas.

Sin embargo, a veces es preciso no engañarnos por el valor de - los estudios de suelos, las ciencias que tratan de ellos son más cualitativas que cuantitativas, y como veremos, no es posible estudiar un suelo en su conjunto, solo se puede estudiar zonas limitadas, las mismas que - son representativas del conjunto.

El rigor relativo de los enunciados de la MECANICA DE SUELOS, no debe ser tampoco la panacea, ya que éstos son posibles gracias a hipóte - sis simplificadoras que no se observan rigurosamente en el suelo real, pe ro es necesario no caer en el extremo opuesto, indigno de un técnico conciente de sus conocimientos, ya que es necesario saber hacer ciertas elec ciones y correr ciertos riesgos, con la condición de que la vida y la seguridad de la población no sea puesta en peligro.

1.1.1 Definición de Suelos y su Distribución Geográfica

El aspecto más familiar de la superficie de la tierra es, sin duda la delgada capa de materiales pétreos fragmentarios, comocida - con el nombre de suelo.

Al hacer referencia al suelo, se acostumbra a relacionar- la con algunas propiedades muy generales que tiene. El color es, con frecuencia, la propiedad más evidente, pero también es corriente hablar de - su textura, y por lo tanto, de aquí deriva en descubrir los suelos areno-

sos, arcillosos o pedregosos, los suelos guardan relación con su valor - agrícola, pues es sabido que su buena o mala calidad, influye en su capacidad para el desarrollo de las plantas. Sin embargo, ninguna de las propiedades que quedan indicadas explica con claridad lo que significa la palabra suelo, y son totalmente inadecuadas para dar a conocer su origen.

1.1.2 Definición Empleada en Ingeniería

Una definición que engloba el conjunto de propiedades es considerar como suelo a todos los pequeños fragmentos sueltos de minerales o de rocas, definición en las que están incluidas las arenas de playa, las rocas trituradas y los suelos que dan vida a los vegetales.

Cada uno de estos materiales presentará diferencias con - respecto a propiedades físicas determinadas tales como la variación de volumen cuando son sometidos a una carga, la tendencia a hincharse y aumentar de volumen cuando se humedecen o la velocidad con que se desplaza el agua al atravesar la unidad de sección transversal.

Resulta así que un agregado a trozos sueltos de roca o de minerales puede ser clasificado a base de sus propiedades de resistencia o de sus propiedades hidráulicas, pudiendo cada uno de ellos ser considerado como un suelo diferente. Este concepto está justificado ya que es el procedimiento que se aplica en la ciencia de la mecánica de los suelos, - estudio que se refiere a la estabilidad de los materiales térreos sueltos especialmente cuando son sometidos a cargas. El principio aplicado en la mecánica de suelos se establece que, idealmente, todos los agregados granulares consisten en una fracción de partículas discretas de sustancias - minerales y una fracción intersticial de huecos de forma irregular que -

constituyen una red de interconexión entre los gránulos.

La mayor parte de las veces, las partículas sólidas están en contacto directo y se apoyan unas sobre otras y los espacios vacios están llenos de aire, de agua o de ambas a la vez.

A pesar de la utilidad de este concepto como generalización aplicable a limos, arenas y gravas, los ingenieros se dan cuenta de que esta relación simple no sirve para las arcillas de grano muy fino, porque en ellas las partículas individuales permanecen en suspensión en un medio acuoso, y como las partículas no están en contacto, estas arcillas poseen propiedades especiales.

El concepto de los ingenieros civiles de la palabra "SUELO" es más amplio que el agrícola, pues abarca todos los depósitos sueltos o moderadamente cohesivos como: arenas, limos, arcillas o cualquiera de sus mezclas. El término "ROCA" se aplica a los lechos naturales, o a fragmentos duros de rocas originales ígneas, sedimentarias o metamórficas.

1.1.3 Variedades de Suelos

La comparación de las propiedades de los suelos, revela la existencia de grandes semejanzas entre unos, más o menos próximos y distanciados y de marcadas diferencias entre otros, de donde se deduce, lógicamente que los suelos con propiedades semejantes deben haber tenido el mismo origen, en tanto que no existe relación genética entre los de propiedades distintas. Así pues el origen de los suelos puede ser tomado como fundamento para su clasificación y distinción.

Desde la superficie de la tierra hacia abajo, los suelos típicos presentan zonas de variabilidad vertical, que se van haciendo menos manifiestas a medida que aumenta la profundidad.

Cada una de estas zonas verticales pasa gradualmente a la inferior, indicando una íntima relación y mutuo desarrollo.

El verdadero suelo se forma en el lugar donde se encuentra y pasa por una serie de cambios físicos, químicos y biológicos que están regidos por el ambiente dominante. Estos ambientes son locales y dependen de la naturaleza de los materiales que forman el suelo y del clima, que parece ser el factor principal que domina el curso de la formación de los suelos, creando en ellos sus propiedades características.

1.1.3.1 Métodos de Clasificación de Suelos

Entre los principales métodos o sistemas de clasificación de suelos tenemos los siguientes:

A.A.S.H.T.O = Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transportes.

U.S.D.A = Sistema del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos.

F.A.A = Sistema de la Agencia Federal de Aviación.

S.U.C.S. = Sistema de Clasificación unificada de suelos.

Estos sistemas de clasificación de suelos serán utilizados y detallados en el capítulo VI de nuestro estudio, los mismos que nos servirán para clasificar las diferentes muestras ensayadas.

1.1.4 Distribución y Tamaño de las Partículas

Una de las principales diferencias en los suelos y sedimentos en general, es la variación de las dimensiones de las partículas minerales, observada lateral y verticalmente. Unos sedimentos son arenosos, otros arcillosos y hay otros que contienen piedras; muchas de sus propiedades responden físicamente a los grados de tamaños de las partículas y la distribución de frecuencia de dichos tamaños. Así, el aspecto característico del cascajo es debido a la presencia de un manifiesto porcentaje de guijarros englobados en una matriz formada principalmente por arena.

Si los guijarros están rodeados por una matriz de arcilla, el sedimento es una arcilla pedregosa, mientras que si consiste en una mezcla de arena y arcilla se llama una arcilla arenosa. Por lo tanto, los sedimentos se distinguen entre sí en parte, por las dimensiones de las partículas individuales que las componen. Los tamaños de las partículas representan una serie continua de diámetros que van desde metros hasta fracciones de micra y, dentro de este amplio ámbito de dimensiones, las partículas son consideradas como cantos gruesos, grava, granos de arena o arcilla, sin que para definir estos grados de tamaños pueda haber uniformidad de no recurrir a límites determinados de diámetros.

1.1.5 Límites de los Tamaños

Cantos.- La coincidencia de límites característicos de un

grado de tamaño sólo es la misma, aproximadamente, entre las diversas escalas de grados y responde a la necesidad de establecer límites de un sistema continuo de propiedades cambiantes. Por ejemplo, el diámetro límite superior de la grava ha sido fijado arbitrariamente, puesto que tanto la grava como los cantos consisten en agregados de granos minerales cementados o de cristales entrecruzados y solo se diferencian en el tamaño.

La Asociación Americana para Ensayos y Materiales (ASTM), define como cantos rodados a los fragmentos rocosos, generalmente redondeados por desgaste o por acción del tiempo, cuyas dimensiones son de unas 12 pulgadas (30.5 cm), o más.

Un conjunto de partículas de un grado de tamaño puede estar diluido por mezcla con otro material de otro grado de tamaño; si el porcentaje de cantos es muy elevado, la arena sólo ocupa los espacios entre éstos, empaquetados apretadamente. A medida que va aumentando el porcentaje de arena, se convierte en una matriz que engloba los cantos que ya no están en contacto unos con otros. Si sigue aumentando la cantidad de arena, las propiedades de conjunto de sedimentos se van transformando progresivamente en las de la arena y perdiendo las del cascajo.

Los sistemas de uso corriente conservan con mucha aproximación los límites naturales de tamaños, como se demuestra en la tabla 1.1.

Limo.- La distinción entre limo y arena muy fina es difícil, puesto que el limo representa granos minerales individuales o partículas que pasan el tamiz Nº 200 (0.075 mm), pero son mayores de 0.002mm (en algunos casos de 0.005mm a 0.05mm), y la arena

muy fina tiene un tamaño ligeramente mayor. Sin embargo, los límites del tamaño del limo han sido establecidos para cuando se observa alguna cohesión entre los granos individuales.

La arena seca no presenta esta tendencia, pero la cohesión entre las partículas de limo se hace patente por su capacidad para mantenerse en pendientes verticales sin desmoronarse.

Arcilla.- Arcilla es un término empleado para indicar un grado de tamaño cuyas propiedades físicas son distintas de la del limo. La mayoría de las propiedades de la arcilla pueden ser atribuidas a sus propiedades coloidales, puesto que los fragmentos sólidos que constituyen las arcillas están en estado disperso. La arcilla suele hincharse al ser humedecida y se retrae y agrieta al secarse; las partículas individuales en suspensión en el agua se coagulan al perder cargas eléctricas, teniendo lugar reacciones químicas entre las partículas y el medio en que están en suspensión. En general son suelos muy finos que presentan propiedades plásticas y cuyas partículas son menores de 0.002 mm (en algunos casos menores de 0.005 mm).

Arena.- La arena puede estar diluida con limo o arcilla.- Si las partículas de limo o arcilla presentes en cantidades secundarias son lo suficientemente pequeñas como para ocupar solamente los espacios intersticiales entre los granos individuales de arena se llega a condiciones semejantes a la de los cantos y la arena antes mencionadas.

Las arenas son partículas de roca que pasan el tamíz Nº 4 (4.75 mm) y quedan retenidas en el tamiz Nº 200 (0.075 mm).

Tabla Nº 1.1

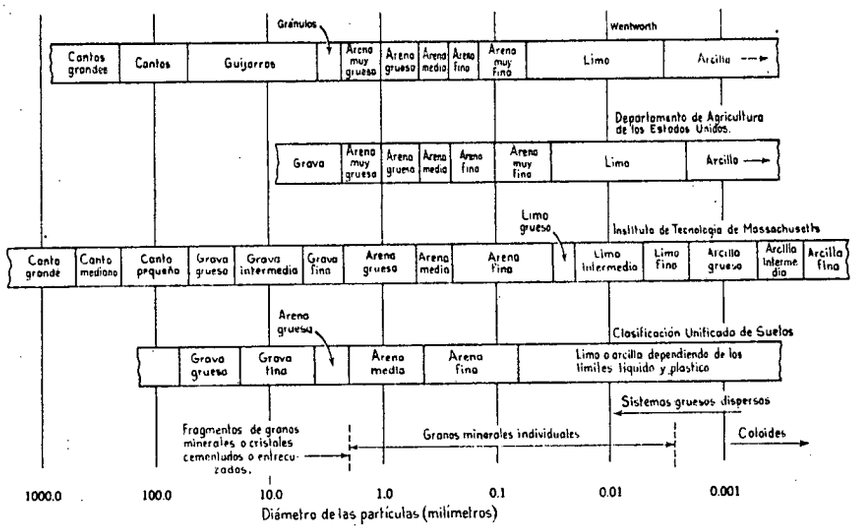


TABLA 1.1. Comparación de subdivisiones y terminología empleada en cuatro sistemas de clasificación de tamaños de partículas. Obsérvese la coincidencia, en general, de los límites de tamaños. La distinción entre limo y arcilla depende en una gran medida del grado de dispersión de las partículas.

1.1.6 Mezcla de los Tamaños

Los sedimentos con muy pocas excepciones, son mezclas de fragmentos de diversos grados de tamaños y sus propiedades de conjunto están determinadas en una gran medida por el grado de predominio de ciertos grupos de tamaños que, en el sentido más amplio, pueden ser clasificados como cantos, arena, limo y arcilla, pudiendo ser descritos los suelos como mezclas de estos cuatro grados de tamaños, cada uno de los cuales puede ser considerado como formado por partículas de un solo grado de tamaño, y el porcentaje de la presencia de este tamaño en el conjunto repre -

senta su contribución a las propiedades del sedimento.

Un sistema cómodo y útil para representar el porcentaje - de presencia de los principales grados de tamaños indicados es consignar- los mediante divisiones hechas en las caras de un tetraedro (Fig. 1.1). El tetraedro puede ser desplegado en cada una de sus caras equiláteras - subdivididas individualmente.

Fig. 1.1

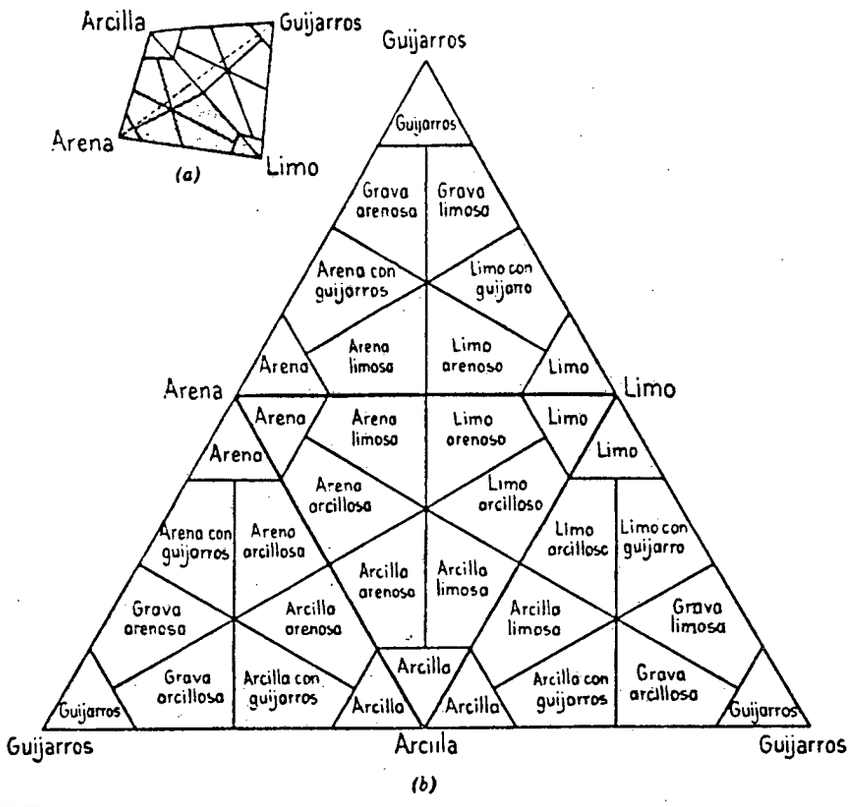


FIGURA I.I. — (a) Ejemplo de tetraedro de grados de tamaños empleando los guijarros arena. limo y arcilla como miembros terminales. La subdivisión en tipos de sedimentos está basada en la división de cada cara triangular en partes aproximadamente iguales. (b) Tetraedro desplegado en el extremo guijarroso para mostrar los nombres asignados a los tipos de sedimentos.

En la figura 1.2 es un ejemplo de ello, en el cual se - han representado las relaciones entre los tamaños, arena, limo y arcilla. Para facilitar el manejo, cada uno de estos tamaños de miembros termina -

les es considerado como representativo de un grado y el despliegue de tamaños está indicado por sus proporciones relativas en las mezclas.

El ejemplo ha sido elegido para describir las mezclas proporcionales de los tamaños de los miembros terminales para componer ciertos tipos de sedimentos tales como barro y arcilla negra, denominaciones cuya significación se deduce de su posición en los sectores del triángulo. Se ve que el barro representa un suelo en que la mezcla de arena y limo - es la que predomina, siendo el porcentaje de arcilla importancia secundaria, se observa a medida que aumenta la cantidad de arena las propiedades del barro cambian materialmente desde un barro limoso a un barro arenoso y a medida que es añadida arcilla en mayores proporciones, los barros pasan transicionalmente a arcillas. En Ingeniería se emplean términos tales como "arcilla plástica" y "arcilla magra". La plástica consiste en - partículas extremadamente pequeñas, asociadas por lo general a un elevado contenido de agua, combinación que da lugar a una alta característica de plasticidad y a un tacto craso al ser amasada la arcilla entre los dedos. Al aumentar el porcentaje de limo y arena, el tacto craso es reemplazado por el áspero y también disminuye el grado de plasticidad. (Fig. 1.2)

Fig. 1.2

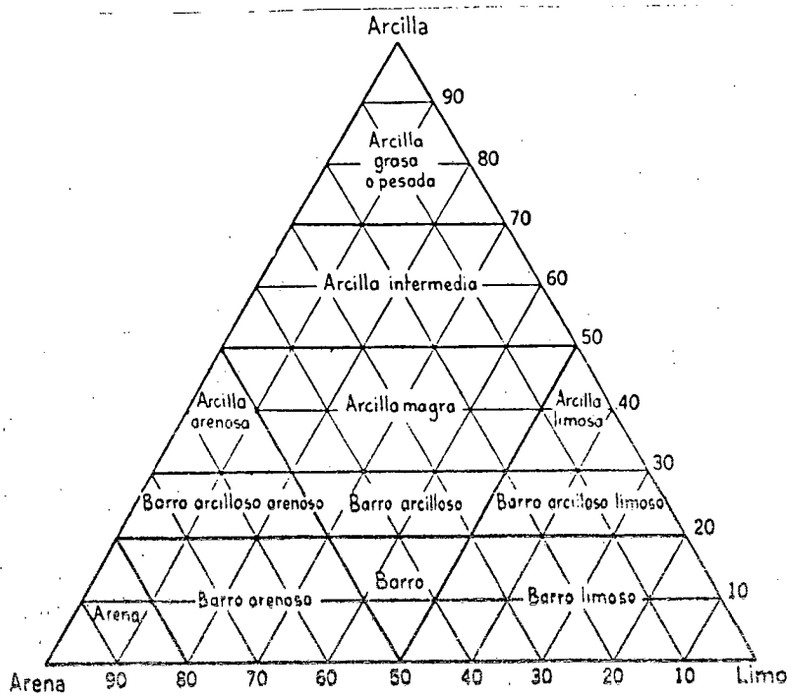


FIGURA 1.2.— Subdivisiones de tipos de suelos empleando como miembros terminales arena, limo y arcilla. Obsérvese la relación entre términos tales como «arcilla grasa» y «barro» y los grados predominantes de tamaños. (Modificado de MILLAR y TURK, *Fundamentals of Soil Science*: 1.ª ed. Copyright 1943. John Wiley and Sons, Inc.).

1.1.7 Perfil del Suelo

El suelo pasa por diversas fases fáciles de reconocer - que en orden descendente a partir de la superficie, aparecen como una serie de zonas que son denominados en conjunto PERFIL DEL SUELO y que queda a la vista en los espaldones de un corte hecho en carreteras y en los sondeos que se realizan. En ambos casos pueden observarse los cambios físicos y químicos que han tenido lugar a medida que los materiales de origen han ido pasando por las sucesivas fases de formación.

El perfil típico como el de la Fig. 1.3 se describe en - forma descendente.

Fig. 1.3

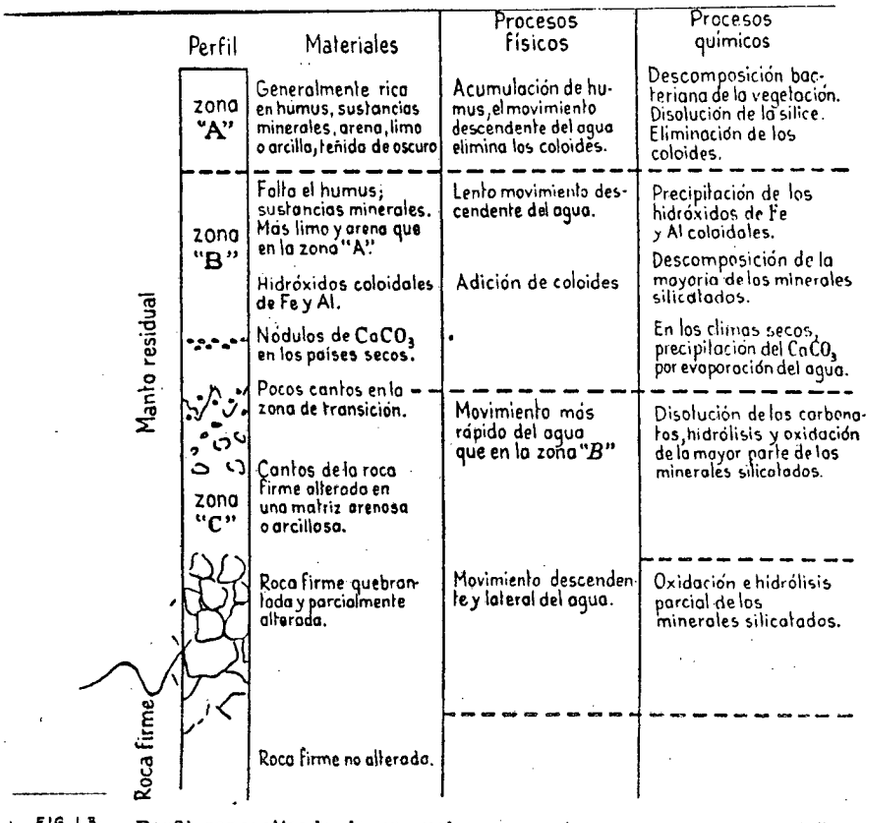


FIG. 1.3. — Perfil generalizado de un suelo compuesto y procesos que contribuyen a su formación a partir de la roca firme infrayacente. Cada zona está caracterizada por las propiedades indicadas.

- ZONA A

Varía entre unos pocos centímetros y setenta centíme - tros. Zona en la que se encuentra raíces de hierbas y otras formas de vida, contiene mucho humus, sus partículas están finamente divididas y oscilan en tamaño, entre la arcilla y la arena.

- ZONA B

Cuyo espesor entre unos cuantos centímetros y noventa centímetros, los materiales de esta zona son, de ordinario, más plásticos que los de la zona A, debido a la presencia de hidróxidos de hierro y alúmina coloidales y a la formación de arcillas.

- ZONA C

Señala un tránsito gradual descendente desde unos cuantos cantos englobados en una matriz de arena y arcilla pasando por una zona - donde aquellas predomina, a otra zona de roca firme solamente interrumpida por grietas. Esta zona, por lo tanto, señala el paso de la roca desintegrada o fracturada, a la roca firme y tiene espesor variable que oscila entre unos cuantos metros a más de treinta metros en los climas cálidos y húmedos.

Las zonas A, B y C, suelen ser llamadas el manto, por la tendencia del suelo a ocultar los afloramientos de la roca firme. Las zonas A y B pueden ser consideradas como representativas del verdadero suelo, y la zona C como el subsuelo, no obstante estas diferencias secunda - rias en la terminología, no hay duda de que el tránsito del suelo a la ro

ca demuestra que esta última es el material de origen, y como más adelante veremos el suelo procede de la roca firme por un proceso conocido con el nombre de metereorización.

1.2 ORIGEN Y NATURALEZA DE LAS ARCILLAS

La parte exterior de la tierra sólida, llamada a veces corteza, está formada por diferentes rocas que constituye el manto rocoso. La corteza terrestre es sólida y consiste en profundidad, pero por lo general se rompe cerca de la superficie por la acción de los factores atmosféricos principalmente aire y agua.

Como los factores mecánicos y químicos que producen tales resultados están asociados con los agentes atmosféricos; estos procesos se llaman meteorización o intemperismo.

Entonces las arcillas es el producto del intemperismo de las rocas ígneas y metamórficas, son el resultado de la descomposición de los feldespatos y de minerales ferromagnesianos, los cuales son silicatos complejos. Más del 90% de los minerales que forman las rocas son éstos solicatos (compuestos de silicio y oxígeno o más metales), teniendo como compuesto básico un ion llamado tetraedro de silicio-oxígeno, que se supone es uno de los primeros compuestos al enfriarse la tierra.

La naturaleza química indica la contribución que el mineral podría ser al estado nutritivo del suelo a que da origen, por ejemplo, la fuente principal del potasio en los suelos es la ortoclasa, y del calcio y del sodio las plagioclasas.

Como habíamos expuesto anteriormente el intemperismo de los fel-

despatos y de minerales ferromagnesianos, los cuales dan lugar a la for - mación de las arcillas.

- FELDESPATO

Constituyen casi la mitad de los componentes de las rocas - de la corteza terrestre su nombre proviene del Alemán FELD, "campo" y - SPAR, término usado para denominar a diversos minerales no metálicos.

En los feldespatos todos los iones de oxígeno de los tetrae - dros están compartidos con los oxígenos adyacentes en una retícula tridi- mencional, las proporciones de K (potasio), Na (sodio) y Ca (calcio) que forman parte de la estructura quedan determinadas por la temperatura en - el momento de la cristalización.

Los nombres que se han dado a los feldespatos son ortoclasa y plagioclasa. La plagioclasa se ha subdividido en dos minerales: Albita y Anortita.

FELDESPATOS
- Ortoclasa (K)
- Plagioclasa
  - Albita (Na)
  - Anortita (Ca)

- ORTOCLASA

Deriva del nombre griego "ORTHOS" recto y "KLASIS" rotura.

El aluminio sustituye el sílice en cada cuarto y tetraedro - y los iones de potasio corrigen el desequilibrio eléctrico. Su raspadura es incolora, su color es blanco, gris o rosado, es el feldespato potásico.

- PLAGIOCLASA

Deriva del nombre griego "PLAGIO" oblícuo, y de "KLASIS" ro - tura. Los dos feldespatos plagioclasa son: Albita y Anortita.

- ALBITA

El Al reemplaza al silicio en cada cuarto tetraedro y los io - nes positivos de la Na corrigen el desequilibrio eléctrico. Es el feldespato sódico.

- ANORTITA

El Al sustituye en cada segundo tetraedro y los iones positivos de Ca corrigen el desequilibrio eléctrico. Es el feldespato cálcico.

En el cuadro siguiente esquematizamos lo enunciado anteriormente.

	MINERAL	COMPOSICION	PRODUCTOS DE DESCOMPOSICION IMPORTANTES	
			MINERALES	OTROS
	CUARZO	SiO_2	Granos de cuarzo	Algo de sílice en solución
FERROMAGNESIANOS FELDESPATOS	Ortoclasa	$K(AlSi_3O_8)$	Arcilla Cuarzo (finamente dividido)	Algo de sílice en solución Carbonato de potacio (soluble)
	Albita (plagioclasa sódica) Anortita (plagioclasa cálcica)	$Na(AlSi_3O_8)$ $Ca(Al_2Si_2O_8)$	Arcilla Cuarzo (finamente dividido)	Algo de sílice en solución Carbonatos de sodio y calcio (solubles)
	Biotita Augita Hornblenda	Silicatos de Al, con Fe, Mg, Ca	Arcilla Calcita Limonita Hematita Cuarzo finamente dividido	Algo de sílice en solución Carbonatos de calcio y magnesio (solubles)
	Olivino	$(Fe,Mg,)_2SiO_4$	Limonita Hematita Cuarzo (finamente dividido)	Algo de sílice en solución Carbonatos de hierro y magnesio (solubles)

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

1.2.1 Intemperismo de los Feldespatos

Intemperismo : Son los procesos de desintegración mecá - nica o descomposición química que tiene lugar en o cerca de la superficie de la tierra, por efectos de la atmósfera, del agua, de las plantas y de la vida animal. El intemperismo deja sus huellas donde quiera alrededor - de nosotros, desempeña un papel vital en el ciclo de las rocas.

Normalmente desintegración y descomposición van juntos - porque la rotura física de las rocas facilita el acceso de los materiales químicos que causa la descomposición. Los productos del intemperismo son, por lo común acarreados por el agua y por la influencia de la gravedad, - viento y hielo, que luego quedarán en otros lugares para acumularse y asentarse o a veces se queda en el mismo lugar. Cuando el material producido por meteorización se acumula por gravedad al pie de la ladera este material se llama coluvial. Pero cuando el material producido por el intemperismo se queda in situ se denomina Eluvial. El proceso de erosión - y - arrastre se conoce como denudación.

Existen dos tipos de intemperismo: el Mecánico y el Químico. En la naturaleza es dificil separar estos dos tipos porque a menudo - ambos estan ligados estrechamente ya que el Químico es producto del Mecánico, aunque en determinados ambientes predomina el uno u otro. El Intemperismo Mecánico conocido también como Físico es un proceso por el cual - las rocas se rompen en fragmentos más y más pequeños, sin cambio, ni formando nuevos minerales y actúa principalmente en climas secos y fríos. - El intemperismo químico, llamado también descomposición es un proceso más complejo que el intemperismo mecánico. Originada sobre todo por O, CO2 y ácidos orgánicos, produciendo oxidación, hidratación y carbonación o diso

lución. Donde el tamaño de las partículas es un factor extremadamente importante, dado que las sustancias pueden reaccionar químicamente solo cuando se ponen en contacto unas con otras, resultando más vulnerable al ataque químico cuando mayor sea la superficie de contacto que ofrezca.

Bowen descubrió que a los silicatos se los puede ordenar en dos series de cristalización. Cada mineral que integra las dos series de cristalización se deriva del mineral precedente, como resultado de la reacción química en el líquido remanente del magna, se las conoce con el nombre de serie de reacciones de Bowen. En cuya serie (Fig. 1.4) se observa que cuando un magna se enfría para formar una roca ígnea, los feldespatos cristalizan antes que cuarzo. Cuando la roca queda expuesta al intemperismo de la superficie de la tierra, los feldespatos son los primeros minerales que se descomponen.

Fig. 1.4

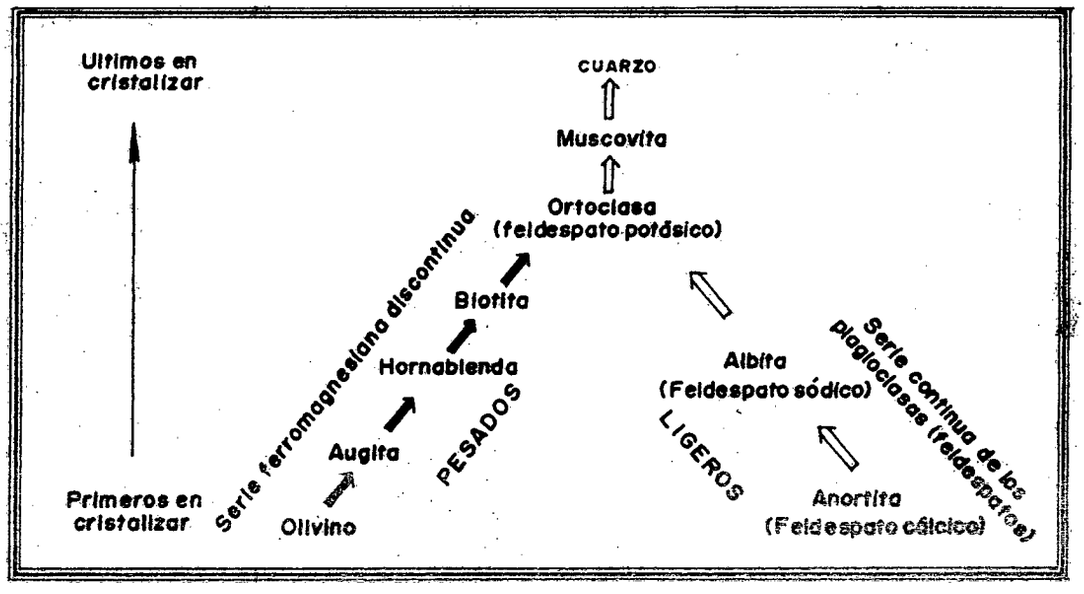


FIG. 1.4. Serie de reacciones de Bowen

De acuerdo con las observaciones de los experimentos de laboratorio, los minerales que se encuentran en las rocas ígneas se pueden colocar de acuerdo al orden en que se descomponen químicamente en la superficie; no estando seguros de todos los detalles porque los investigadores y estudiosos de la materia dan a conocer conclusiones diversas, por lo que aún no se ha podido establecer claramente el proceso de intemperismo de los feledespatos.

Con la acción del agua y ácido carbónico (H_2CO_3), están vinculados no sólo los procesos de disolución sino también los de hidrólisis que es igual a la descomposición de los minerales y eliminación de elementos aislados, la descomposición de los silicatos (Feldespatos) se realiza así:

$$2K(Al\ Si_3\ O_8)+H_2CO_3+H_2O = Al_2\ Si_2\ O_5\ (OH)_4+K_2CO_3+\text{Arcilla}$$

(Caolín) Sal soluble

$4\ Si\ O_2$

Cuarso Coloidal

El rasgo distintivo de estos procesos es la eliminación total de los cationes de K, Na, Ca, que se combinan con el $H_2\ CO_3$ para formar disoluciones verdaderas como los Carbonatos y Bicarbonatos que las aguas superficiales transportan finalmente lejos de su lugar de origen. El K en parte es absorbido por las plantas y parte queda en las arcillas. El $KCA\ CO_3$, forma la calcita que a su vez forma la mayor parte de la caliza (roca sedimentaria) y Mármol (roca metamorfica). La sílice es arrastrada por los ríos en una pequeña parte el resto pasa con bastante rapidez al estado coloidal y se precipita in situ en forma de gél de sílice acuosa (ópalo) y parte se queda formando el caolín.

En la ecuación señalada anteriormente el ión hidrógeno del agua forza la salida del potasio de la Ortoclasa rompiendo la estructura del cristal y se combina con el radical Silicato de Aluminio formando el nuevo mineral Arcilloso, la ruptura del cristal de Ortoclasa forma un segundo producto la sal soluble carbonato de potasio que se forma cuando el potasio eliminado se combina con el ión carbonato del ácido carbónico.

El tercer producto la sílice, se forma por el silicio y el oxígeno que quedan después que el potasio se ha combinado con el silicato de aluminio para formar el mineral de arcilla.

Diremos entonces que arcillas son, silicatos hidratados de aluminio, al principio estos minerales están muy finamente divididos de tamaño coloidal entre una y dos décimas de micra. Los minerales arcillosos están constituidos de Si-O enlazados en láminas, combinándose de diferentes maneras con los compuestos de átomos de aluminio y moléculas de oxhidrilo.

1.2.2 Intemperismo Químico de los Feldespatos (Plageoclasa)

Los productos son similares al intemperismo de los feldespatos con la diferencia que en lugar de Carbonato de potasio, el producto sea Carbonato de Sodio o Carbonato de calcio dependiendo de ello que el feldespato de que se trata sea Albita Sódica o Anortita Cálcica.

1.2.3 Intemperismo de los Silicatos Ferromagnesianos

El intemperismo de los minerales ferromagnesianos da lugar a los mismos productos del intemperismo de los feldespatos, pero la

presencia de hierro y magnesio en los ferromagnesianos determina otros - nuevos productos. El Fe es incorporado dentro de una de las arcillas o un carbonato de hierro. A veces se une con el oxígeno para formar Hematita - (Fe 203), uno de los óxidos de hierro más comunes siendo característico - su color rojo intenso, derivándose su nombre del griego "HEMATITES" como sangre. También el hierro se une con el oxígeno para formar otro óxido - de hierro, generalmente de color café, la geothita Fe O(OH).

1.3 PROPIEDADES QUIMICAS DE LAS ARCILLAS

El análisis químico realizado en las arcillas muestran que es - tán compuestas principalmente por SiO2, Al203, Fe203 y H20 con cantidades variables de TiO2, CaO, MgO, MnO, K20, Na20 y P205, surge la cuestión de qué compuestos químicos en el suelo pueden contener óxidos y tener las - propiedades coloidales.

Al considerar las condiciones que determinan el tipo de minera - les de la arcilla que se forman por interacciones entre los diferentes - productos finales de la meteorización o intemperismo de las rocas, se des_ cribirán los minerales más importantes de la arcilla cada una de ellas - posee una estructura cristalina y cada una posee características físicas y químicas particulares que permiten su descripción e identificación.

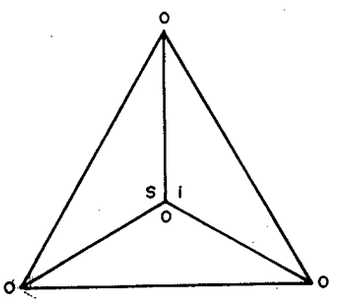
Las investigaciones demostraron (análisis de rayos X)que las ar- cillas están constituidas principalmente de minerales claramente cristali_ nos, los principales constituyentes son átomos de Al, hierro ferroso y fé_ rrico, magnesio y oxígeno más el grupo de hidroxilos. La mayoría de las - arcillas caen dentro de tres grupos principales: Caolinita, Montmorilloni_ ta e illita, que las explicaremos detalladamente en los numerales siguien_ tes.

1.3.1 Estructura Laminar

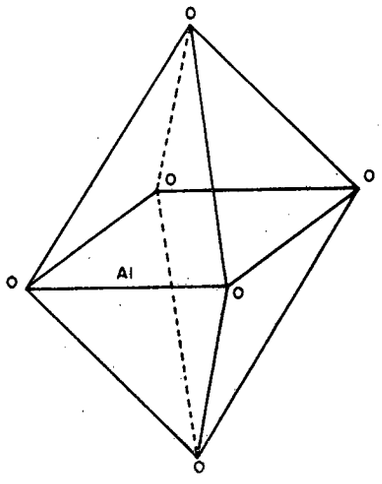
Como hemos anotado, las arcillas están formadas por silicatos hidratados de Aluminio, están formados por tetraedros individuales que alternan con iones metálicos positivos, en otros se unen en cadenas, placas, los más comunes el cuarzo, feldespatos, olivino, etc. están formados por dos estructuras diferentes denominados tetraedros y octaedros. Cada tetraedro consiste de un átomo de silicio, de un átomo de aluminio en el centro con cuatro átomos de oxígeno en las esquinas como lo demuestra la Fig. 1.5 (a).

Cada octaedro consiste de un átomo de magnesio o hierro; o comúnmente de un átomo de aluminio al centro, y seis átomos de oxígeno esquematizados en la Fig. 1.5 (b).

Fig. 1.5

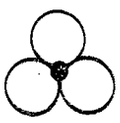


TETRAEDRO DE SILICIO SiO_4



OCTAEDRO DE ALUMINIO AlO_6

(a)



(b)

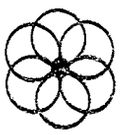


FIG. 1.5.

Durante las últimas décadas se ha hecho un gran avance - en el conocimiento de la estructura de la materia, su desarrollo continúa los estudios de las arcillas por rayos X muestran que están compuestos de cristales pequeñísimos, a pesar de la apariencia amorfa (sin forma regular no cristalizado), del conjunto, de esta manera ha sido establecida la existencia de tipos definidos de arcilla, caolinita, illita y montmorillonita y de va - rios intermedios.

1.3.2 Caolinitas

Se deriva del chino Kao-Ling "Cerro-Alto" nombre de la - montaña que por primera vez se embarcó la caolinita a Europa para fines - cerámicos.

El caolín es un mineral bastante estable en condiciones - de la superficie terrestre, se origina principalmente en climas cálidos - y húmedos.

La caolinita es un mineral 1:1 que significa que se encuentra formada por placas planas cada una de las cuales consiste en una lámina de tetraedros de sílice con fórmula Si_2O_3 y una lámina de octaedros de aluminio con fórmula $Al_2O_2(OH)$, como se indica en la Fig. 1.6, las pla - cas están unidas por condensación con eliminación de agua de la siguiente manera.

$$Si_2O_3(OH)_2 + Al_2(OH)_6 - 2H_2O \longrightarrow Si_2O_3\,Al_2O_2(OH)_4$$

Tetraedros de Sílice — Octaedro de alúmina — Lámina de sílice-alúmina

Las placas de sílice - alúmina se encuentran separadas -

por espacios; la distancia entre la lámina de sílice de una placa y la siguiente es de 7.2A (A = unidad de Angstrom = 0.0000001 mm = 0.0001 U = - 0.1 mv).

Cuando la estructura está completamente expandida estos - espacios están ocupados por moléculas de agua. Cuando el agua es eliminada por secamiento las placas se aproximan entre sí, y por lo tanto, el - cristal se contrae. En el caso de la caolinita la contracción no es tan - grande.

La caolinita tiene las siguientes características físicas y químicas.

- Alto grado de estabilidad
- Poca capacidad de contracción y expansión
- Poco cohesiva
- Baja capacidad de retención de agua (espacio poroso capilar pequeño).
- Baja capacidad de cambio de cationes
- Baja capacidad de fijación de potasio
- Baja capacidad de fijación de amonio
- Alta capacidad de fijación de fosfato
- Alta disponibilidad de calcio y magnesio
- Baja disponibilidad de fosfato y potasio
- Baja capacidad combinatoria de humus
- Olor característico a tierra

Fig. 1.6

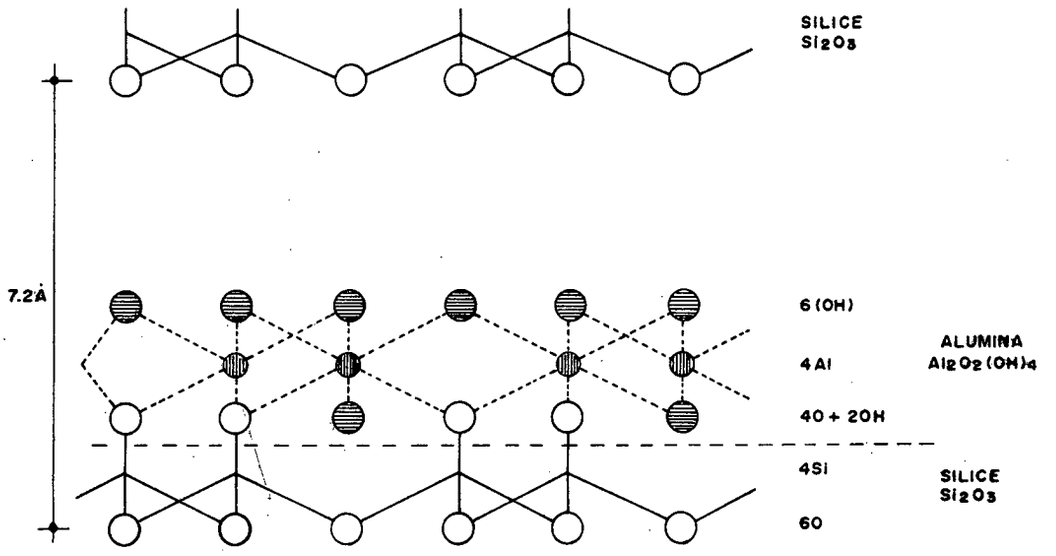


FIG. I. 6. ESTRUCTURA DE LA CAOLINITA

1.3.3 Illita

Seleccionada por los geólogos del servicio geológico de - Illinois, en honor de su estado. La illita contiene K con algo de Fe y Mg desarrollándose en climas secos y fríos.

La unidad estructural de las Illitas es análoga a la de - la montmorillonita, salvo algunos cambios en la composición química, sien do su fórmula química:

(OH)4 Ky(Si8 - y Aly) (Al4. Fe4. Mg4. Mg6) O20 con y es - igual generalmente a 1.5

Están formadas por una lámina de alúmina entre dos de sí- lice, sin embargo, las unidades adyacentes de Illitas están unidas por - sus átomos de potasio, compartidos de modo que forman placas bastante com pactas, que reducen el área expuesta al agua por unidad de volumen, por -

ello su expansibilidad, es menor que las montmorillonitas, por lo que son menos inestables.

La illita presenta las siguientes características físicas y químicas:

- Baja capacidad de contracción
- Mediana capacidad de retención de agua
- Mediana capacidad de cambio de actiones
- Alta capacidad de fijación de potasio y amonio
- Baja capacidad de fijación de fosfato
- Alta capacidad de combinación de humus.

1.3.4 Montmorillonitas

Fue descrito por primera vez de muestras colectadas cerca de Montmorillon, pueblo situado en la porción centro occidental de Fran - cia.

Este tipo de arcilla contiene Mg y algo de Na y Ca; y se desarrolla en climas secos y fríos.

La Motmorillonita es un mineral 2:1 cada placa consiste - en dos láminas de sílice (Si_2O_3) y una de alúmina $Al_2O_4(OH)_2$. Las lámi nas se unen por condensación con eliminación de agua (dos moles). Las pla cas están separadas por espacios más anchos que la caolinita 21.4 A, en - comparación con 7.2 A, por lo tanto, la Motmorillonita se encoge mucho - más al secarse que la caolinita.

La estructura de la Motmorillonita se indica en la Fig.1.7

Fig. 1.7

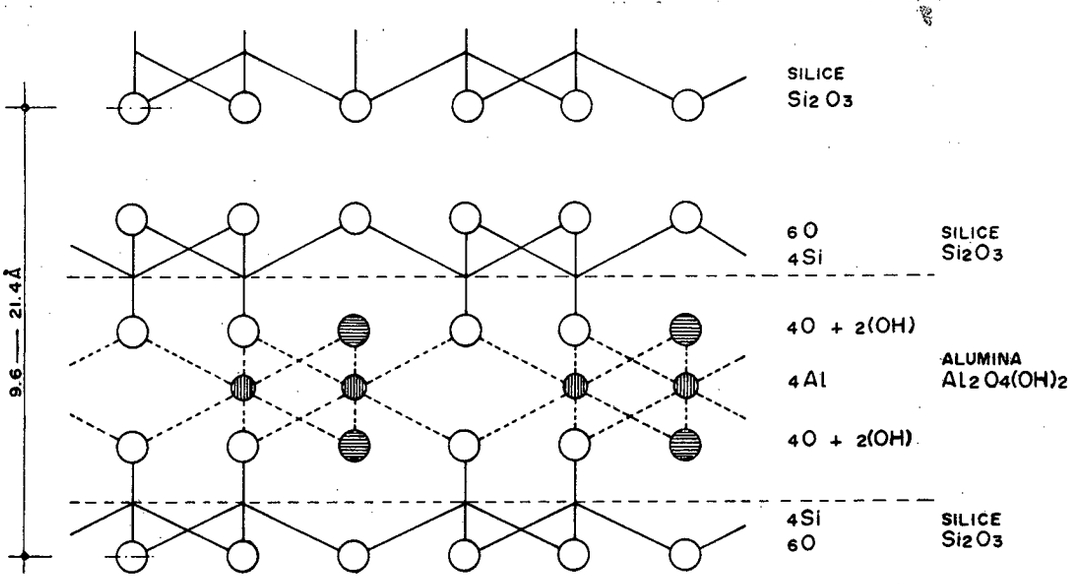


FIG. I.7. **ESTRUCTURA DE LA MONTMORILLONITA**

La montmorillonita presenta las siguientes características físicas y químicas.

- Bajo grado de estabilidad
- Alta capacidad de contracción y expansión
- Muy cohesiva
- Alta capacidad de retención de agua
- Alta capacidad de cambio de cationes
- Apreciable capacidad de fijación de potasio
- Apreciable capacidad de fijación de amonio
- Baja capacidad de fijación de fosfato
- Baja disponibilidad de calcio y magnesio
- Alta disponibilidad de potasio
- Alta disponibilidad de fosfatos
- Alta capacidad combinatoria de humus
- Sin olor característico

1.3.5 Actividad Coloide

El término coloide se emplea para describir una partícula cuyo comportamiento viene controlada por fuerzas de tipo superficial en - lugar de fuerzas de masa. Una partícula de arcilla es un coloide debido - a su pequeño tamaño y forma irregular. Cuanto más pequeña es una partícu- la mayor es su superficie específica. La gama de tamaños de los coloides se ha fijado más o menos arbitrariamente en un mu, a 1 u. Por debajo de 1 mu se encuentran los diámetros de átomos y moléculas. La mayoría de - las partículas de tamaño superior a aproximadamente 1u vienen influidas - predominantemente por fuerzas de masa. Tambien se ha propuesto una superficie específica de 25 M^2/g como límite inferior de la fracción coloidal. Los principios de la química coloidal son muy útiles para entender el comportamiento de la arcilla.

Las partículas de limo a mayores tienen superficies específicas menores de 1 m^2/g, es decir, considerablemente inferiores al límite inferior de la fase coloidal.

En la Ingeniería del Suelo las partículas menores de una (1u) se consideran como arcillas coloidales. Estas partículas ya no pueden ser determinadas con precisión por métodos de sedimentación, porque - pordebajo del tamaño de 1u la sedimentación es lentísima, y cesa completamente para las partículas menores de 0.2u (0.0002mm). Estas partículas coloidales permanecen en suspensión indefinidamente.

Las partículas de las disoluciones coloidales son tan pequeñas que no se aprecian a simple vista, y están sometidas a rápidos movimientos en todas direcciones llamados Movimientos Brownianos, producidos

por el choque de las moléculas del líquido disolvente. Las velocidades - adquiridas así por las partículas son suficientes para impedir su sedimentación. Otra característica de los coloides es que todas las partículas - poseen una carga eléctrica del mismo signo, lo que les impide atraerse entre sí. La carga de la mayoría de las dispersiones de los suelos es negativa.

1.3.6 Efectos del PH de los Electrolitos sobre Arcillas Expansivas.

Arcillas expansivas son aquellas que son susceptibles de sufrir un apreciable aumento de volumen según el grado de humedad, correlativas con variaciones de la tensión capilar, y de la presión efectiva. Estas variaciones serán tanto más importantes cuanto mayor sea la proporción de particulas inferiores a 2 um, y también cuanto más activa sea la especie mineralógica componente de esta fracción (montmorillonita, atapulgita, etc).

Los coloides son partículas minerales y otras moléculas - con diámetro de 0.02 u o menor en suspensión en un medio y que permanecen indefinidamente en suspensión hasta que pueden unirse formando masas lo - suficientemente grandes para depositarse, la presencia de un electrolito tal como un ácido diluido o NaCl (cloruro de sodio) neutraliza las soluciones coloides por combinación de los iones de electrolitos con carga - negativa que normalmente tienen las partículas coloidales.

La neutralización de las cargas hace que al chocar las - partículas se adhieran unas a otras formando grupos mayores de partículas que llegan a tener suficiente peso por unidad de superficie, para hundirse en el medio de suspensión. Proceso llamado de floculación.

CAPITULO SEGUNDO

SUELOS EXPANSIVOS

CAPITULO SEGUNDO

SUELOS EXPANSIVOS

2. SUELOS EXPANSIVOS

2.1 FENOMENO DE LA EXPANSION

Las propiedades físicas y químicas de los suelos y los procesos asociados están íntimamente relacionados con la interacción entre las partículas del suelo y las moléculas de agua.

La absorción de moléculas de agua por las superficies de las partículas coloidales de arcilla es función de la naturaleza de la superficie del mineral y los de los cationes asociados intercambiables. Las moléculas de agua absorbidas están orientadas en arreglos ordenados por enlaces de hidrógeno entre las moléculas de agua y los átomos de oxígeno en la superficie del cristal y por la hidratación de los cationes absorbidos. El enlace de hidrógeno es una fuerza importante que retiene el agua en la superficie de las partículas y los poros.

El agua se halla en el perfil del suelo sobre la superficie de -

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
33
BIBLIOTECA

las partículas en los intersticios entre partículas y en los poros de los suelos. La superficie de las partículas atrae fuertemente el agua líquida en virtud de las fuerzas de VANDER WAALS y las uniones de hidrógeno, estas fuerzas son en parte eléctricas y parte gravitacionales, y obran cerca de la superficie de las partículas. Varían inversamente con la sexta o séptima potencia de la distancia a la superficie.

Las moléculas de agua se unen entre sí de varios modos; así la estructura de agua no es una entidad constante, una consecuencia de sumo interés de esta variedad de enlaces es el aumento de volumen. El agua próxima a las superficies sólidas bajo la acción de cargas eléctricas, sufre cambios estructurales, que son la causa del aumento de volumen y disminución de la densidad.

Un sistema coloidal seco absorbe moléculas de agua de la fase de vapor, cuya cantidad depende de la presión del vapor, de la especie del mineral de arcilla y de la naturaleza de los cationes intercambiables, al ponerse este sistema coloidal en contacto con el agua en estado líquido absorbe el agua y aumenta de volumen en un proceso denominado hinchazón o inhibición.

El proceso de hinchazón ha sido explicado sobre la base de dos tipos de hidratación de coloides.

- PRIMERO

Las moléculas de agua se orientan en la superficie de los minerales de la arcilla como resultado de las propiedades eléctricas del líquido, de los cationes intercambiables y de la superficie. Se libera una cantidad considerable de calor.

- SEGUNDO

El agua puede ser absorbida en virtud de los efectos osmóti - cos según el concepto de MATRSON. El de tipo osmótico de hidratación que - ocurre sin liberación mesurable de calor, los iones hidratados rodean la superficie hidratada formando una capa doble difusa.

Estos iones permanecen separados de la superficie a la distan cia en que la fuerza osmótica media, está en equilibrio con las fuerzas - medias de atracción de Vander Waals, y las fuerzas electroestáticas me - dias, debidas a las diferentes cargas de la superficie coloidal y los io- nes intercambiables.

Se ha introducido el concepto de dominios en la arcilla para explicar la hinchazón de las arcillas coloidales por la adición de agua. Cuando se deseca el sistema arcilla-agua, las moléculas se organizan en - dominios con alineación paralela de cristales individuales para producir un volumen más pequeño de partículas orientadas. El volumen de poros de - crece y la coherencia entre los dominios es más débil que entre los cris- tales dentro del dominio, cuando estos dominios son remojados, se hinchan como entidades unitarios. El volumen de los poros crece proporcionalmente al volumen total de la masa de arcilla.

En resumen, la dilatación de las arcillas coloidales están - relacionadas con su mineralogía, y con la naturaleza de los cationes in - tercambiables en la superficie, la hinchazón de los distintos minerales - disminuye al disminuir la hidratación, según este orden Vermiculita> Mont morillonita> Beleida> Illita> Caolinita.

2.2 TENSIONES DOMINANTES EN EL SUBESTRACTO DE FUNDACION ANTES Y DESPUES DE LA CONSTRUCCION.

Los cambios de volumen en las arcillas dilatables causan muchos problemas a los Ingenieros de Suelos, así en la hinchazón como en la contracción. Los esfuerzos físico químicos implicados en las interacciones de las partículas están relacionados con los esfuerzos que los ingenieros de suelos usan para predecir el comportamiento de los suelos.

La ecuación de los esfuerzos viene dada por:

$$\vec{\sigma} - \sigma - u = R - A$$

Donde:

$\vec{\sigma}$ = Esfuerzo efectivo o fuerza transmitida entre partículas por unidad de suelo.

σ = El esfuerzo total externo aplicado al suelo

u = Presión en el agua libre contenida en los poros del suelo.

R = Es la presión de repulsión

A = Es la presión de atracción entre las partículas de arcilla.

Así (R-A) es la presión neta de repulsión que no puede ser medida aunque es un factor de comportamiento del suelo, las variables σ y u pueden medirse, y de sus valores se obtiene información para predecir el comportamiento del suelo.

Esta ecuación expresa que para una situación dada de suelo-agua, debe aplicarse al suelo un esfuerzo efectivo equivalente a la fuerza repulsiva neta (R-A) con el objeto de impedir la hinchazón y mantener el volumen constante.

El agua de los poros de un suelo parcialmente seco se encuentran en estado de tensión, porque la cantidad de agua es insuficiente para satisfacer las demandas de la capa doble difusa.

Cuando tal suelo es puesto en contacto con el agua, ésta es absorbida, la tensión disminuye (u) aumenta y el esfuerzo efectivo reducido. La expansión de las capas dobles difusas y la hinchazón resultante se producen hasta que la presión neta de repulsión entre las partículas es equilibrada por un esfuerzo efectivo añadido.

Las arcillas plásticas de gran superficie específica absorben grandes cantidades de agua y se hinchan en grado considerable. El grado de expansión depende de la densidad inicial, del contenido inicial de agua, del espesor de la muestra, en cuanto afecta al tiempo necesario para alcanzar el equilibrio, y la presión confinante a la que el suelo está sujeto. La hinchazón aumenta al aumentar la densidad y al disminuir el contenido de agua y la presión confinante.

Un caso frecuente en la práctica donde se tiene problemas involucrados a arcillas expansivas es el de las construcciones en mantos superficiales de arcilla que han estado sujetos a períodos largos de evaporación. Debido al efecto de la evaporación el agua cerca de la superficie trabaja a tensión, induciéndose un flujo ascendente.

Suponiendo que de no existir la evaporación, el nivel freático

de la evaporación hace que en una cierta profundidad, la distribución de presiones no sea la hidrostática sino la correspondiente a un flujo ascendente, y que la magnitud de los esfuerzos en el agua sea la tensión, lo anterior hace que el punto de tensión nula se abata, si la evaporación es de suficiente intensidad, la costra superficial puede aún llegar a estar sola parcialmente saturada (arcilla desecada).

Si con las condiciones anteriores se construye una estructura, el efecto sobre la arcilla localizada bajo la obra en el área ocupada por la misma, es el de suprimir prácticamente la evaporación. Esto hace que con el tiempo el flujo ascendente tienda a restituir las presiones normales correspondientes al caso de no tener evaporación; es decir la distribución de presiones neutrales tenderá a la hidrostática con nivel freático en la superficie del terreno. Lo anterior causa que las presiones efectivas disminuyan fuertemente con la consiguiente expansión del material bajo el área cargada, (excepto en el caso de que el peso de la edificación compense la disminución de los esfuerzos efectivos). Esta expansión producirá levantamiento en la edificación, que serán mayores en la zona central el área cargada y menores en la zona de la periferie.

Por lo anteriormente anotado se ha supuesto que la altura potencial de ascensión capilar del suelo es mayor que la profundidad del nivel freático bajo la superficie del área cargada.

Esta expansión de la arcilla ocurrirá aún en época de sequía, ya que es motivada solo por la construcción de la edificación. Los cambios climáticos así como el aprovisionamiento superficial de agua (como por riego o fuga de agua de una tubería) pueden dar lugar a expansiones y a compresiones periódicas de la arcilla bajo cimientos poco profundos.

2.3 FACTORES CLIMATICOS QUE AFECTAN ESTOS SUELOS

En el capítulo primero de nuestro estudio (1.1.3) se considera - que el clima constituye quizá uno de los principales factores para la formación de un suelo, no obstante factores como: el tiempo, la roca de origen, la topografía, el hombre y demás organismos vivos contribuyen de manera particular en la formación de estos suelos.

Sabemos que las precipitaciones permiten también determinar en - forma aproximada elcontenido de arcilla y material coloidal de un suelo, ya que, a mayor precipitación le corresponde mayor contenido de arcilla.

Las arcillas expansivas presentan problemas de hinchamiento y - contracción en los climas áridos y semiáridos debido fundamentalmente a - los factores agua, sol y viento.

2.3.1 Factor Agua

En primer lugar la mera presencia de agua, hace disminuir la fuerza de atracción entre las partículas arcillosas, en segundo lugar puede soportar los esfuerzos aplicados modificando así el comportamiento del suelo, así una arcilla que puede tener una resistencia próxima al concreto cuando se deseca, y puede transofrmarse en fango al sumergirla en agua.

La naturaleza como la actividad humana alteran las condiciones - del agua intersticial, existe una variación marcada en la variación de - condiciones y humedad a lo largo de una estación. Estas variaciones producen un cambio en las propiedades de un suelo. Es decir esta humedad en un suelo arcilloso constituye un verdadero fluido ya que su movimiento obedece a la existencia o no del agua.

2.3.2 Factor Sol y Viento

Como lo habíamos indicado las características del suelo - están determinadas por la interacción de los cinco factores principales - de su formación:

$$S = f(P, C, O, R, T)$$

Donde:

S = suelo
P = Roca madre
C = Clima
O = Organismos
R = Relieve
T = Tiempo

Factores medio ambientales en la formación del suelo, con siderados tanto en el aspecto cualitativo como cuantitativo. Entre estas características ecológicas del suelo, se encuentran el espacio radical, - el espacio poroso capilar y no capilar, y el contenido de nutrimiento, el grado de acidez, el color y la textura. Las condiciones ambientales son - las que principalmente deciden el tipo particular de mineral de arcilla. La formación del mineral de la arcilla es un proceso ecológico suscepti - ble de la presente investigación. La temperatura y el tiempo juntos deter minan la velocidad de la hidrólisis de acuerdo con la Ley de Van t' Hoff. Diremos de esta ley, cuanto mayor es la temperatura, más rápida es la des composición.

Ley de Van t' Hoff: la velocidad de una reacción química se duplica o triplica con cada aumento de 10°C en la temperatura.

Los elementos del clima son las manifestaciones de la energía radiante que incide sobre la superficie terrestre, se encuentran interrelacionados por su origen y modode acción de muchas maneras complejas, conviene subrayar especialmente la función especial de la radiación solar, por cuanto el sol suministra varias formas de energía (calor y luz), sin la cual no se podrían los procesos de formación del suelo y crecimiento de las plantas.

Por lo tanto la luz constituye la parte de la energía solar radiante que tiene longitudes de onda entre ciertos límites, y es utilizada por las plantas verdes en la fotosíntesis. En este sentido actúa como subfactor del clima.

El viento como factor climático en la formación del suelo, actúa casi enteramente en forma directa, regulando la temperatura del aire.

El viento actúa en la formación del suelo cuando ocasiona una clase de erosión inducida por el hombre, en algunos casos la erosión eólica es el agente principal de la remoción del suelo húmico superficial.

Para evaluar la eficiencia relativa de los dos agentes climáticos (temperatura y precipitación) en los procesos de meteorización y lixiviación y predecir cuales serán sus productos probables de su acción sobre los suelos. Se considera dos grados extremos de meterorización y dos de lixiviación durante un período de tiempo, y se designa como grado alto y grado bajo respectivamente, de donde resultan las cuatro combi-

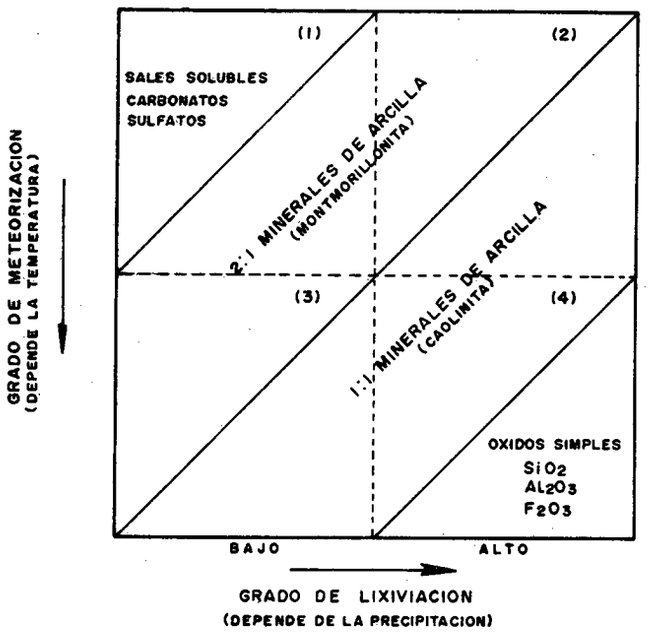
naciones DE LA Fig. 2.1

Fig. 2.1

RELACIONES ENTRE METEORIZACION Y LIXIVIACION

(según E. Crompton)

Formación de cantidades significativas de:



De donde:

1. El primero se refiere obviamente a condiciones climáticas desérticas calientes secas, y el factor limitante en la formación del material de partida de suelo es la precipitación.

2. El segundo caso se refiere a condiciones caliente húmedas, como los que prevalecen en los trópicos bajos. El material de partida del suelo es principalmente de tipo ácido caolinítico.

3. El tercer caso se refiere a condiciones frías secas, -

como en las regiones templadas o en regiones elevadas de los trópicos, - donde la precipitación es escasa, y el material de partida del suelo consiste mayormente de fragmentos de roca inalterada.

4. El cuarto caso se refiere a condiciones que aunque no son necesariamente calientes, son esencialmente demasiado húmedas, es decir, condiciones calientes húmedas. Tal combinación se presenta en regiones templadas, aún cuando es más típico en regiones subtropicales y tropicales de bosque pluvial próximo al nivel del mar, y a varias altitudes - en las laderas muy húmedas de las montañas.

2.4 EFECTOS NOTORIOS DE ESTOS SUELOS

2.4.1 Contracciones y Grietas

Asentamientos diferenciales casi inversos a los encontrados en las regiones semi áridas, están asociados a la presencia de suelos de elevada capacidad de expansión en regiones más húmedas. Probablemente la humedad natural de los suelos sea elevada al hacer la construcción.

Después de completarla, la presencia de los edificios favorecen el secado de los suelos, en los que ocurre contracción y permite - que los pisos apoyados en los suelos, y algunas veces las cimentaciones, se asienten.

Las raíces de los árboles, pueden extraer una cantidad - sorprendente de agua durante la estación de su crecimiento y pueden llegar a producir asentamientos locales y agrietamientos de las estructuras cercanas.

La influencia de los árboles puede ser no importante o apa - rente en los años de precipitación casi normal o normal, pero en los pe - ríodos de sequía puede adquirir mayor importancia. En realidad, las se - quías prolongadas de 2 a 3 años, aún en suelos moderadamente expansivos, pueden producir una contracción severa en el suelo, y asentamientos diferenciales de las estructuras que no habían tenido daños en un período anterior de varias décadas. Asociado al asentamiento y a la contracción pue de haber intenso agrietamiento correspondiente a los edificios. Las grietas del terreno permiten una profunda penentración del agua, si llueve - y aumenta todavía más los asentamientos diferenciales. Además, las grie - tas de los edificios debidas a la contracción lateral, no tienden a cerrar se y en las siguientes estaciones secas agravan la situación. En regiones de invierno suaves, la profundidad de la cimentación debe controlarse por los efectos de la contracción, en vez de los del congelamiento. Si el sub suelo es arcilla con un moderado porcentaje de expansión, y el clima normalmente húmedo pueden interrumpirse por sequías severas durante años.

2.4.2 Esponjamiento

Es un fenómeno contrario al del asentamiento es decir al - expanderse los cimientos suben, y cuyo movimiento tienen los mismos daños como si hubieran habido asentamientos.

Las expansiones y compresiones del suelo en los ciclos de - humedecimiento y secado pueden causar daños apreciables en las estructu - ras que se construyen sobre aquel; en especial las zapatas y las losas po co profundas son susceptibles a estos cambios. La magnitud de las expan - siones depende de las cargas actuantes sobre el suelo, y es obvio que - aquellos serán mayores cuanto menores sean éstas. Por lo general, los le

vantamientos debido a expansiones son causa de problemas más serios que - los asentamientos convencionales, debido a que son más difíciles de co - rregir una vez que han ocurrido.

En la práctica cuando se detecta un problema de arcillas expansivas, lo primero que debe hacerse es utilizar la tabla (3.1) (De W. G. HOLTZ) Capítulo III, que dará idea de la magnitud del fenómeno que se enfrenta. Una vez que se sabe que existirá un problema importante de expansibilidad, deben hacerse pruebas de laboratorio más serios; la prueba de consolidación estandar es la más común.

Las muestras a obtener deberán ser representativas, usándose muestras lo más inalteradas posibles, cuando se trabaje con suelos naturales y muestras compactadas ignorando todas las similitudes con el prototipo, cuando se quiera medir expansiones de estructuras hechas con suelos que habrán de compactarse en el prototipo; en estas últimas pruebas - podrán usarse muestras inalteradas, en las que se conserve, sin embargo, el contenido de agua original, pues el secado puede producir cambios irreversibles en la estructura del material.

Al preparar los consolidómetros con los especímenes debe - de cuidarse de no modificar la estructura de la arcilla en su contenido - de humedad, por las mismas razones.

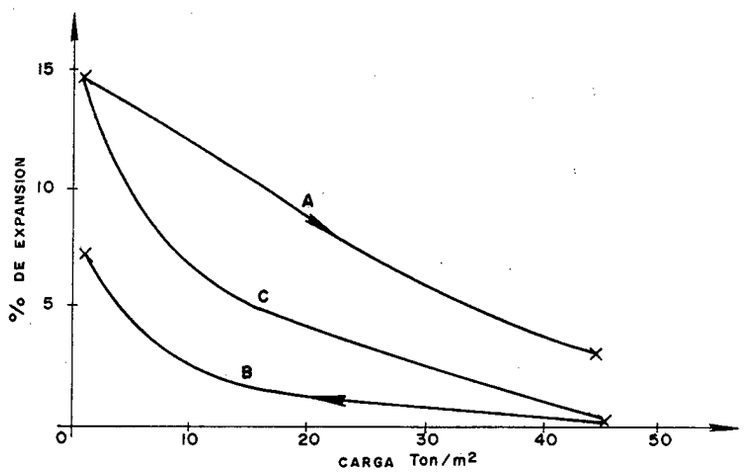
Un factor muy importante en la secuencia de humedecimiento y carga a que se someta la muestra durante la prueba, pues esta deberá - representar fielmente a la que tendrá lugar en el prototipo. Se obtienen diferencias fuertes en las características de expansibilidad de una arcilla según que durante la prueba, la carga proceda al humedecimiento a que éste tenga lugar antes que el proceso de carga.

Por ejemplo: si la cimentación de una estructura va a quedar cargada antes de que ocurra el hundimiento de su suelo de cimentación, los especímenes deberán cargarse antes de permitir su humedecimiento; recíprocamente, si el terreno de cimentación tiene un nivel freático alto, de manera que la arcilla se expanda antes de que la carga de la estructura actúe, las muestras deberán saturarse por completo antes de ser cargadas.

Como conclusión de las diferencias anteriores, se presenta la gráfica de la Fig. 2.2, en la que se muestran curvas típicas de la relación cambio de volumen-carga de una misma arcilla expansiva.

Fig. 2.2

EFECTO DE LA SECUENCIA HUMEDECIMIENTO-CARGA
DE UNA ARCILLA EXPANSIVA



La curva A muestra el efecto de humedecer primero el suelo bajo una carga de 0.7 Ton/m^2 (1 lb/pulg^2), dejándole que absorba toda el agua que desee, para cargarlo posteriormente en incrementos de modo que se consolide la muestra bajo cada incremento, obteniéndose volúmenes

decrecientes a medida que aumenta la carga aplicada en cada incremento. - La curva B, por el contrario, se ha obtenido cargando primero el especí - men a una carga inicial tal que contrarrestre la tendencia de la expan - sión de la muestra, de manera que al ponerla en condiciones de absorber - agua, no lo haga bajo esa carga; si ahora esa carga se reduce (en decre - mentos) se obtiene la curva B, expandiéndose el suelo según va absorbien- do agua bajo cargas decrecientes.

La curva C, muestra las expansiones que se obtienen para la arcilla sujeta a prueba cuando el especímen se carga primeramente a - una cierta presión intermedia cualquiera, y posteriormente se permite que tome agua, hasta llegar a una condición de equilibrio; esta curva permite conocer que expansión llegará a tener la arcilla probada cuando absorbe - agua sujeta a diferentes cargas. Nótese que, como se había anticipado, la expansión final es menor cuanto mayor sea la carga a que está sujeta la ar cilla. La curva C, contiene el primer punto de la A, puesto que éste indi ca la expansión de la arcilla cuando se satura bajo carga de 0.7 ton/m^2, condición común para ambas curvas; también contiene el primer punto de - la curva B, pues en éste la arcilla se deja expander bajo la presión de - expansión en ambos casos.

2.4.3 Líquido Viscoso y Propiedades Mecánicas

La viscosidad es una propiedad de los líquidos que tienen relación con la estructura. La viscosidad de las suspensiones de arcillas coloidales da valiosa información sobre la influencia de las partículas - de arcilla en la estructura de agua absorbida. La viscosidad de un líqui- do es la manifestación de la fricción interna entre las moléculas del lí- quido, cuya fricción ocurre entre las partículas y las moléculas del sue- lo de dispersión. Si las partículas coloidales están hidratadas la fric -

ción ocurre entre las moléculas de agua en la superficie de la fase dis - persa y la del medio. Además es posible la interacción, esto significa - que la viscosidad de la suspensión es el resultado:

a) De la interacción de las moléculas del líquido;
b) De la influencia de las partículas sobre el líquido; y,
c) De la interacción de las partículas.

Sus propiedades mecánicas actúan bajo los efectos de fuerzas exteriores. Un suelo libre y saturado se comporta siguiento normas o fenómenos establecidos por la física. Un cimiento sobre arcilla expansiva estará en equilibrio cuando su peso y carga se encuentren contrarrestados por un empuje vertical en sentido opuesto, en terreno expansivo muy saturado el equilibrio estará dado cuando el peso que sobre él transmita, se ha contrarrestado con el correspondiente al volúmen de tierras de la masa pastosa desalojada, aumentada por las fuerzas de rozamiento.

En cimentaciones por zanja corrida de resistencia grande y en fase seca, el volumen interior de tierras se encuentra aprisionada, si se produjera el fenómeno de casi completa saturación de humedad, estas arcillas tenderán a tratar de evadirse, de salir por el lugar de menor resistencia debido al esponjamiento o hinchamiento por lo cual se moverán - antes de llegar a la saturación, se producirá entonces el efecto cúpula - por la parte superior, por la parte inferior se moverán por debajo de la superficie o cara inferior de ellos, o las dos combinaciones a la vez.

2.4.4 Estallamiento

Si excavamos durante el verano para la cimentación, el -

volumen interior confinado aprisionado por el cimiento aumenta de masa en el invierno, así como también con mayor intensidad al exterior libre por las causas indicadas, para que exista equilibrio y esta estructura no sufra daños, los empujes deberán ser iguales, pero siempre habrá desequilibrio parcial por fuerzas exteriores como consecuencia de la absorción de agua. Empuje lateral que cambia en verano trasladándose a la zona interior por conservar ésta una mayor humedad. Las deformaciones en sentido horizontal en cimientos se producen solamente en arcillas expansivas, cuando estos dos empujes son evidentes no se contrarrestará con la fuerza resultante del sentido contrario más la carga vertical, entonces puede producirse el estallamiento.

2.4.5 Efecto Cúpula

El proceso de expansión de las arcillas produce un levantamiento del suelo en forma de cúpula cuyo máximo se encuentra en el centro del elemento estructural afectado. Correspondiendo este estado de deformación al tipo de hinchamiento cuya causa probable sea la modificación del equilibrio de humedad de la arcilla por termo-ósmosis debido a la construcción de una estructura encima de ella, (Fig. 2.3a), o bien por cualquier aumento definido de humedad que determine mayor hinchamiento en el centro que en los extremos del cimiento.

Se supone que el hinchamiento es pequeño y no se extiende más allá de los límites de la edificación y su geometría, se puede tomar sin mayor error variando linealmente con respecto a la longitud del elemento cargado (Fig. 2.3a).

Estas suposiciones no están muy alejadas de la realidad -

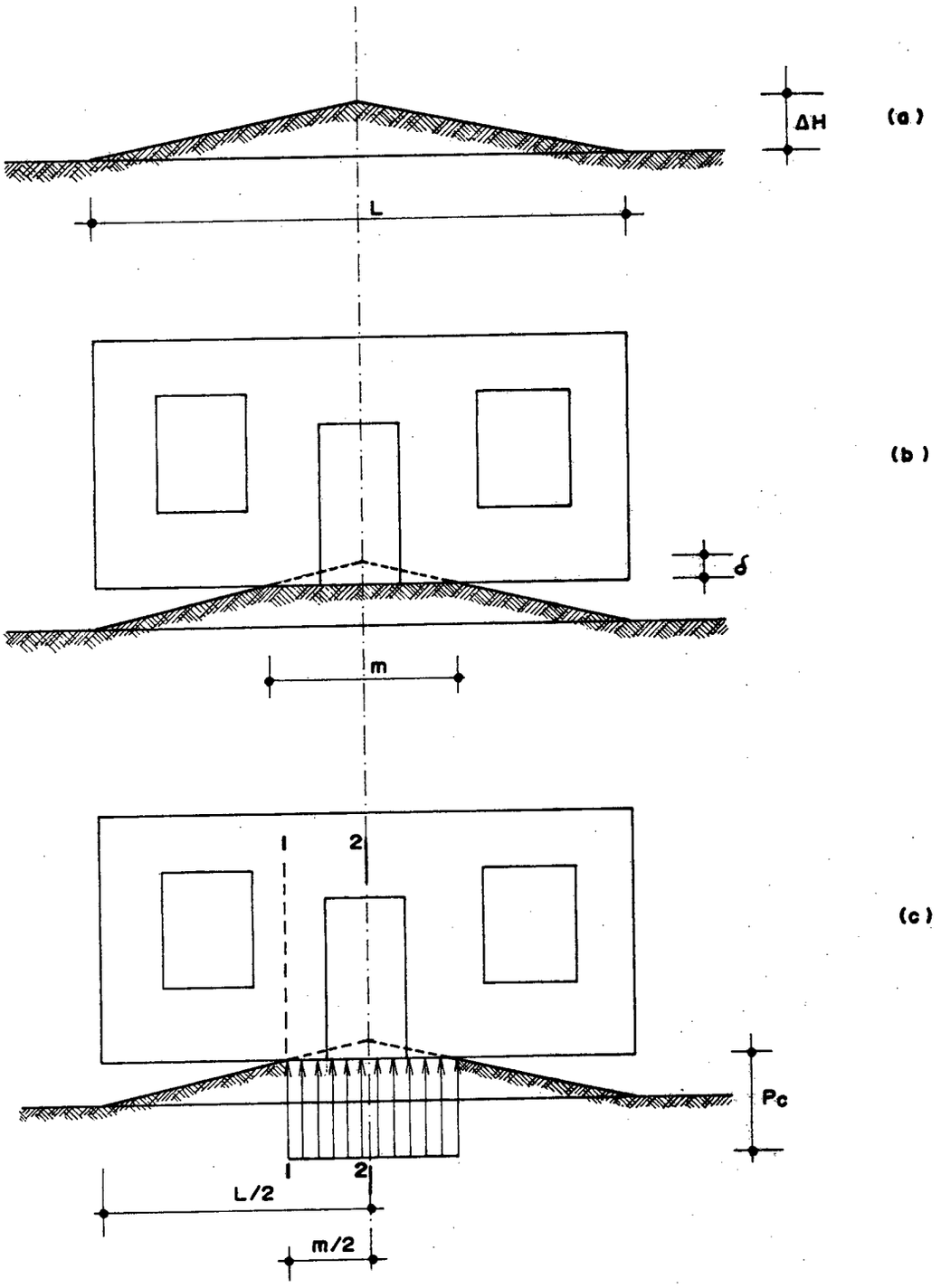


Fig. 2.3. PROCESO DE HINCHAMIENTO DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS

a). HINCHAMIENTO LIBRE DEL SUELO

b). DISTRIBUCION DE PRESIONES DE CONTACTO

c). CALCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y FUERZAS CORTANTES QUE ACTUAN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL

debido a que los levantamientos son pequeños en comparación a la longitud del muro, y además el desequilibrio de humedad en los extremos del cimiento puede considerarse nulo por la cercanía no cubierta, lo que determina mayor evaporación y por consiguiente expansión nula.

El proceso de hinchamiento del suelo se considera en dos etapas, la primera que consiste en la expansión libre de las arcillas bajo la acción de una estructura hipotética similar a la real pero de peso nulo y, la segunda bajo la acción de la estructura con su peso real, el mismo que produce un aplastamiento elástico de la cúpula de magnitud (δ) y de longitud (m) induciendo en esta parte del suelo presiones de contacto (Pc), cuya distribución se supone uniforme quedando la estructura en voladizo por sus extremos y apoyada en la región central (Fig. 2.3b).

La evaluación de las características expansivas del suelo se hacen bajo la suposición de un proceso puramente elástico. De acuerdo a las consideraciones de Seed y Serratosa que encontraren para este tipo de suelo, la expansión es un proceso reversible en la rama de recompresión de la curva carga-deformación del suelo.

Para la determinación de las distribuciones de las presiones de contacto producidas por la expansión del suelo (Fig. 2.3c), suponemos que:

W = Carga total por unidad de longitud del cimiento sobre el suelo (peso del muro + muro + techo + pisos suspendidos).

L = Longitud del elemento portante.

B = Ancho del cimiento

Ke = Coeficiente de reacción del suelo después de la reacción (Kg/cm^3).

De esta manera:

$$Ke = \frac{W}{m\delta} \qquad (1)$$

Por semejanza :

$$m = \frac{L\delta}{\Delta H} \quad (2) \text{ en } (1);\ Ke = \frac{W.\Delta.H}{L.\delta^2}$$

Aplastamiento
Elástico :

$$\delta = \sqrt{\frac{W.\Delta.H.}{Ke.\ L}} \qquad (3)$$

(3) en (2) :

$$m = \frac{L}{\Delta H} \sqrt{\frac{W.\Delta.H.}{Ke.L}}$$

$$m = \sqrt{\frac{W.L}{Ke.\Delta H.}} \qquad (4)$$

La presión unitaria de contacto debida al hinchamiento será igual a:

$$Pe = \frac{W.L.}{m.B} = \frac{W.L.}{B\left(\frac{W.L.}{Ke.\Delta.H.}\right)^{\frac{1}{2}}}$$

$$Pe = 1/B \sqrt{W.L.Ke.\Delta H} \qquad (5)$$

Obtenidos estos valores ya es posible determinar los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que se producirán en cualquier sección del elemento estructural considerado, así en la (Fig. 2.3c), supo nemos que los postes extremos en voladizo, cuyo momento flexionante en la sección 1-1 será igual a :

$$M_{1-1} = \tfrac{1}{2} WL^2 = 1/8\ W\ (L-m)^2$$

$$M_{1-1} = 1/8.W\ \left(L - \sqrt{\frac{W.L}{Ke.\Delta.H}} \right)^2 \qquad (6)$$

Por la parte central del elemento portante se producirá el máximo momento flexionante, obteniéndose para la sección 2-2:

$$M_{2-2} = Mux = \frac{W}{2}\left(\frac{L}{2}\right)^2 - Pc.B\ (m/2)\ (m/4)$$

$$Mux = \frac{W.L^2}{8} - \frac{Pc.m^2.B}{8}$$

Si $\quad W = \dfrac{Pc.m.B}{L} \qquad M = \dfrac{W.L^2}{8} - \dfrac{Pc.m.B}{L} \cdot \dfrac{m.L}{8}$

$$M = W/8\ (L^2 - mL)$$

$$Mux = 1/8\ .\ W.L^2\ (1 - m/L) \qquad (7)$$

Substituyendo:

$$Mux = 1/8.\ W.L^2\ \left(1 - \sqrt{\frac{W}{L.Ke.\Delta.H}} \right) \qquad (8)$$

Es sencillo también evaluar la magnitud de las fuerzas cortantes en cualquier sección del elemento, presentándose dos secciones de interés para el cálculo (Fig. 2.3c).

$$V_{1-1} = W \left(\frac{L - m}{2} \right)$$

$$V_{1-1} = W/2 \left(L - \sqrt{\frac{W.L}{Ke.\Delta.H}} \right) \qquad (9)$$

$$V_{2-2} = W\,(L/2) - Pc\,(m/2)B$$

$$V_{2-2} = W.L/2 - \frac{Pc.m.B}{L} \cdot L/2$$

Si $W = \frac{Pc.m.B}{L}$

$V_{2-2} = WL/2 - WL/2 = 0$ correspondiente a la sección de máximo momento.

Calculados los elementos mecánicos producidos por la expansión de las arcillas, ya es posible evaluar los esfuerzos necesarios en el conjunto muro-cimiento a fin de que no se produzcan agrietamientos o deformaciones que puedan dañarlos definitivamente.

Estos refuerzos pueden ser colocados en las partes superior e inferior del muro, conectados por medio de riostras diagonales dispuestas normalmente al sentido del posible agrietamiento del elemento estructural.

Ahora bien, cabe analizar los posibles valores de la presión unitaria (Pc) que pueden hallarse al calcular los esfuerzos producidos por la expansión de las arcillas.

En primer lugar si la capacidad última del suelo es menor

o alcanza a ser igual a la presión de contacto (Pc) se producirá un efecto de fluencia plástica del suelo, condición bajo la cual las hipótesis establecidas siguen siendo válidas si se sustituye el parámetro Ke por el valor de la compresión simple (qu) ensayada en condiciones de equilibrio de expansión.

En segundo lugar cuando la carga unitaria transmitida por la super estructura (W), es mayor o igual a (Pc), se tendrá un estado elástico de deformación que asimila al caso estudiado, y por lo tanto el peso de la estructura es capaz de absorber íntegramente la presión del levantamiento total a producirse. Por último, el caso frecuente en el diseño de cimentaciones para estructuras livianas sobre suelos expansivos que se trata en este acápite, en el cual la carga unitaria transmitida por la estructura (W) es menor que la presión de contacto (Pc) producida por el hinchamiento. Esto genera un estado de deformaciones elásticas pero un aplastamiento incompleto de la cúpula central, produciéndose un levantamiento remanente de la estructura, que si es pequeño y menor que ciertos límites, no causará daños apreciables en ella.

Este levantamiento remanente es posible calcularlo por medio de la expresión:

$$\Delta = \Delta H - \delta$$

$$\Delta = \Delta H - \sqrt{\frac{W.\Delta.H}{Ke.L}}$$

Finalmente, es posible hacer una comparación de las ecuaciones que han sido deducidas para calcular los esfuerzos producidos por la expansión de las arcillas en este tipo de edificaciones. Así tenemos

la fórmula Sudafricana que supone al muro trabajando como cantiliver doble apoyado en un punto central, dando para el momento máximo la ecuación:

$$M\ max = \frac{W.L^2}{8}\ K$$

En el cual el coeficiente K deducido empíricamente varía de 0.5 a 0.8 de acuerdo a las regiones donde se utilice. Salas y Serratosa, dan para el cálculo de momento, bajo la suposición de un estado de equilibrio plástico del suelo la siguiente ecuación:

$$M = \frac{W.L^2}{8}\ \left(1 - \frac{W}{q.f.B} \right) \quad y \quad K = \left(1 - \frac{q}{q.f} \right)$$

Donde K puede variar de acuerdo al coeficiente de seguridad adoptado para la cimentación, de esta manera:

Factor de seguridad :	2	3	5
Valor de K :	0.50	0.67	0.80

La ecuación (8) de este trabajo da para el valor de K:

$$\left(1 - \frac{m}{L} \right) = \left(1 - \sqrt{\frac{W}{L.Ke.\Delta.H.}} \right)$$

Cuya variación depende de las características expansivas del suelo, de las cargas impuestas y de las dimensiones del elemento portante de la estructura.

CAPITULO TERCERO

RECONOCIMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS

3. RECONOCIMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS

Debe distinguirse entre los suelos que tienen la facultad de expan - derse y los que realmente presentan características expansivas en el cam- po. Los suelos que tienen pocas facultades o ninguna para expanderse no - lo harán en ninguna circunstancia. Por otra parte los suelos con elevada capacidad para expanderse pueden o no expanderse; su comportamiento depen de de la condición física del material al principio de la construcción y de los cambios de esfuerzo y humedad a que están sometidos.

El término suelos expansivos, implica no solamente la tendencia a au- mentar de volumen cuando aumenta el contenido de agua, sino también la - disminución de volumen o contracción cuando se la pierde, por lo tanto de be tenerse presente que la contracción es simplemente el proceso inverso.

3.1 CRITERIOS BASADOS EN LA COMPOSICION DEL SUELO.

3.1.1 Difracción de Rayos "X"

En 1895 Roentgen, descubrió los rayos X, aunque se estudia a fondo, su naturaleza exacta permaneció ignorada por espacio de dos décadas; se vio que los rayos X se parecían en algunos aspectos a la luz, mientras que en otros se comportaban de diferente manera, a medida que se desarrollaba su estudio, resulta evidente que sólo sería posible determinar su carácter fundamental cuando se encontrase algún método gracias al cual estos rayos se pudieran difractar y reflejar.

Estudiando la naturaleza de los rayos X Lave cuestionó los siguientes puntos:

1. Si los nudos de las rejas espaciales tienen que considerarse como átomos;
2. Sí los rayos X son como la luz, pero con una longitud de onda muy pequeña comparable a las distancias existentes entre los átomos; entonces un cristal deberá comportarse frente a los rayos X como una reja de difracción tridimensional. En este caso tendría lugar una difracción y se producirían fenómenos de interferencia al atravesar los rayos X el cristal. En 1912, Lave junto con Friedrich y Knipping, realizaron este experimento, su resultado satisfactorio demostró que era cierto la teoría de un orden atómico regular e interno en los cristales, y que era posible desarrollar métodos de investigación de dicho orden, además demostró que los rayos X y la luz venían a ser cosas iguales, que se diferenciaban únicamente en sus respectivas longitudes de onda; demostró también que por fin

se había dado con un procedimiento para estudiar esta radiación.

El experimento de Lave, consiste en hacer pasar por una sección orientada de un cristal un haz de rayos X policromáticos o heterogéneos. Los rayos emergentes se componen de una fuerte haz sin desviar y de haces más débiles, difractados por las diferentes capas que actúan como rejas de dispersión; estos haces inciden sobre una lámina fotográfica produciendo un grupo simétrico de manchas, se conoce con el nombre de fotografías o diagramas de Lave o Lavegramas, como las machas se producen por difracción o "reflexión" del haz incidente, gracias a los planos atómicos internos.

Durante los años transcurridos al descubrimiento de Lave se han conseguido grandes progresos, se han confirmado las teorías generales de la estructura cristalina, hay un mejor conocimiento de las relaciones existentes de las propiedades que son exclusivas de las substancias cristalizadas.

Hoy se conocen varios métodos con rayos X, y por la naturaleza de nuestro estudio hemos de señalarlos únicamente, así: Método de Lave, Método de Bragg, Métodos de Giro y Rotación, Métodos de Weinsenberg y Método del Polvo.

Para la identificación de los minerales constituyentes de las arcillas pueden determinarse por métodos de difracción de rayos X, que suministran los medios para poder medir el espacio entre los planos atómicos, es decir el grosor de la lámina, las distancias así medidas se expresan en angstrom (Å). La muestra previamente reducida a polvo se mon-

ta en un pequeño pedestal ligado a su vez a una base de rotación constante. Se lanza un haz de rayos X sobre aquella, y el Haz hifractado se registra en una película sensible, cada línea de la fotografía corresponde a una reflexión de cada una de las diferentes series de planos existentes en el universal. El espesor de una lámina es igual a 5.05 Angstroms, para las láminas octaédricas, y de 4.93 A para los tetraédricos, lo cual arroja un número de 50.000.000 de láminas, como promedio por pulgada de espesor de arcilla.

3.1.2 Ensayo Térmico Diferencial

Para poder identificar los minerales de las arcillas mediante las temperaturas que exige al extraer el agua estructural de sus retículos se estudian mediante el análisis termal diferencial.

La cantidad de agua liberada por un mineral cuando se lo somete a altas temperaturas puede medirse mediante la aplicación de una balanza térmica especial.

Mediante este valioso análisis, la investigación sobre las características de las arcillas y de acuerdo a sus reacciones físico-endotérmicas se encuentran las transiciones cristalinas, solidificación, adsorvición y absorción, hidratación, corrosión, reacción directa de sólidos y líquidos con gases oxidantes, ciertas transposiciones y algunas reacciones de estado sólido.

Para llevar a cabo el análisis termal diferencial, se coloca una pequeña muestra del material del suelo que se quiere estudiar junto con la alúmina calcinada (tratada térmicamente y reducida, de este

modo, a óxido de aluminio en polvo), en unas cavidades pequeñas practicadas en un bloque de níquel y se calienta hasta los 1.100°C a un ritmo de unos 12°C/min. En los dispositivos más perfeccionados se puede llevar a cabo simultáneamente el ensayo de hasta seis muestras. La alúmina calcinada es térmicamente inerte (o inactiva, es decir, no cambia su composición química cuando se calienta) hasta los 1.100°C. Se obtiene de este modo, registrada automáticamente en un tambor, la curva de diferencias de temperatura existentes entre el material sometido a prueba y la alúmina calcinada. Cada clase de material suministra una curva más o menos característica.

La Fig. 3.1 ofrece ejemplos de tales curvas para algunos de los tipos más importantes de minerales de las arcillas. En el caso de la Caolinita el agua estructural comienza a ser liberada a la temperatura de unos 500°C, que corresponde al punto de ruptura de la curva endotérmica (punto a en la Fig. 3.1). En los casos en que se libera agua que está muy fuertemente sujeta en el interior del retículo, bajo forma de aniones de oxhidrilo, OH, la mayor parte del mineral queda reducido a alúmina amorfa, Al_2O_3, y a sílice, SiO_2. Si se sigue calentando sobreviene una recristalización, que empieza a temperaturas poco más bajas que los 1.000°C, correspondiente al punto de partida b de la curva exotérmica (Fig. 3.1). En el proceso de recristalización se forma un isótropo de la alúmina (Al_2O_3) acompañado de sílice amorfa. Si se continúa la prueba más allá del desarrollo completo de la curva exotérmica, se forma todavía otro mineral (Mullita, Al_2SiO_5).

Fig. 3-1

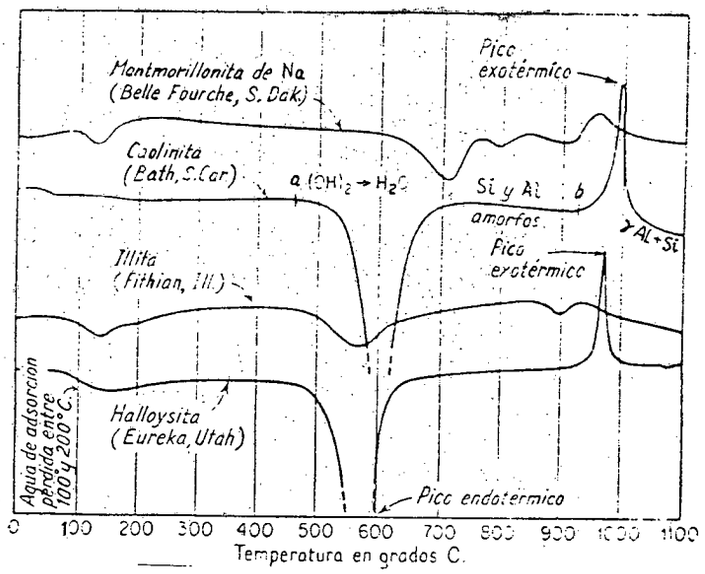


FIG. 3.1. Curvas de análisis termal diferencial.

3.2 CRITERIOS BASADOS EN LOS LIMITES DE CONSISTENCIA Y PORCENTAJE DE PARTICULAS ARCILLOSAS.

Los suelos expansivos pueden identificarse en función de algu - nas de sus propiedades índice, caracterizándose principalmente por presentar valores altos de su límite líquido y de su límite plástico, el criterio propuesto por W.G. Holtz, para la identificación de arcillas expansivas según la tabla (3.1).

Tabla (3.1)

CRITERIOS DE W.G. HOLTZ

DATOS DE PRUEBAS DE IDENTIFICACION			Expansión probable. Cambio volumétrico - en % (seco o saturado).	Grado de Expansión
Contenido Coloidal. (% 0.001mm)	Indice de Plasticidad	Límite de Contracción		
> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alto
20 - 31	25 - 41	7 - 12	20 - 30	Alto
13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 20	Medio
< 15	< 18	> 15	< 10	Bajo

Cuando se tiene la evidencia o se sospecha la presencia de estos suelos se debe obtener muestras inalteradas que permitan determinar en laboratorio sus características de deformación y su presión de expansión. Por otro lado donde existe este tipo de suelo su presencia es evidente - por la experiencia local basada en el comportamiento que presentan las estructuras ligeras sobre ellos construidas.

Obviamente los criterios de identificación de suelos expansivos

sólo se obtiene información cualitativa que debe complementarse con los ensayos específicos, así un suelo clasificado como expansivo puede presentar deformaciones despreciables para las presiones de trabajo, dado que su grado de saturación fue alto.

Dentro de los criterios más conocidos se tiene Skempton, Altweyer, Holtz y Bureau of Reclamation.

SKEMPTON

Relaciona la actividad de una arcilla (Ip/% partículas menores de 0.002mm) con su grado de expansión, clasificándolas como inactivas cuando es menor de 0.75 mm, intermedias para valores comprendidos entre 0.75 y 1.5 mm, y activos cuando excede de 1.5 mm.

ALTWEYER

Las clasifica como críticas cuando el límite de contracción es menor de 10, marginales cuando está comprendida entre 10 y 12, y no críticas para valores mayores de 12.

Los criterios más empleados de Holtz (Fig. 3.2) y el de Bureau Of Reclamation (Fig. 3.3), correlacionan la expansibilidad con el índice plástico, el límite de contracción y el porcentaje de partículas menores de 0.001mm el primero y con el peso volumétrico seco, la densidad de sólidos y el límite líquido el segundo. En estudios realizados en México (Juan M. Rodríguez), se determinó que con el criterio del BUREAU se pueden identificar los suelos expansivos con un grado de acierto del 90% en tanto que el criterio de Holtz lo afirma este investigador que es dif

cil su aplicación, es más el criterio de Bureau el grado de acierto es - del 100% en los suelos expansivos y del 86% en suelos colapsables. Otra peculiaridad de las arcillas de la ciudad OBREGON residen que los suelos - expansivos caen en la clasificación CH, los colapsables en los CL y los - estables tienen ambas clasificaciones. Por otra parte la relación de vacíos es menor a la unidad en los suelos expansivos, igual en los estables y mayor en los colapsables, con valor medio respectivo de 0.83, 1.0 y - 1.14.

RELACION DE VACIOS

EXPANSIVAS	ESTABLES	COLAPSABLES
0.83	1.00	1.14

Donde la relación de vacíos se expresa mediante la fórmula:

$$e = \frac{Vv}{Vs}$$

e = relación de vacíos

Vv = volúmen de vacíos

Vs = volúmen de las partículas

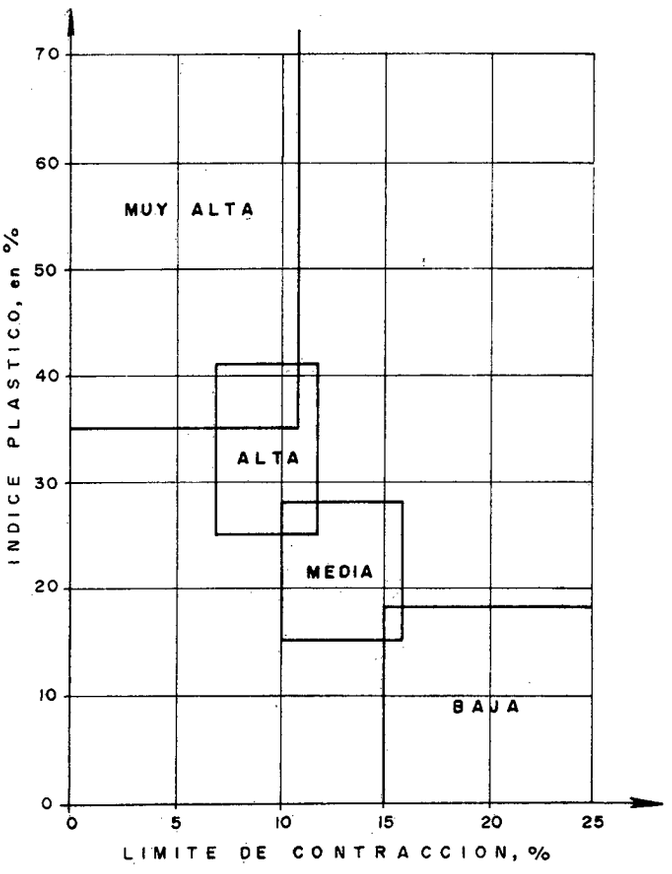


Figura: 3.2. CRITERIO DE W.G. HOLTZ PARA IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS.

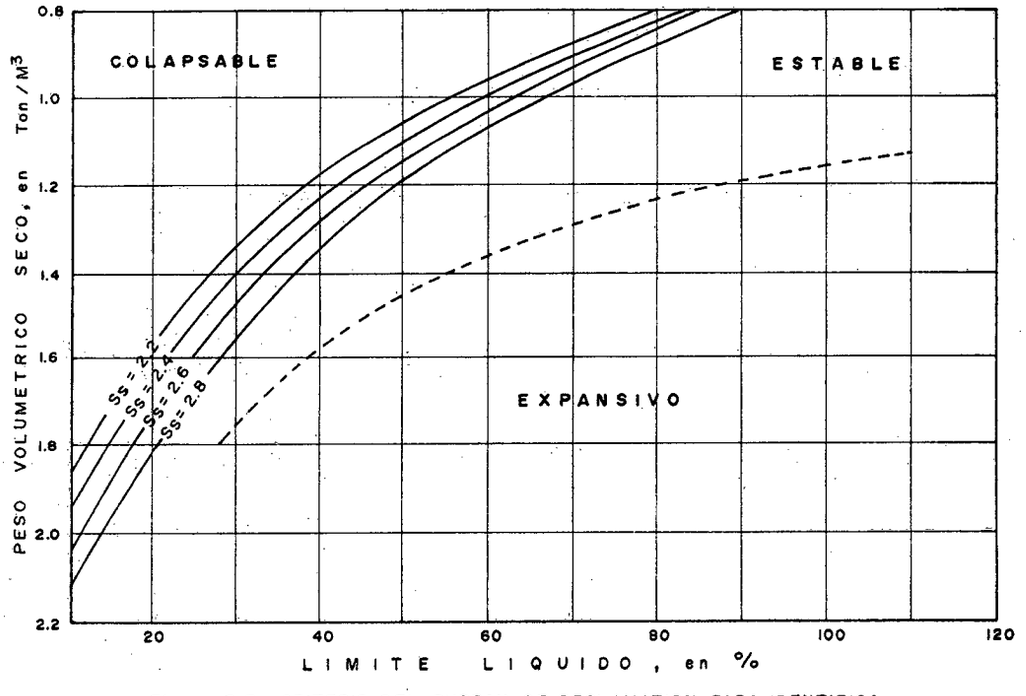


Figura: 3.3. CRITERIO DEL BUREAU OF RECLAMATION PARA IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS O COLAPSABLES

Además de los criterios expuestos anteriormente, podemos utilizar la tabla 3.2 propuesta por Ranganathan y Stayanarayana para reconocer la - potencialidad de la expansión por medio del índice de contracción. El análisis de los resultados en arcillas ecuatorianas es notablemente satisfactorio; el empleo del índice de contracción nos permite tener un margen de variación bastante amplio, con lo que se eliminan en buena parte los defectos de la prueba del límite de contracción.

Tabla (3.2)

RELACION ENTRE EL INDICE DE CONTRACCION Y LA EXPANSION

Indice de Contracción IC = LL -LC	Hinchamiento Potencial
0 - 20	bajo
20 - 30	medio
30 - 60	alto
mayor de 60	muy alto

También mencionaremos la relación agua-plasticidad enunciada por- Sower y Kennedy, la misma que es simple y confiable. Sower y Kennedy establecieron que cuando el valor índice agua-plasticidad Rw es mayor que +10% la expansión del suelo es despreciable. Para valores negativos de Rw, la - expansión puede ser aguda:

$$Rw = \frac{W - LP}{IP} \times 100 \qquad (3.2)$$

En Donde:

Rw = Relación agua-plasticidad
W = Contenido de humedad
LP = Límite plástico
IP = Indice plástico

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
68
BIBLIOTECA

3.3 CRITERIOS BASADOS EN ENSAYO DE EXPANSION

De una manera general el potencial expansivo de un suelo se relaciona con su índice de plasticidad.

En la tabla 3.3 se indica varios grados de capacidad expansiva y los intervalos correspondientes del índice de plasticidad. Según (PECK-HANSON Y TRHORNBURN).

Tabla (3.3)

RELACION ENTRE EL POTENCIAL DE EXPANSION DEL SUELO Y EL INDICE DE PLASTICIDAD

CRITERIOS			
INDICE DE PLASTICIDAD	Según W.G. HOLLTZ	Según PECK. HANSON	Grado de Expansidad
	> 35	35 o más	Muy alto
	25 - 41	20 - 55	Alto
	15 - 28	10 - 35	Medio
	< 18	0 - 15	Bajo

El hecho de que un suelo con elevado potencial de expansión se expanda, en la realidad depende de varios factores.

El de mayor importancia es la diferencia entre la humedad del campo en el momento de la construcción y la humedad de equilibrio que se alcanzará finalmente con la construcción terminada. Si la humedad de equilibrio es considerablemente mayor a la humedad de campo, y si el suelo tiene una elevada capacidad de expansión puede ocurrir esta en alto grado

evidenciada por el levantamiento del suelo o la estructura (efecto cúpu - la), o por desarrollo de grandes presiones de expansión.

Si la humedad de equilibrio es más baja que la humedad de campo el suelo no se expandirá, sino, que por el contrario se contraerá.

Una compactación relativamente elevada a una presión previa por sobrecarga favorecen la expansión cuando puede aumentar el contenido de - agua. Un tercer factor es el esfuerzo a que el material está sujeto des - pués de terminada la construcción.

Cuanto menor sea la carga aplicada mayor será la expansión. - La influencia de estos y de varios otros factores introduce grandes incer tidumbres en la predicción del comportamiento de los suelos en los refe - rente a expansión en una obra determinada. La experiencia local es la me- jor guía. Las pruebas de expansión realizadas en condiciones que simulen lo mejor posible las condiciones previstas pueden proporcionar también - útiles informaciones.

3.3.1 Ensayos Edométricos con Edométros Convencionales

Las relaciones entre la presión vertical, el asentamiento y el tiempo se investigan en el laboratorio por medio de una prueba de - compresión confinada, llamada también prueba Edométrica o de consolida - ción edométrica.

Se trata de un ensayo destinado a determinar en función - de una compresión dada aplicada al suelo que éste sufre. Es preciso expo- ner la noción de consolidación cuya teoría se debe a Terzaghi.

Consideremos un suelo de elementos finos como una arci - lla saturada de agua, es decir que todos sus huecos intersticiales estén llenos de agua, apliquémosle una carga de compresión, al princiio de su - aplicación, y, como el suelo está saturado la carga será totalmente soportada por el agua intersticial que puede considerarse como incompresible - frente al terreno, después progresivamente bajo el efecto de la presión - a la que está sometida el agua será expulsada del suelo, y no soportará - nada más que una fracción de la carga, soportando el resto de ella los - granos del terreno.

Al mismo tiempo habrá una disminución del volúmen del - suelo en una cantidad sensiblemente igual al volúmen del agua evacuada - por lo que no se produce un asentamiento. Se determinará por llegar a un estado de equilibrio repitiéndose la presión entre los granos del suelo y el agua contenida. Este estado de equilibrio es función del suelo, pero también de la carga aplicada. A un aumento de la carga corresponde un nuevo estado de equilibrio que se traduce en un volúmen mayor de agua expulsada y un volúmen menor de suelo. Se dice que el estado de equilibrio alcanzado corresponde a la consolidación del suelo.

Algunos suelos aunque se encuentran a cargas sujetas constantes presentan grandes cambios de volumen al cambiar su contenido de - agua, las posibilidades se indican en la (Fig. 3.4).

Que representan los resultados de un par de puntos en - el aparato edómetro para consolidación (Fig. 3.5)

En muestras inalteradas idénticas. La curva a representa la curva e - log p en una prueba que se inicia con la humedad natural sin

permitir absorción de agua, las curvas b y c corresponden a pruebas en - los cuales se permitió que las muestras absorbieran libremente agua hasta llegar a las cargas de equilibrio.

Si la curva que resulta e - long p, como la curva b queda por completo abajo de la curva a, se dice que el suelo ha sufrido colapso.

Fig. 3.4

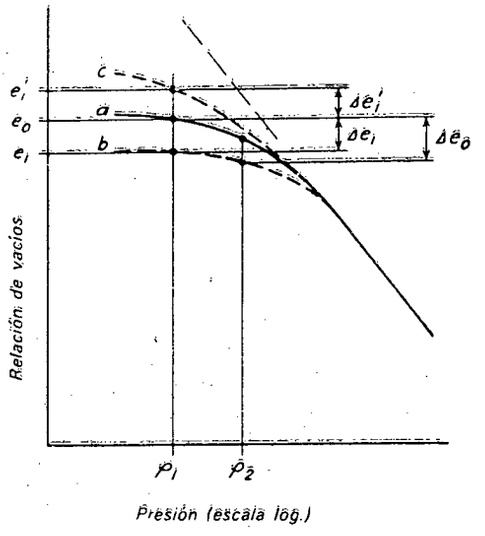


FIG. 3.4. Comportamiento del suelo en pruebas de consolidación dobles. *a)* Relación entre la oquedad y la presión total en probetas a las que no se les añade agua. *b)* Relación con una muestra idéntica en la que se da acceso al agua y que sufre colapso. *c)* Igual que *b)* para muestra expansiva.

Fig. 3.5

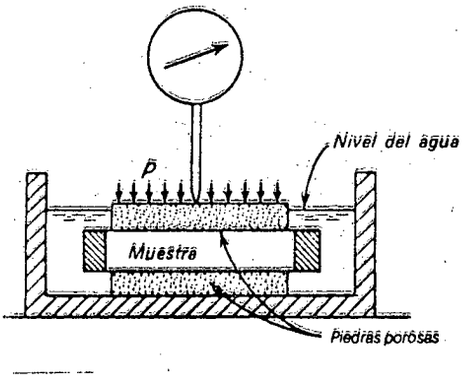


FIG. 3.5. Aparato para la prueba de consolidación. (Consolidómetro).

En las condiciones del campo, a la presión p' y la relación de vacios e_o, la adicción de agua produciría, por lo tanto que la relación de vacíos disminuyera a e_1 con el correspondiente asentamiento S.

$$S = H \times \frac{\Delta e}{1 + e_o} \qquad (3.3)$$

De donde :

S = Expansión

Δe = Incremento de índice de vacíos

e_o = Indice de vacíos inicial

Entre los suelos que se comportan de esta manera están los loes, las arenas arcillosas sueltas, en que la arcilla sirve solamente como cementante, las arenas sueltas compactadas por suelos solubles y algunos suelos residuales que dice que el suelo se ha expandido.

A una presión aplicada p, la relación de vacíos aumenta a e'_1 , y la elevación correspondiente del terreno es:

$$\frac{H\Delta e'_1}{(1 + e_o)}$$

Los suelos que presentan este comportamiento en forma marcada son usualmente arcillas montmorilloníticas con índice de plasticidad elevados. En el campo la carga externa sobre una cimentación aumenta, ordinariamente la presión en el suelo de P_1 a P_2. Este cambio en la relación de vacios e_o que resulta del aumento de presión combinada con adicción de

agua, puede determinarse del par de pruebas como se ilustra en la curva - b para el suelo suceptible al colapso en la (Fig. 3.4)

En la práctica cuando menos dos factores implican en la - aplicación directa en las pruebas edométricas dobles, para estimar la magnitud del colapso o expansión, el primero de esto es la imposibilidad virtual de obtener dos muestras idénticas. Se ha encontrado satisfactorio - ejecutar en dos muestras de propiedades semejantes, si se ejecutan ambas pruebas a presiones suficientemente elevadas para definir la línea de consolidación virgen, y acomodar una de las curvas verticalmente hasta que - las ramas vírgenes coincidan (Jennings y Knight, 1957).

El segundo factor es el más importante, es la lentitud - con la que puede cambiar el contenido de agua en el campo, en muchos casos no se alcanza el equilibrio dentro de la vida de la estructura. Los - valores de incremento e_o que se calculan con la prueba edométrica doble - pueden ser mayores que los cambios reales de la relación de vacíos abajo de la estructura.

3.3.1.1 Ensayo Edométrico Directo

El método directo consiste en poner una muestra inalterada en un edómetro, colocarle una presión igual a la que va a tener una vez construida la cimentación, y permitir el paso del agua hacia la muestra. Se mide el hinchamiento final, y también la velocidad de hinchamiento, de lo cual se puede sacar consecuencias sobre la difusidad, - aunque generalmente con muy escasa precisión.

La muestra inalterada cogida a una profundidad Z, como ya anotamos es colocada en un edómetro con el contenido natural -

de humedad y sujeta a una carga que corresponde al valor $\delta v(z)$ en el terreno, siendo $\delta v(z) = \gamma . z$. Si el ensayo está destinado a un proyecto de fundaciones, entonces la probeta del suelo está sujeta a una carga adicional $\Delta v(z)$, valor que corresponde a la solicitación impuesta por la estructura a edificar.

Después de realizar la consolidación de la probeta bajo las cargas a las que están sujetas se adiciona agua al edómetro, dejando a la probeta expandirse hasta la estabilización, De este punto en adelante los incrementos de carga son adicionados como si se tratara del ensayo de consolidación normal. Por lo que la curva $e = f (\log p)$ es trazada y la expansión extrapolada en términos de Δe (Fig. 3.6)

Si la zona del suelo destinada a sufrir variaciones volumétricas, que es la destinada en la terminología geotécnica como zona activa, fuera dividida en capas cuyo comportamiento pueda ser representado por una muestra inalterada sujeta al ensayo antes mencionado, la expansión total del sub-estracto de fundación será dada por este método , aunque superior a cualquiera de los concebidos para cuantificar expansiones. Relacionado a cuantificación de la expansión, existen dos desventajas que son evidentes.

3.3.1.1.1 Como para cada muestra se utiliza un valor específico de incremento de carga, entonces el proyectista no tendrá la oportunidad de hacer variar el valor de las cargas aplicadas, en concordancia con las expansiones observadas.

3.3.1.1.2 El suelo está sujeto a saturación total, circunstancia en que las expansiones medidas corresponden a una situación límite de completa saturación, comportamiento que no sucede en el terreno,

en forma general.

Fórmula para calcular la expansión del sub-estracto de fundación:

$$\text{Expansión} = \Sigma \Delta H \ \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

En donde : ΔH = Espesor de las capas

Δe = Variación del índice de vacíos

e_o = Indice de vacíos inicial

Fig. (3.6)

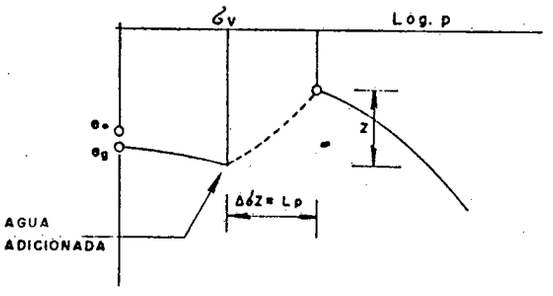


FIG. 3.6 ENSAYO EDOMETRICO DIRECTO

3.3.1.2 Ensayo Edométrico Duplo y Múltiplo

El ensayo edométrico duplo consiste en colocar dos muestras en dos edométros. Una de ellas permanece en seco, aunque se impermeabiliza para evitar la desecación de la muestra. Se carga con escalones sucesivos hasta una carga elevada, del orden de 20 Kg/cm^2.

Al otro se le coloca una carga muy pequeña - ($10\ Kg/cm^2$) y se inunda. Se deja hinchar, con lo cual se consigue un ac - ceso rápido y completo del agua a toda la muestra, por estar sus fisuras abiertas, y luego se le carga con los mismos escalones que el primero. El punto correspondiente a $p=70-100\ gr/cm^2$ sigue considerándose como definitorio del "hinchamiento libre".

Se obtienen así dos curvas (Fig. 3.7) y, en principio, la diferencia entre los índices de poros correspondientes a cada - curva nos permite calcular el hinchamiento. Se comprueba, sin embargo, - que los resultados obtenidos asíson poco confiables, pues las dos mues - tras nunca son totalmente iguales, o no están igualmente inalteradas. Por ello, se introduce una corrección, que se basa en admitir que, a presiones grandes, ambas curvas deberían coincidir, pues ya las fuerzas de succión pierden importancia dentro de las totales. Así pues, se desplaza una de - las curvas (generalmente la obtenida en seco, que es la más sensible a la alteración de la muestra y a defectos del tallado) hasta que su tramo recto correspondiente a las presiones elevadas coincida con el de la otra.

Los hinchamientos así obtenidos son, en general, superiores a los reales, pues la inundación previa, con carga pequeña, - descomprime el suelo, al contrario de lo que ocurriría en el método de la curva de hinchamiento. (ver Fig. 3.7)

Fig. (3.7)

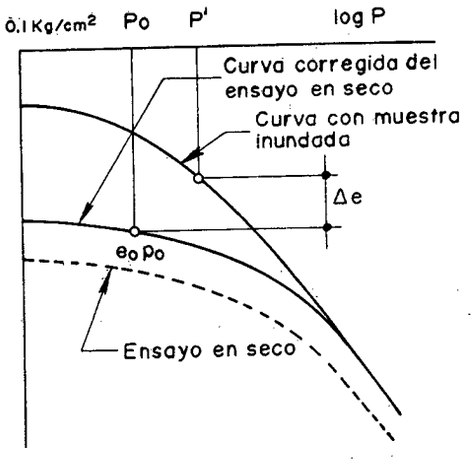


Figura 3.7. CORRECCION, SEGUN EL METODO DE JENNINGS, DEL DOBLE EDOMETRO.

3.3.1.3 Ensayo Edométrico Simple

El asiento del suelo se origina principalmente por la reducción de volumen de poros; la parte de asiento producida por la reducción de volumen de granos del esqueleto del suelo es totalmente despreciable. Por ello, si los huecos de un suelo se hallan completamente llenos de agua, el asiento solo puede resultar de la expulsión de agua de los huecos. El asiento gradual de un terreno en tales condiciones, provocado por fuerzas estáticas de gravedad, como su propio peso y el de las estructuras levantadas sobre él, se llama consolidación, que es la compresión artifical de un terreno por medios mecánicos.

Si el suelo saturado es arcilla de baja plasticidad, su consolidación será muy lenta, ya que el agua de los huecos tardará mucho en ser expulsada hacia los límites permeables de la capa de arcilla.

Cuando se aplica una carga a un suelo coherente completamente saturado N, en el límite de su consistencia plástica, la - compresión p creada por la carga es totalmente soportada al principio por el agua de los poros. Se dice entonces que p=u, siendo u la tensión que - resulta en el agua por la aplicación de la presión p. La tensión u se llama tensión neutra y también exceso hidrostático y exceso de presión intersticial.

Las ventajas de este método radica en la eliminación del error de ajuste de las dos curvas (al contenido natural y saturada) con la posibilidad de duplicar el número de probetas por lugar a estudiar, evitando el encarecimiento del costo del mismo.

Fig. (3.8)

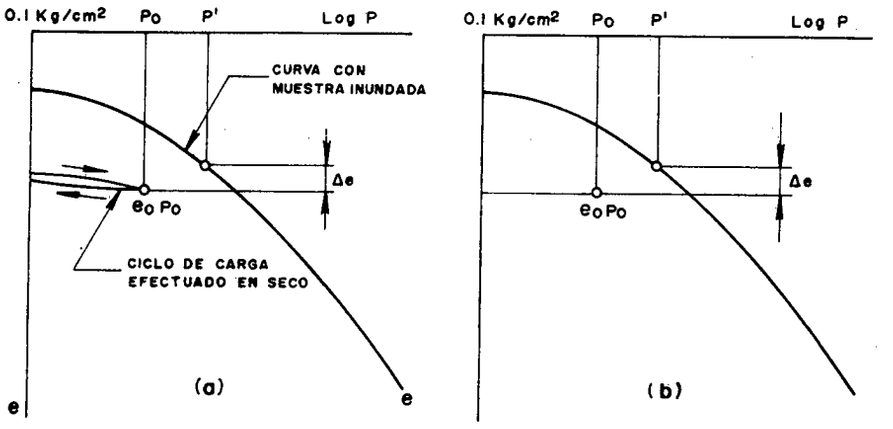


Figura: 3.8. VARIANTES DEL METODO DE JENNINGS, EMPLEANDO UN EDOMETRO UNICO. a) SEGUN FIRTH. b) SEGUN RALPH Y NAGAR.

3.4 PRESION DE EXPANSION Y CUANTIFICACION

En esta parte nos referimos a la presión necesaria para un hin -

chamiento nulo. Este dato es importante por ser necesario para calcular - el levantamiento en cada caso, pero también como índice. Así pues, se ha comprobado que en Andalucía, no suelen encontrarse daños en lugares en - donde, al final del verano, la presión de hinchamiento es menor de 0.2 - Kg/cm^2. Entre 0.5 y 1.0 Kg/cm^2, grietas importantes. Entre 1.0 y 2.0 - Kg/cm^2, daños graves, y, por encima de 2.0 Kg/cm^2, es frecuente que haya que proceder a demoler la edificación.

Vijayvergiya y Ghazzaly (1973), establecen el gráfico de la - (Fig. 3.9) en función del índice:

$$I_{wl} = \frac{Wo}{Wl}$$

Por su parte, Cuellar (1978) observando que en las arcillas es - tudiadas por Vijayvergiya y Ghazzaly se puede admitir que:

$$Wl = 4Wp - 20$$

Transforma la (Fig. 3.9) en la (Fig. 3.10) en la que se expresa la calificación del suelo en función del índice de desecación Wo/Wp, más usado en España.

Los mismos autores dan las siguientes correlaciones que permiten prever la presión de hinchamiento:

$$Log\ Po = 1/12\ (0.4Wl - wo - 0.4)\ Kg/cm^2 \qquad (3\text{-}1)$$

$$Log\ Po = 1/19.5\ (62.50\ d\ \ 0.65\ wl - 139.5)\ Kg/cm^2) \qquad (3\text{-}1)$$

bis

Por último, Jiménez Salas (1955) hallaron, con muestras inalteradas de arcillas Andaluzas con índice de plasticidad entre 10 y 20, la siguiente correlación:

$$\text{Log } po = 4/5 \left(\frac{wl - 10}{5 \log M} \right)^{0.7} - 5.66 \qquad (3\text{-}2)$$

Siendo

$$M = \frac{d \text{ (desecada)} - d \text{ (natural)}}{d \text{ (desecada)}} \qquad (3\text{-}2) \text{ bis}$$

Estas densidades se hallan en terrones de suelo, y mediante desplazamiento de mercurio. Las densidades "desecadas" corresponden a terrones mantenidos 24 horas en estufa a 105°C.

Puede parecer extraño en (3-3) que, al aumentar la retracción, disminuye po. Pero debe tenerse en cuenta que la capacidad expansiva del suelo queda caracterizada, en esta fórmula, por el límite líquido. M mide en cambio, que parte de esta expansión se ha producido ya, a partir de la sequedad.

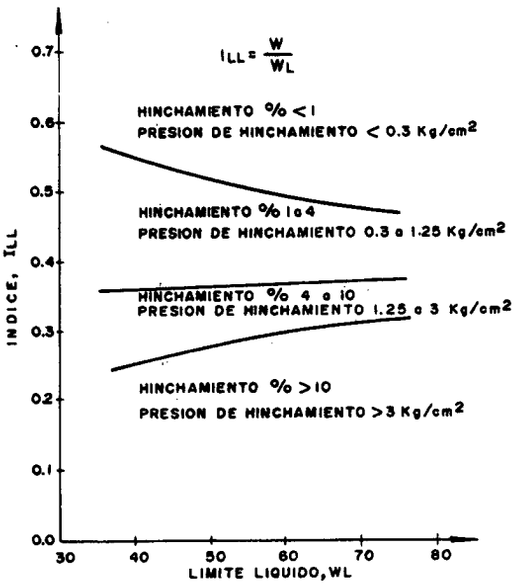


Figura: 3.9. RELACION ENTRE LA HUMEDA NATURAL Y EL LIMITE LIQUIDO EN ARCILLAS EXPANSIVAS, SEGUN VIJAYVERGIYA Y GHAZZALY (1973).

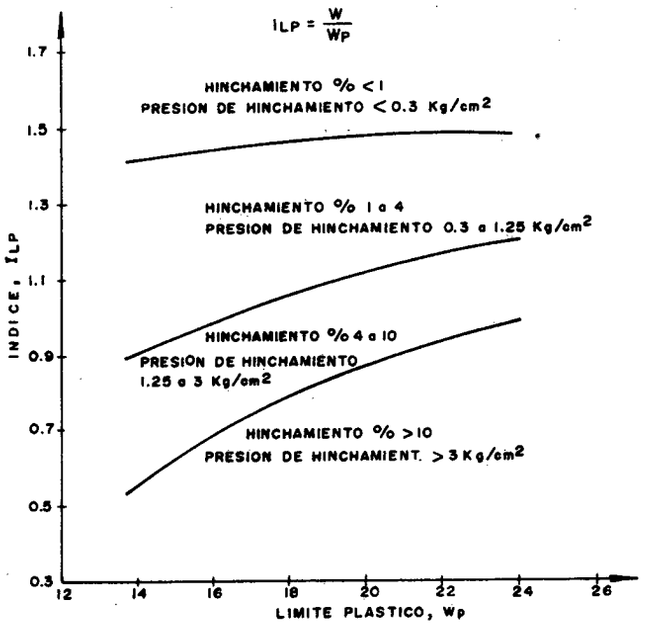


Figura: 3.10. RELACION ENTRE LA HUMEDAD NATURAL Y EL LIMITE PLASTICO EN ARCILLAS EXPANSIVAS, SEGUN CUELLAR (1978)

Así pues, cuanto mayor es esta expansión ya producida, menor es la presión que el suelo puede todavía desarrollar.

El ensayo de Lambe constituye, por otra parte, una determinación de la presión de hinchamiento rigurosamente nulo, ya que se permite una pequeña expansión, la debida a la deformación del anillo dinamométrico. Lo que es suficiente para producir un error apreciable (Jiménez Salas 1957).

Este error puede estimarse aproximadamente como sigue: la deformación del anillo dinamométrico es de Δ por kilogramo. Este Δ varía con cada anillo, pero muy poco, si el aparato está correctamente fabricado según la norma. En uno empleado en el laboratorio "José Luis Escario", es igual a 0.9775 um. El diámetro de la muestra es 7 cm y su espesor 2 cm.

El hinchamiento permitido por la deformabilidad del anillo es, por lo tanto, expresado Δ en cm, y siendo p la presión leida:

$$S = \frac{\pi x\ (3.5)^2 x\ p\ x \Delta}{2} \qquad (3\text{-}3)$$

Pero si admitimos la correlación:

$$S = Ks \log \frac{po}{p} \qquad (3\text{-}4)$$

$$Ks = 0.0188\ p_o \quad (po \text{ en } kg/cm^2 \text{ y } S \text{ en tanto por uno})$$

Entonces: (3.5)

$$\frac{\pi x\ (3.5)^2\ x\ p\ x \Delta}{2} = 0.0188\ po\ x \log \frac{po}{p}$$

De donde :

$$\frac{p_o}{p} \log \frac{p_o}{p} = \frac{\pi x\ (3.5)^2\ x\ \Delta}{2\ x\ 0.0188} \qquad (3\text{-}6)$$

Para $\Delta = 0.9775 \times 10^{-4}$cm.

$$\frac{po}{p} = 1.21$$

En consecuencia, los datos obtenidos según Lambe, deberán multiplicarse por 1.21 para hallar la presión de hinchamiento, po.

3.5 IDENTIFICACION DE CAMPO

El suelo desecado tiene una difusión D, es decir, una permeabilidad con reacción a un gradiente de succión (frente a las fuerzas de succión, la de la gravedad tiene importancia nula) escasa.

Durante las variaciones estacionales, las arcillas potencialmente expansivas se presentan fisuradas y aún microfisuradas; las fisuras pueden estar rellenas de material aún más expansivo o material inerte.

Las variaciones estacionales no penetran más que hasta una profundidad limitada, ejemplo: en nuestro medio no debería ir más allá de 1m a 1.5m. Sin embargo, es mayor, precisamente en las arcillas más expansivas, aún cuando estás (por ser más activas) son más impermeables. Esto se debe a que estas arcillas se agrietan en verano y no solo en sentido vertical, sino también horizontal (Fig. 3.11) llegando a quedar la superficie constituida por bloques sueltos y abarquillados que hacen molesto,

e incluso peligroso,el caminar.

Fig. (3.11)

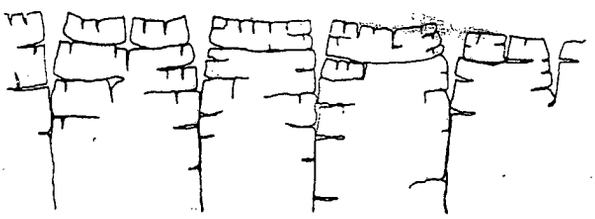


FIG.3.11. ESTRUCTURA DE LA PARTE SUPERIOR DE UNA ARCILLA EXPANSIVA. LA DESECACION DIFERENCIAL PRODUCE ESFUERZOS DE ALABEO Y GRIETAS HORIZONTALES, ADEMAS DE LAS VERTICALES.

Este agrietamiento favorece el que la evaporación penetre en el terreno más profundamente, aumentando la "profundidad activa del terreno desnudo hasta 2-4 metros. En España, y no creemos que pueda ser mucho - mayor en otro sitios. Por otra parte, cuando vienen las lluvias, penetran por las frietas y, aunque estas se cierran dejan ya una especie de capa - freática colgada que puede detectarse facilmente y que es testigo de la - profundidad a la que llegaron las grietas en verano (que es algo más de - la profundidad activa). La penetración del agua hace además, que los bor des de la grieta se levanten como un curioso aspecto de herida inflamada.

La profundida activa del terreno desnudo es uno de los datos más importantes para el proyecto de una cimentación. Pero hay que tener en - cuenta que no coincide necesariamente con la "Profundidad activa sobre la cimentación", que es aquella que va a sufrir variaciones de volumen fes - pués de construido el edificio.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
85
BIBLIOTECA

En el caso de que los movimientos estacionales sean la posible causa principal de desperfectos puede admitirse que ambas coinciden: La construcción afectará posiblemente a capas más profundas, pero, al mismo tiempo, impide la evaporación y la inundación a través de las grietas, con lo cual las variaciones de la humedad de las capas superiores (a través de las que ha de transmitirse todo a las inferiores) disminuyen.

Para la identificación de los suelos del centro urbano de la ciudad de La Toma se utilizarán métodos, tales como:

- Criterios de W.G. HOLTZ basados en las propiedades índice.
- Relación entre el índice de contracción y la expansión propuesta por RANGANATHAN y STAYANARAYANA.
- Relación agua-plasticidad, enunciada por SOWER y KENNEDY.

Que a nuestro criterio, y mediante la formulación y cálculo de estos investigadores nos darán con seguridad resultados óptimos, además se realizará los ensayos de análisis térmico diferencial y consolidación para afirmar lo anteriormente indicado.

CAPITULO CUARTO

DIVERSOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS

4. DIVERSOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS

4.1 SISTEMAS DE ESTABILIZACION

4.1.1 Compactación

Emplearemos la palabra compactación para designar el incremento artificial de densidad de un suelo por medios mecánicos, y estabilización todo método artificial empleado con el objeto de mejorar las propiedades del suelo que influyen en la conservación de la resistencia al corte, volumen y forma, modificando su granulometría o agregándole compuestos especiales.

La compactación se introdujo como un medio para reducir la deformabilidad, mejorar la estabilidad y disminuir la permeabilidad, ello implica proceder si la compactación fuese un fin en sí mismo independiente de las características por la estructura por construir. Como di-

chas propiedades dependen de las condiciones de su compactación y los deseables en determinada estructura no necesariamente lo son en otra.

El uso de apisonadores, rodillos no debe ser el único factor que intervengan en el proceso de compactación, entonces la selección de las condiciones de compactación aplicadas a cada caso particular, exige cierto conocimiento de los factores que intervienen en el proceso de compactación y las propiedades mecánicas de suelos compactados.

Los cambios de volumen de un suelo arcilloso son el resultado de dos componentes de deformación a nivel estructural:

a. Variación de la distancia entre partículas para grados de orientación constante.

b. Reducción de la distancia media para distancia mínima constante entre partículas y el aumento de grado de orientación.

El segundo componente mencionado sólo actúa cuando el cambio de volumen es de compresión, y debido a la gran hiperesta.ticidad de la estructura de un suelo compactado, ese componente es prácticamente irreversible. Entonces la expansión puede atribuirse casi exclusivamente al primer componente (a).

La expulsión libre con exceso de agua es mucho mayor en la muestra compactada en la rama seca, debido a que la distancia entre partículas es inicialmente menor en dicha muestra y, por lo tanto la repulsión neta es mayor, por otra parte la expansión de la muestra compactada del lado seco es tanto mayor cuanto más alta es la energía de compacta-

ción, en otras palabras a mayor masa en igual volumen la fuerza de expansión será mayor.

4.1.2 Drenajes

Cuando la profundidad de excavación sea mayor que la distancia libre del agua en un suelo permeable, debe desaguarse para que permita la construcción de cimentaciones en seco.

En las estructuras con sótanos frecuentemente es necesario tener abatido el nivel freático con la instalación de drenes permanentes.

En muchos casos es necesario construir una estructura o terraplén sobre suelos finos con pequeña resistencia al esfuerzo cortante. La resistencia inicial de los suelos puede ser demasiado baja para que soporte el peso de la estructura sin fallar. Sin embargo, si los suelos débiles pueden drenarse con la suficiente rapidez, como para permitir la consolidación casi al mismo tiempo que se aplica la carga. La resistencia del material puede soportar lo suficiente para permitir una construcción segura.

La instalación de los drenes de arena puede alterar mucho la estructura del suelo, ya que puede disminuir su permeabilidad y su resistencia, y aumentar su compresibilidad.

La estabilización de arenas y limos no siempre es factible, por lo tanto se han ideado diversos métodos, en la mayor parte de los cuales se inyectan lodos o soluciones en los vacíos del suelo.

Se ha intentado la inyección de lechadas de cemento, que posiblemente dará buen resultado, pero estas inyecciones no son adecuadas para los suelos más finos que las arenas gruesas.

El tamaño de las partículas de cemento limita la arena en base a su finura adecuada para la inyección del cemento. También se ha intentado inyectar suelos con lodos de arcilla, se ha encontrado que impide la penetración, por la formación de una película filtrante que tapa los huecos.

4.1.3 Tratamiento del Suelo

La estabilización química de los suelos expansivos puede ser notablemente efectiva por la adición de cal, si esta puede mezclarse íntimamente con el suelo y compactarse aproximadamente con la humedad óptima. El porcentaje adecuado que usualmente varía de 3 a 8 se estima por medio de pruebas para estimar el PH, y se comprueba por compactación, curado y la ejecución de pruebas de muestras en laboratorio.

La cal tiene el efecto de reducir la plasticidad del suelo y por lo tanto su potencial de expansión. La necesidad de hacer una mezcla íntima, restringe la aplicabilidad general de la estabilización con cal de los terraplenes.

En algunos lugares la inyección a presión de lechadas de cal en arcillas muy fisuradas, parece crear en la arcilla fragmentos de una película estabilizada, que impide a la humedad entrar en los fragmentos y producir la expansión.

Considerando que para el tratamiento del suelo, y debido

a las deficiencias más frecuentes que suelen presentar las arcillas expansivas, deficiencias que pueden ser: variación en el contenido de humedad, inestabilidad volumétrica, resistencia y permeabilidad, se han propuesto algunos métodos de estabilización, que con frecuencia se han venido utilizando en el país. También hay métodos que por su costo elevado, o por falta de equipos e implementos necesarios aún no se los ha podido poner en práctica.

Entre los principales métodos de estabilización que se pueden aplicar al tratamiento de los suelos, están los siguientes:

4.1.3.1 Métodos Tradicionales de Estabilización

Se los ha descrito como métodos tradicionales, ya que han sido causa de estudio y aplicación generalizada en el país, toda vez que se han caracterizado como más conocidos y adaptables a las condiciones imperantes de materia prima, y capacidad tecnológica aplicada.

4.1.3.1.1 Cambio del Suelo

Se acostumbra realizar el cambio de suelo en zonas donde la profundidad activa está limitada. Si al contrario las profundidades activas son mayores, entonces se realiza un cambio parcial. Se procede a desalojar la capa superior de mayor actividad y cualquier característica de expansión que pueda suscitarse en la superficie del suelo. El producto del material activo se dispersa a través del material estable provocándose movimientos menores en las estructuras de las edificaciones.

Se tiene conocimiento que este método de estabilización es el más aplicado y acogido sobre todo en la provincia de Manabí, por los constructores que tienen que realizar alguna obra de arte sobre este tipo de suelo.

4.1.3.1.2 Aislamiento

Los cambios cíclicos de humedad es un factor que motiva a darle al suelo una protección parcial mediante el aislamiento. Las formas más usuales y prácticas que se pueden llevar a la realidad son: la construcción de pavimentos y aceras. Estas últimas tienen la propiedad de reducir en parte los levantamientos diferenciales en las estructuras.

Una solución confiable pero de elevado costo, sería la colocación de láminas de polietileno que cubran el suelo a una profundidad establecida, lográndose un óptimo funcionamiento de estas mediante una pendiente hacia el exterior, capaz de que el agua no se filtre hacia adentro pese a los movimientos máximos previsibles.

En cuanto a las calles, una adecuada pavimentación con buenas cunetas y alcantarillados reducirían en gran parte las posibilidades de daños en las edificaciones.

4.1.3.1.3 Estabilización con Cal

Para el diseño de mezclas de suelos, se requiere que la fracción fina sea de alta plasticidad, condición determinante para establecer las propiedades deseables de tratamiento. En nuestro país la estabilización se ha venido realizando mediante el uso de

la cal. La forma más común del empleo de la cal en las estabilizaciones - es la hidratada, hidróxidos de calcio u óxidos que tienen reacciones notables como son la constitución de silicatos y aluminatos de calcio, los - cuales se forman mediante la acción química de la cal sobre los minerales componentes de la arcilla, y de esta forma dar como resultado compuestos cementadores.

En el proceso de estabilización con - cal intervienen factores como: Tipo de cal, calidad de agua empleada, proporción de impurezas, clase y efectividad de la reacción química, compactación y curado.

En el cuadro 4.1 se dan a conocer los requisitos necesarios que se obtienen de la materia prima para obtener - cal estabilizante.

Cuadro (4.1)

REQUISITOS PARA FORMAR CAL ESTABILIZANTE

PROPIEDAD	CAL VIVA (CaO)	CAL HIDRATADA Ca(OH)2
Oxidos de calcio Magnesio.	No menos de 92%	No menos de 95%
Bióxido de carbono		
En el horno	No más de 3%	No más de 5%
Fuera del horno	No más de 10%	No más de 7%
Finura		No más de 12% Retenido en la malla Nº 180.

Con frecuencia la cal ha sido más usada en arcillas plásticas, ya que éstas son trabajables y fáciles de compactar, la reacción de la cal en las arcillas es más efectivo y rápido en las montmorillonitiças obteniéndose como resultado el aumento de la resistencia y disminución de plasticidad. En la Fig. (4.1) se representa las envolventes de resistencia rápida para muestras de arcilla de alta plasticidad, compresibilidad elevada, con contenidos variables de cal hidratada en peso y un tiempo de curado de 28 días, esto como previo tratamiento hasta obtener una definitiva estabilización.

Fig. (4.1)

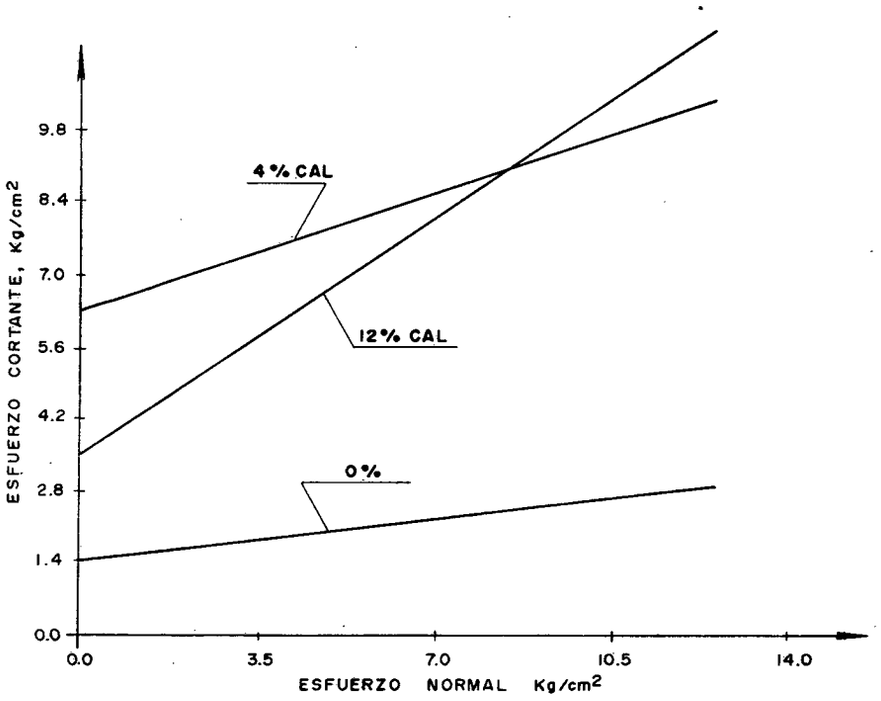


Figura: 4.1. ENVOLVENTES DE RESISTENCIA RAPIDA EN UNA ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, ESTABILIZADA CON CAL.

Para realizar estabilizaciones con cal se pueden utilizar dos procesos:

4.1.3.1.3.1 Procedimiento por Inyec - ciones.

- En primer lugar se - procede a la ubicación de los diferentes puntos a inyectarse en base a - una distribución en cuadriculado.

- Inyección de la lecha da en los agujeros preestablecidos utilizando una planta de inyección, la misma que dispondrá de un sistema para manipulación del material, además de mezcladoras, bombas con sus respectivas mangueras, etc.

- Utilizando una pre - sión regulada se inyectará en cada orificio la respectiva lechada. Si la presión aplicada es excesiva se corre el riesgo de dañar la formación de la estructura arcillosa.

Mediante el empleo de - las inyecciones, no se puede establecer una suficiente garantía ya que la - lechada no puede penetrar lo suficiente en los poros de las arcillas, esto debido a su baja permeabilidad, pero si se logra aumentar la resistencia y reducir la compresibilidad, entonces se obtendrán elementos que actuarán como pilotines.

Con las inyecciones de - cal en rellenos de arcilla que no han sido compactadas hasta obtener su - máxima densidad, los asentamientos estructurales se han detenido y por en de los movimientos laterales del suelo.

4.1.3.1.3.2 Proceso de Mezcla Arci - lla-cal.

- El primer paso es la obtención en el laboratorio una mezcla óptima e ideal, la cual estará - constituida básicamente por un porcentaje de cal, y un porcentaje de la - fracción fina de la arcilla. En el cuadro (4.2) se encuentran los diferentes contenidos de cal que son aplicables a diversos tipos de arcilla.

- Con los resultados - que se obtienen se procede al regado de la cal en el suelo, mezclando e - incorporando agua hasta obtener la humedad óptima requerida.

- Compactación y curado proceso que reduce la deformabilidad, mejora la estabilidad y disminuye - la permeabilidad (4.1.1).

Tipo de Suelo	Pre-Tratamiento (%)	Estabilización Definitiva (%)
Arcilla arenosa	No recomendada	5
Arcilla limosa	1 - 3	2 - 4
Arcilla plástica	1 - 3	3 - 8
Arcilla muy plástica	1 - 3	3 - 8

4.1.3.1.4 Estabilización con Cemento

Se trata de un proceso semejante a la

estabilización con cal. Se emplea cualquier tipo de cemento. La reacción del cemento en los suelos arcillosos es motivada a través de dos fases. - En la primera se producen los silicatos, hidróxidos de calcio, a partir - de la hidratación que sufre el cemento y una segunda etapa en la que inicialmente se produce un intercambio iónico entre los iones de calcio y - los absorbidos por los minerales componentes de la arcilla. Esta tiende - a flocular y, por último se producen reacciones químicas puzulánicas en - tre la cal y los elementos que forman los cristales de arcilla.

Como resultado final de la estabili - zación se obtiene la transformación de la estructura arcillosa original - mente floculenta, en un agregado resistente, ya que ocurre una disminu - ción de la porosidad y plasticidad del suelo arcilloso, por otro lado el aumento en su durabilidad y resistencia.

La estabilización suelo-cemento re - quiere de algunos parámetros que son: Tipo de cemento, proporción de la - mezcla, cantidad de agua, grado de pulverización de las arcillas, compactación, durabilidad y curado.

Es importante especificar que el suelo no pase más del 50% la malla Nº 200, su límite líquido no sea mayor - del 50% y su índice de plasticidad no sobrepase de 18%.

La determinación de la proporción de cemento en la mezcla es un factor importante ya que determina la condi - ción técnica de la estabilización.

Por otro lado se está acostumbrando - en la actualidad proporcionar las mezclas en base a datos de resistencia,

obtenidos mediante pruebas de compresión simple, sin embargo el tiempo de curado y la proporción de cemento son parámetros que incrementan la resistencia a la tensión.

4.1.3.1.5 Estabilización con Asfalto

Este método de estabilización rara vez se ha puesto en práctica, en vista de que requiere un prolongado período de tiempo seco para lograr un eficiente curado de la mezcla. En arcillas se han logrado resultados poco efectivos, debido a la baja estabilización que se adquiere. Lo que no sucede al estabilizar suelos como: arenas arcillosas, gravas arcillosas, agregados que al mezclarse con asfalto se vuelven coherentes e impermeables, lográndose resultados interesantes.

4.1.3.1.6 Drenaje

Mediante este método se trata de eliminar el agua contenida en las láminas de arcilla expansiva, impidiendo la acumulación de las filtraciones, lográndose un aumento de resistencia y disminución de la compresibilidad. Si se trata de una arcilla compresible, la pérdida de agua motivará la consolidación del suelo arcilloso y éste se mantendrá en estado de saturación. La arcilla de baja permeabilidad y alta retención capilar, drena lentamente hasta perder solamente la cantidad de agua que permite la consolidación.

Para que el agua del suelo se pueda eliminar se requiere que la fuerza que produce el drenaje sea mayor que las de retención y resistencia al flujo en las arcillas, fuerzas que en

las arcillas expansivas no son lo suficientemente fuertes, determinando - que la aplicación de este método sea barato y seguro, aunque los benefi - cios aportados por él no son del todo apropiados para las arcillas.

4.1.3.1.7 Remoldeo

La expansión en las arcillas es un - factor que depende de las humedades de moldeo y las densidades. Mediante el remoldeo se obtiene un proceso de estabilización que permite disminuir en parte las características de expansión del material arcilloso. La ex - pansión anticipada puede ser atenuada considerablemente evitando la sobre compactación de la arcilla expansiva y agregando en ella altos contenidos de humedad como aplicables para fines de operación de los equipos utili - zados en la construcción.

Por otro lado, además de las deficien cias que pueden suscitarse por la expansión de las arcillas en estado de - saturación, la pérdida de estabilidad o resistencia al corte es un factor determinante que debe ser tomado en consideración. Naturalmente la resis- tencia al corte disminuye cuando los contenidos de humedad son excesivos en concordancia las densidades disminuyen cuando las arcillas son expan - didas por el efecto de la saturación.

La cohesión de las arcillas en estado de saturación pueden ser reducidas a cero, si se aplica ligeras condicio- nes de carga, aún cuando manifiesten elevados esfuerzos de cohesión en - condiciones de humedad moderada.

4.2 SISTEMAS DE CIMENTACION

Para proyectar una cimentación sobre un suelo expansivo, pueden usarse tres métodos generales para reducir o para evitar los efectos de la expansión. Estos son:

a. Aislar la estructura de los materiales expansivos.

b. Proyectar una estructura que soporte sin daños la expansión; y,

c. Eliminación de la expansión.

Estos procedimientos se utilizan aisladamente o en combinación. Generalmente el primero es el más utilizado.

Como los suelos expansivos son usualmente firmes y no contienen agua libre, frecuentemente son excelentes terrenos en los que se pueden hacerse perforaciones para desplantar pilas a profundidades abajo de la zona de cambios estacionales.

El cimentar adecuadamente sobre suelos expansivos significa, junto con otras necesidades imperiosas controlar los efectos de movimientos diferenciales por expansión sobre la superestructura, los que se presentan cuando el suelo se ve afectado por sus variaciones en su grado de saturación.

Para lograr lo anterior, es necesario conocer el orden de magnitud de las relaciones entre presiones y deformaciones, por variaciones en

el grado de saturación de tales suelos.

Por otra parte se debe considerar que en los depósitos de estos suelos, la costra superficial es más susceptible de sufrir cambios volumétricos imperantes, por las correspondientes variaciones en su grado de saturación, los que a su vez se deben a la evaporización y a la presencia de agua lluvia o de riego.

Esto hace pensar, que las estructuras de tipo ligero (casas de habitación, bodegas, etc) serían las más afectadas al cimentarlas sobre este tipo de suelo, tanto porque sus cimientos son superficiales, como por la baja presión aplicada, la que logra en algunas ocasiones equilibrar la presión de expansión.

Los casos favorables se pueden presentar con las estructuras pesadas, que además de aplicar fuertes presiones al suelo, sus cimientos generalmente alcanzan profundidades más abajo de la costra superficial, y se apoyan sobre estratos protegidos de los cambios de humedad, o en depósitos que ya no son expansivos.

4.2.1 Tablestacados

Las tablestacas son elementos de cimentación, que resultan más económicos que los pilotes laminados y se utilizan en las excavaciones para edificio.

Las tablestacas son vigas fuertes colocadas verticalmente a lo largo del perímetro de la excavación. El espaciamiento entre tablestacas puede variar de 4 ó 5 pies a los 10 ó 15 pies (1.20 ó 1.50m a 3.00 ó 4.50 m).

En la mayoría de los casos se coloca un encostillado en - tre las tablestacas, que pueden consistir de tablas; pero, otras veces - es de placas de concreto precolado o de concreto colado in situ. Si se - utiliza concreto colado in situ, puede ser el muro final permanente de la edificación.

En algunos casos, el suelo es suficientemente firme para el enlace entre los pilotes. En esos casos, puede no utilizarse el encos - tillado. Si no se usa, el suelo que se encuentra entre los pilotes puede protegerse contra la desecación. La protección puede consistir en una as- persión de compuestos químicos o un recubrimiento con materiales plásti - cos. Además, es conveniente protegerse contra la posibilidad de que algu- na porción de tierra caiga de frente vertical. Esta se evita colocando - una malla de alambre o mediante material para cercas, a lo largo del fren te, sujeto a los pilotes. En la Fig. (4.2) se encuentra un sistema de - tablestadas.

Fig.(4.2)

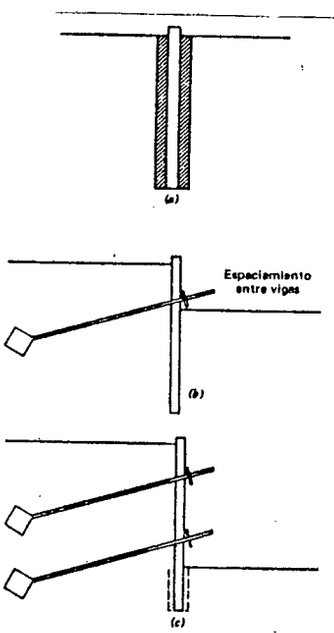


FIG. 4.2. (*a*) Etapa 1 – Perforación del orificio. Se coloca la tablestaca en el orificio. Se rellena con concreto. En general el espaciamiento de los pilotes es de 6 a 8 pies (1.80 a 2.40 m) de centro a centro. (*b*) Etapa 2 – Excavación para la primera hilera de atiesadores. Se preesfuerzan los atiesadores. Se pone un encostillado de madera entre las tablestacas. (*c*) Etapa 3 – Excavación e instalación de la segunda hilera de atiesadores.

Las tablestacas se pueden hincar en su lugar. En muchos - casos, se perfora un orificio y las tablestacas se colocan en el agujero. En este caso, puede colocarse concreto para fijar el fondo del pilote en el suelo, por debajo del nivel de cimentación. El orificio, por encima - del nivel de cimentación, se puede rellenar con tierra o con concreto delgado, de baja resistencia, que se puede retirar con facilidad, al colocar el encostillado.

4.2.1.1 Tablestacas Ancladas

Las tablestacas ancladas son elementos de retención del suelo, generalmente en fronteras con agua.

Dependiendo de la profundidad de hincado para un tipo de suelo dado, se agrupan en tablestacas de apoyo libre y de apoyo - fijo. En el segundo caso la tablestaca se hinca lo suficiente como para que solo pueda fallar por flexión o por deficiencia en el anclaje, pero - se excluye la posibilidad de falla por desplazamiento de su extremo en - terrado, al superar la resistencia pasiva del terreno; obviamente son - de apoyo libre las tablestacas que no cumplen estas condiciones. De acuerdo con sus características de construcción, las tablestacas pueden ser de dragado o de relleno; en las primeras, la estructura se hinca en el terreno natural y después se draga su lado exterior, cediendo espacio a las aguas; en las segundas, por el contrario, se gana terreno al agua hincando la tablestaca de modo que una altura importante quede libre y rellenando posteriormente el lado interior.

En la Fig. (4.3) se muestran esquemáticamente -

los tipos de tablestacas en lo que respecta a sus tipos de apoyos.

Fig. (4.3)

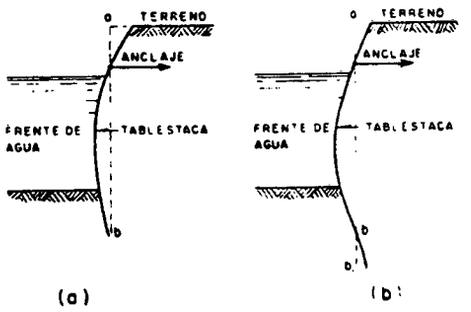


FIG. 4.3. *Tablestacas ancladas*
a) de apoyo libre
b) de apoyo fijo

Las tablestacas ancladas son estructuras que presentan muchas particularidades que ameritan un análisis especial. Durante siglos se usaron bajo una base puramente empírica, sin intentar ningún criterio de análisis; pero más tarde al comienzo de este siglo, se empezó a dar una atención especial al problema, elaborándose una serie de teorías entre las que la de la "línea elástica" y la de la "viga equivalente" alcanzaron la mayor popularidad entre los proyectistas.

Las hipótesis básicas de todas estas teorías se presentan a continuación, con referencia a la Fig. (4.4).

En la parte a) de la figura se muestra una tablestaca anclada con apoyo inferior libre. Se supone que toda la superficie interior está sujeta a presión activa y que en la parte enterrada de la superficie exterior actúa una resistencia pasiva, también calculable

por las teorías clásicas.

En la parte b) de la misma figura aparece una tablestaca anclada de apoyo interior fijo. Se toma ahora en cuenta que en b existe una inflexión en la curva elástica de la tablestaca Fig. (4.3.b)

En el diagrama de la Fig. (4.4) se muestran las presiones consideradas.

Nótese que abajo del punto de inflexión b las presiones se invierten, teniéndose la activa por el lado exterior y la pasiva en el interior. La profundidad de hincado D se calcula de tal modo que la elástica de la tablestaca satisfaga la condición de apoyo fijo; normalmente, los cálculos necesarios se realizan dentro del marco de las teorías clásicas, o bien por un procedimiento de tanteos o con base en hipótesis simplificatorias.

Fig. 4.4

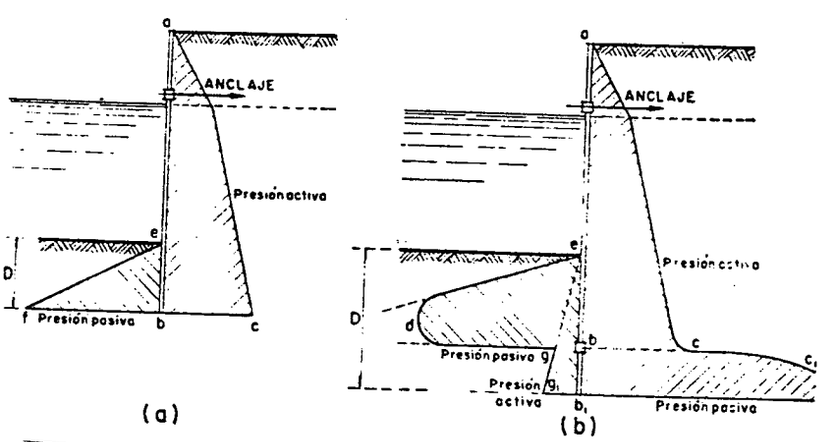


FIG. 4.4. *Concepciones clásicas respecto al empuje de tierras sobre tablestacas ancladas*
a) de apoyo libre
b) de apoyo fijo

106
BIBLIOTECA

4.2.2 Pilotajes

Si el subsuelo es una arcilla demasiado débil o demasiado compresible para soportar zapatas o losas, el paso de la estructura puede transferirse a pilotes.

La carga que puede soportar un solo pilote apoyado por - fricción en un depósito de arcilla saturada, debe determinarse preferentemente por medio de una prueba de carga estática.

La forma característica de la curva carga-asentamiento como se muestra en la Fig. (4.5) la curva se aproxima a una asíntota vertical correspondiente a un hundimiento súbito del pilote en el terreno a una penetración uniforme bajo la carga aplicada. La carga que produce la falla está representada por la abscisa tangente vertical a la curva carga - asentamiento. Cuando la capacidad máxima de un pilote está bien definida, se toma como carga admisible un tercio de la falla, para carga de proyectos normales, o 1/2 de la misma para condiciones especialmente desfavorables.

La prueba de carga puede completarse con una prueba de - extracción. En un pilote de fricción, la curva carga-extracción tiene las mismas características que la curva carga-asentamiento. Si el pilote es - cilíndrico, la diferencia de las cargas de falla en las dos curvas es una medida tosca de la resistencia en la punta. Como las pruebas de carga en los pilotes son relativamente costosas, se han hecho numerosos esfuerzos para calcular la carga admisible en pilotes de fricción, en los registros de hincado o con pruebas de laboratorio, la experiencia ha demostrado que la resistencia al hincado de los pilotes de fricción en arcilla tiende a

ser baja, debido a la alteración de su estructura, en tanto que dicha resistencia puede aumentar durante un período de tiempo tras la hinca. El aumento de resistencia o endurecimiento puede deberse parcialmente a procesos tixotrópicos, o a la consolidación de la arcilla próxima a los pilotes, sujeta a esfuerzos muy elevados. Como frecuentemente el endurecimiento constituye la mayor parte de la capacidad del pilote, y, como no está relacionado con los fenómenos de transmisión de esfuerzos durante el hincado, las fórmulas dinámicas o los análisis basados en la ecuación de onda, probablemente conducen a estimaciones erróneas de la capacidad de carga. Esta conclusión ha sido demostrada ampliamente por la experiencia.

Fig. (4.5)

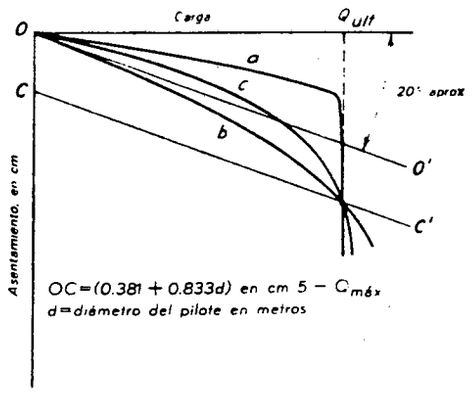


FIG. 4.5. . Resultados típicos de pruebas de carga en *a)* pilote de fricción *b)* pilote de punta *c)* pilote mixto

En contraste, los cálculos estáticos basados en la resistencia al esfuerzo cortante no drenado de la arcilla, se han encontrado algo más seguro , aunque no son raras las excepciones.

Para pilotes cilíndricos, la capacidad máxima de carga es aproximadamente:

$$Q = \alpha_2 e.\pi d.L. \qquad (4.1)$$

En la que:

Q = Capacidad máxima del pilote, en toneladas

α_2 = Coeficiente de reducción

c = Resistencia al corte no drenada qu/2, Ton/m^2

d = Diámetro del pilote en m.

L = longitud del hincado, en m.

El coeficiente de reducción α_2 es para tomar en cuenta - la alteración de la arcilla debido al hincamiento del pilote y a otros varios factores. Pueden obtenerse valores aproximados de la Fig. (4.6), puede verse enla figura que α_2 disminuye al aumentar la dureza de las arcillas en las que se hincan los pilotes (Tmlinson, 1957; Peck, 1958).

Las pruebas de carga no deben hacerse hasta que transcurran varios días después del hincado, con objeto de permitir que se desarrolle el endurecimiento, usualmente, es suficiente un intervalo de tres días, pero en arcillas puede continuar el aumento de resistencia.

Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños, formas y materiales para adaptarse a muchos requisitos especiales incluyendo lo económico. Aunque su variedad desafía las clasificaciones sencillas, pueden estudiarse desde los principales puntos de vista; que incluye, la madera, el concreto o el acero.

4.2.2.1 Pilotes de Madera

Probablemente los pilotes de madera son el tipo

que se usa mayormente en todo el mundo, proporcionan cimentaciones segu - ras y económicas, su longitud está limitada por la altura de los árboles disponibles. Son comunes los pilotes de longitudes entre 12 y 18 metros,- en tanto que longitudes mayores no pueden obtenerse económicamente en to- das las regiones; los pilotes de madera no pueden soportar los esfuerzos debido a un fuerte hincado, en ocasiones necesarios para penetrar mantos - muy resistentes, tampoco pueden hincarse en suelos de elevada resistencia, aunque estos pilotes pueden durar indefinidamente. Cuando están rodeados de un suelo saturado, están sujetos a podrirse arriba de la zona de satu- ración.

Los pilotes de madera en aguas estancadas o sala- das también están sujetos al ataque por varios organismos marinos, su de- terioro puede ser completo en unos cuantos años o en unos cuantos meses, el tratamiento químico no parece ser muy efectivo, por lo tanto, los pi - lotes de madera no deben usarse donde queden expuestos a aguas saladas, a menos que se compruebe mediante investigaciones completas.

4.2.2.2 Pilotes de Concreto

En la actualidad se dispone de una gran variedad de pilotes, entre los cuales el Ingeniero puede elegir el que mejor se - adapte a una obra determinada. Los pilotes de concreto pueden dividirse - en dos categorías principales; colados en el lugar y precolados. Al ele - gir entre la gran variedad de pilotes colados en el lugar, se necesita te- ner un conocimiento detallado de las dimensiones de los pilotes disponi - bles.

Los pilotes precolados de concreto se fabrican -

de muchas formas. Estos pilotes deben reforzarse para soportar el manejo para que estén listos para hincarse y para resistir los esfuerzos causados por el hincado.

Bajo condiciones ordinarias no están sujetos a deterioro y pueden usarse arriba del nivel de agua freática. Elevadas concentraciones de sulfato de sodio pueden producir deterioro.

4.2.2.3 Pilotes de Acero

Se utilizan mucho como pilotes los tubos de acero que usualmente se llenan de cemento después del hincado, y los perfiles de acero en H cuando las condiciones requieren un hincado violento, longitudes grandes o elevadas cargas de trabajo por pilote.

Los pilotes de perfiles de acero en H penetran en el terreno más facilmente que otros tipos, porque desalojan relativamente poco material y, porque se puede alcanzar un estrato de gran capacidad de carga a gran profundidad.

Los pilotes de acero están sujetos a corrosión. El deterioro es usualmente insignificante si todo el pilote está enterrado en una formación natural. (Ver gráfico 4.6 - página siguiente).

Fig. 4-6

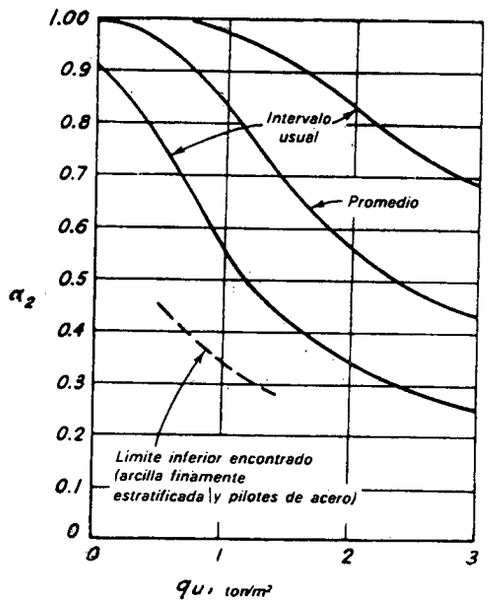


FIG. 4.6. Valores del factor de reducción α_2 para calcular la capacidad estática de los pilotes apoyados por fricción en arcillas de diferentes resistencias a la compresión simple.

4.2.3 Pozos y Arcos

Los pozos enlazados con arcos fueron muy utilizados especialmente en España como sistemas de cimientos, y aunque no se logre solucionar el problema en su totalidad, siempre que se arranquen éstas de capas de tierra muy protegidas, existe la tendencia hacia una buena solución, aunque entre pozos (vanos) existe la posibilidad de expansión.

Las grietas que aparecen con frecuencia; por lo general suelen ser verticales, debidas a los esfuerzos cortantes, y al descenso violento o rellenos sobre pozos si el suelo expansivo se controla perdiendo agua.

En caso de que esta solución se llevara a cabo, entonces

la planta del pozo debería tener una forma circular, resultando como consecuencia un macizado cilíndrico, tratando en lo posible que la superficie exterior sea lo más lisa, lo que contribuiría a que las evaciones por patinaje se faciliten.

Por otro lado si logramos formar algunos cilindros enlazados verticalmente machihembrando segmentos de hierro redondo, tanto en la cara superior e inferior con lo que obtendremos una solución aceptable.

4.2.4 Atirantados con Hierro Redondo

Estos elementos se colocan sobre caras opuestas en cimientos paralelos, los cuales son utilizados para absorber relativos empujes laterales. Atirantados que son colocados del un extremo al otro, a base de hierros redondos roscados a la mitad de la luz, para mediante tensores darles el ajuste necesario. Solución que no se considera completa ya que los atirantados han de quedar completamente enterrados, produciéndose, según transcurre el tiempo, un deterioro sucesivo y pérdida progresiva de resistencia, motivada por la oxidación, teniendose en cuenta que siempre sufrirán deterioro y corrosión por más protegidos que se encuentren.

4.2.5 Zapatas

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las zapatas que soportan una sola columna se llaman zapatas aisladas. La zapata que se construye debajo de un muro se llama zapata corrida o zapata contínua. Si una zapata soporta varias columnas se llama zapata combinada. Indudablemente las zapatas re-

presentan la forma más antigua de cimentación. Se construían de piedra - cortada y labrada a tamaños especificados. En contraste las zapatas de - mampostería ordinaria se construían con pedazos de piedra de todo tamaño unidos con mortero. Las zapatas de mampostería eran adecuadas para casi - todas las estructuras hasta que aparecieron los edificios altos con car - gas pesadas en las columnas, estas cargas requerían zapatas grandes y pe- sadas que ocupaban un valioso espacio. Con el advenimiento del concreto - reforzado estas zapatas fueron superadas casi por completo por las de con creto reforzado que son todavía del tipo dominante.

En las regiones semiáridas la profundidad mínima de las - zapatas puede depender de la mayor profundidad a la que cambios estaciona les de humedad produzcan una compresión o expansión apreciable del suelo.

Debido al potencial de expansión del suelo las cimentacio nes de zapatas se consideran inadecuadas para el apoyo del edificio, pro- bablemente ocurran grandes desplazamientos en las zapatas interiores con- forme el suelo adquiere su humedad de equilibrio debajo de la estructura terminada. Además, puede perjudicarse el comportamiento de las zapatas ex teriores por los cambios de volumen producidos por las fluctuaciones esta cionales de humedad.

4.2.5.1 Capacidad de Carga Máxima

La Fig (4.7a) representa la sección transversal de una zapata larga de ancho B, apoyada a una profundidad Df abajo de la superficie del terreno. A la cantidad Df se le llama profundidad de des - plante. Su significado en una zapata con profundidades diferentes en los dos lados se muestra en la Fig. (4.7.b). Se supone que el suelo que es - tá debajo de la base de la zapata es arcilla intacta sin defectos estruc-

turales, como superficies de deslizamiento o grietas y su grado de satura ción es prácticamente la unidad.

Si falla la zapata ilustrada en la Fig. (4.7.a), debe desalojarse hacia arriba y a la izquierda, una cuña de suelo Ocbde, como se muestra en el lado izquierdo de la figura. El peso de la cuña y - la resistencia al corte del suelo a lo largo de Ocbd tieneden a resistir la falla. No existe una teoría completamente rigurosa para calcular la ca pacidad de carga máxima bajo estas circunstancias, pero se dispone de so- luciones suficientemente aproximadas. Se supone como se ilustra a la dere cha de la Fig. (4.7.a), que la influencia del suelo arriba del nivel de - la base de la zapata puede reemplazarse por una sobrecarga uniforme γDf. La teoría y la experimentación indican entonces, que la superficie de des lizamiento consta de una sección circular Oc' y una sección recta c'b', - que forman un ángulo de 45° con la horizontal. Todas las fuerzas que ac - túan en la masa deslizante Oc' b' a' se muestran en la figura. Puede uti- lizarse la condición de que estas fuerzas deben estar en equilibrio, para evaluar la capacidad de carga máxima qd'. Las fuerzas normales que obran en la superficie de deslizamiento no pueden producir resistencia al es - fuerzo cortante por fricción, debido a la suposición de que $\emptyset = 0$. Por - otra parte, obra una resistencia al corte c (Fig. 4.8) por unidad de área a lo largo de la superficie que se opone al deslizamiento. El resultado - de la evaluación conduce a la expresión: (ver Fig. (4.7) en la página si- guiente).

Fig. 4-7

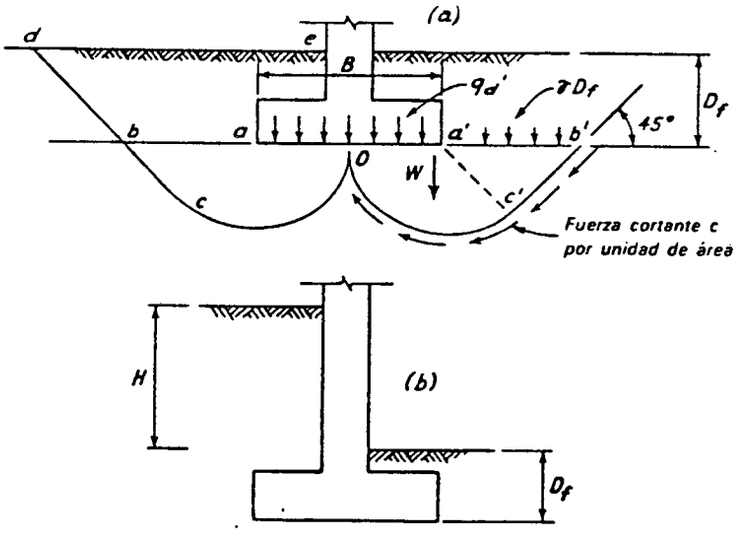


Figura 4.7. *a)* Sección transversal de una zapata larga sobre arcilla, mostrando las bases para el cálculo de la capacidad de carga máxima. *b)* Croquis para indicar D_f en zapatas con sobrecarga de diferente profundidad a cada lado.

$$qd' = cNc + \gamma Df \qquad (4.2)$$

Se define la capacidad de carga máxima neta qd, como la presión que puede aplicarse en la base de la zapata en exceso a - la existente en el mismo nivel, debida a la sobrecarga circundante; por - lo tanto :

$$qd = qd' - \gamma Df$$

y

$$qd = cNc \qquad (4.3)$$

Para hacer resultar la diferencia entre qd y qd' la última se conoce como capacidad de carga máxima global. En la ec. 4.3 Nc es un factor de capacidad de carga adimensional, que tiene, para una -

zapata larga y continua situada en la superficie del depósito de arcilla, el valor de 5.14 (Prandtl, 1920).

Fig. 4-8

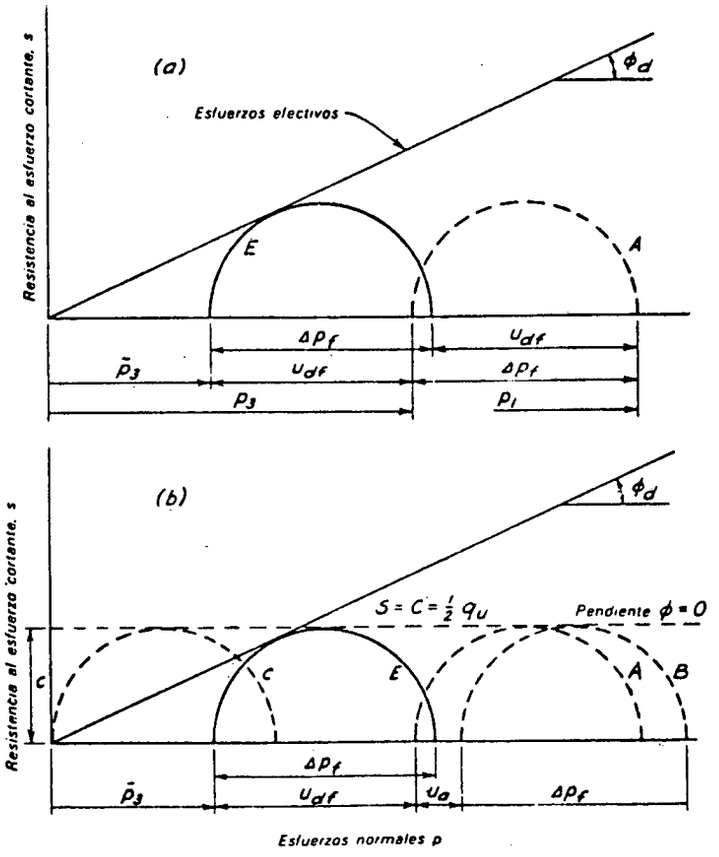


Figura 4.8. *a)* Esfuerzos efectivos y totales en la falla; pruebas *R* realizadas en suelos finos saturados. *b)* Diagrama que ilustra el concepto $\phi = 0$.

En una zapata, el valor de Nc varía algo con la relación del ancho B a la longitud L, y con el espesor de la sobrecarga Df, como se indica en la Fig. (4.9) (Skempton, 1951). Para cualquier valor dado de Df/B, la Fig (4.9), hace ver que el factor de capacidad de carga para zapatas circulares y cuadradas es aproximadamente 1.2 veces el correspondiente a una zapata larga continua. Puede utilizarse una interpo

lación lineal para las zapatas rectangulares que tengan valores interme - dios de B/L.

4.2.5.2 Presión Admisible en el Suelo

Bajo la carga muerta más las cargas vivas máxi - mas que pueden esperarse normalmente, el factor de seguridad contra la fa lla, por capacidad de carga debe ser el orden de 3. La presión admisible en el suelo qa puede, por lo tanto, tomarse como 1/3 de la presión máxima neta (ec.4.3).

Fig. 4-9

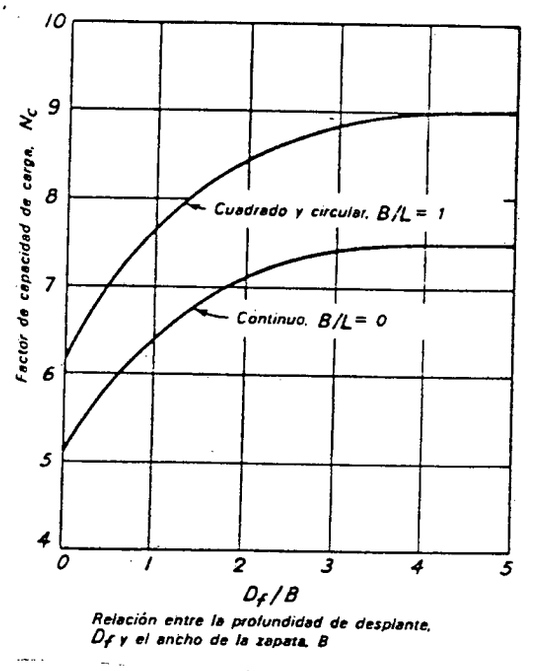


Figura 4.9. Factores de capacidad de carga para cimentaciones en arcilla bajo condiciones $\phi = 0$ (según Skempton, 1951).

$$qa = \frac{cNc}{3} \qquad (4\text{-}4)$$

o

$$qa = \frac{quNc}{6} \qquad (4\text{-}5)$$

La ec. 4.5 y los valores de Nc de la Fig. (4.9) proporcionan la base de las curvas mostradas en la Fig. (4.10). Para valores dados de la resistencia del suelo y de Df/B, la presión neta admisible en el suelo qa para zapatas contínuas puede obtenerse directamente de la gráfica. Para las zapatas rectangulares los valores de la gráfica se multiplican por (1+0.2 B/L); por lo tanto, para las zapatas cuadradas o circulares el aumento es 20 por ciento. Pueden hacerse los ajustes adecuados a los valores del diagrama para factores de seguridad con otros valores diferentes a 3.

Fig. 4-10

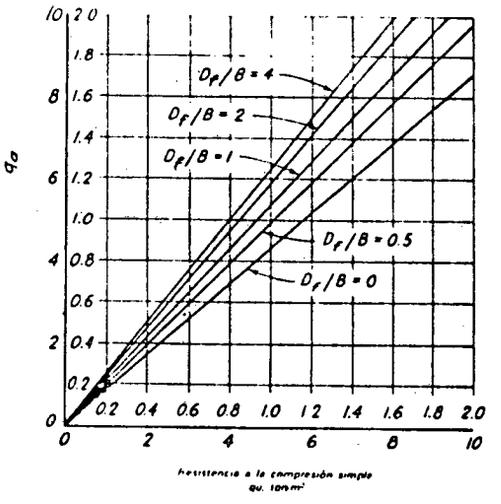


Figura 4.10. Presión admisible neta para zapatas sobre arcilla y limo plástico, determinada para un factor de seguridad de 3 contra falla por capacidad de carga (condiciones $\phi = 0$). Los valores del diagrama son para zapatas continuas (B/L = 0); para zapatas rectangulares, multipliquense los valores por 1 + 0.2 B/L; para zapatas cuadradas y circulares, multipliquense los valores por 1.2.

La relación del espesor de la sobrecarga al ancho de la zapata comúnmente es menor de 1. La Fig. (4.10) revela que, bajo estas condiciones, la presión neta admisible es aproximadamente igual a la resistencia a la compresión simple de la arcilla.

Debido a las variaciones que ocurren normalmente, aún en los depósitos de arcilla relativamente uniformes, el valor de qu en la ec. 4.5 o en la Fig. (4.10), debe representar el promedio en una profundidad B abajo de la zapata. La resistencia a la compresión simple debe determinarse a intervalos de 15 cm.en la dirección vertical. Puede determinarse la resistencia de algunas de las muestras, si el técnico es experimentado, pero deberá probarse cuando menos una de cada cinco. Si, por otra parte, la arcilla no es uniforme y existe un estrato blando situado dentro de una profundidad B, abajo de la base de la zapata, la resistencia del estrato blando determinará el factor de seguridad del elemento.

Si la resistencia del suelo disminuye con la profundidad, la seguridad de una zapata grande puede ser mucho menor que la de una pequeña. Además, bajo estas condiciones, solo pueden usarse la ec. 4.5 y las curvas de la Fig. (4.10) para elegir la carga de seguridad de una zapata individual, si la zapata está tan alejada de su vecina, que los esfuerzos en el subsuelo, ya no son influidos significativamente por dichas vecinas. Si en el subsuelo existen uno o más estratos blandos o una profundidad incluso mayor que B, debe hacerse un cálculo para determinar si la presión en la frontera superior de cualquiera de los estratos blandos excede del valor de seguridad para el estrato. Si lo hace, debe modificarse el proyecto.

4.2.6 Losas de Hormigón Armado

4.2.6.1 Capacidad de Carga Máxima

La presión máxima neta que puede soportar el suelo debajo de una losa, en un depósito grueso de arcilla puede obtenerse

de la misma manera que para las zapatas (4.2.5.1). La cantidad qd en la ec.4.3, es la presión a la elevación del lecho inferior de la losa, en exceso de la ejercida por la sobrecarga circunvecina. De la misma manera, en la ec.4.5 y en la Fig (4.10), qa es la presión neta en el suelo. Al aumentar la profundidad de la excavación, la presión que puede aplicar con seguridad el edificio, se aumenta proporcionalmente. Esto puede lograrse aumentando el número o profundidad de los sótanos. Por otra parte, el área de la losa, en general no puede aumentarse apreciablemente con la intención de reducir la presión en el suelo, porque no es factible extenderla más de unos cuantos metros fuera del mismo edificio. Por lo tanto si se va a construir una losa en un solar situado sobre una arcilla demasiado blanda para que proporcione apoyo al nivel normal del sótano, el único método práctico para proporcionar el factor de seguridad adecuado consistente en bajar la profundidad de cimentación.

4.2.6.2 Presión Admisible del Suelo

Al determinar las dimensiones de las zapatas en arcilla (4.2.5), la capacidad de carga máxima neta se dividió por el factor de seguridad para obtener una presión admisible neta. Para un factor de seguridad igual a 3, este procedimiento da por resultado las ecuaciones: 4.4 y 4.5 y la Fig. (4.10). Los mismos principios son aplicables a losas en arcilla. Por lo tanto, puede expresarse el factor de seguridad en función de la presión en el suelo como:

$$F = \frac{cNc}{qb - \gamma Df} \qquad (4.6)$$

Donde qb es la presión global en el suelo o presión de contacto producida en la base de la losa por el peso del edificio y por la carga viva, y que, en el denominador de la ec. 4.6 se reduce a una presión neta restando el peso de la sobrecarga circunvecina, γDf.

De acuerdo con la ec. 4.6, el factor de seguridad es muy grande para losas desplantadas a profundidades en que γDf es aproximadamente igual a qb. Cuando estos términos son iguales se dice que la losa está "totalmente compensada". El factor teórico de seguridad contra la falla del subsuelo bajo esta circunstancias es infinito, siempre que no haya incertidumbre en la estimación de las cargas o en la acción de γDf. Sin embargo, aún si γDf es completamente efectivo, un aumento en la presión global del suelo qb, posiblemente causado por cargas adicionales imprevistas en la cimentación, reduce el grado de compensación; además, la disminución en el factor de seguridad está fuera de proporción con el aumento en las cargas. La ec.4.6, demuestra también, que un error en la estimación del peso de la estructura, o en la carga viva tiene mayor influencia en el factor de seguridad para una arcilla débil que para una resistente.

Como para las zapatas en arcilla (4.2.5), el factor de seguridad contra falla de una arcilla debajo de una losa no debe ser menor que 3 bajo cargas normales, ni menor que 2 bajo las mayores cargas posibles. Así, en este caso usarse la Fig. (4.10) para obtener la presión neta admisible en el suelo. Los valores de la Fig. (4.10) pueden multiplicarse por las relaciones adecuadas para convertir las presiones a las correspondientes a factores de seguridad diferentes de 3. Como Nc y, en consecuencia la presión admisible en el suelo sufren algo la influen -

cia del espesor de la sobrecarga, la determinación de Df para la compensación parcial necesaria para obtener un cierto factor de seguridad, hablando estrictamente, debe hacerse con un procedimiento de tanteos. Sin embargo, el primer tanteo basado en una relación Df/B supuesta, es de ordinario suficientemente aceptable.

CAPITULO QUINTO

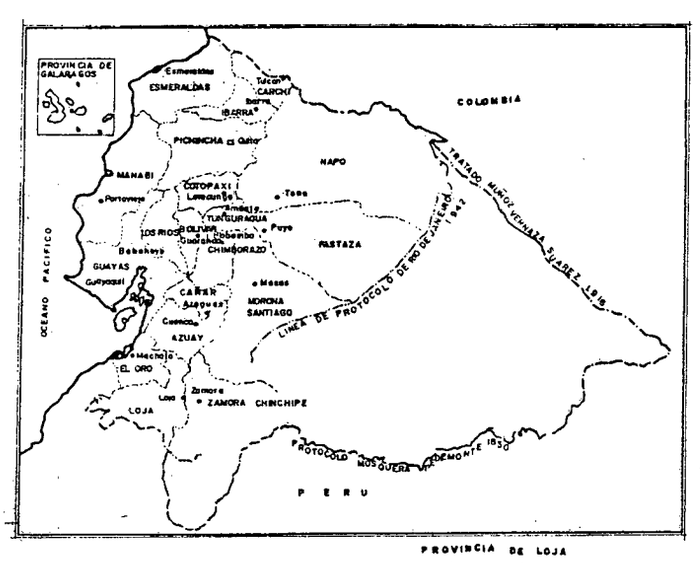
ESTUDIO DE LOS PROBREMAS DE CIMENTACION EN EL SECTOR URBANO DEL CANTON CATAMAYO

5. ESTUDIO DE LOS PROBLEMAS DE CIMENTACION EN EL SECTOR URBANO DEL CANTON CATAMAYO

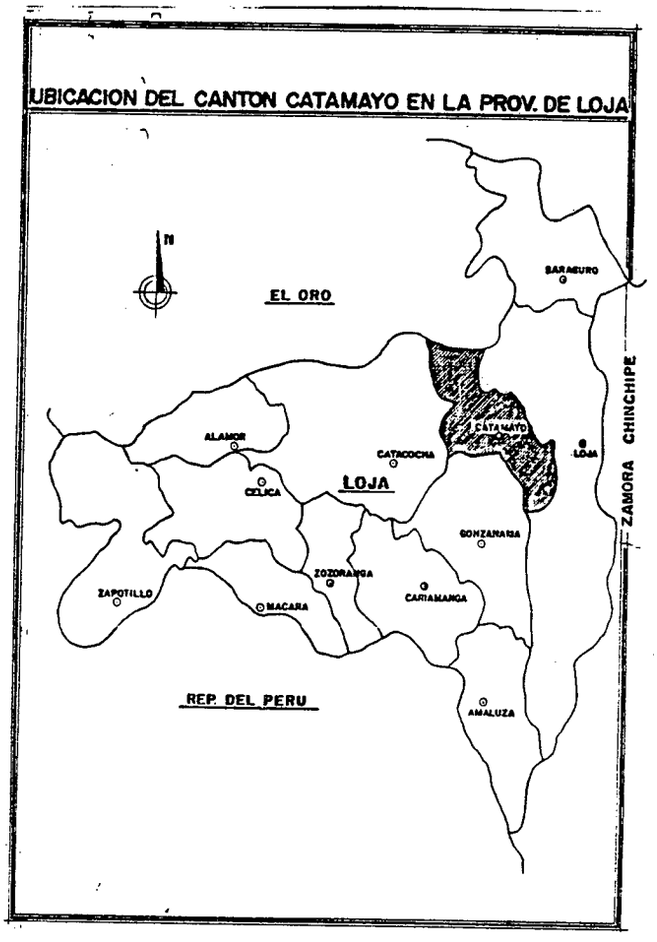
5.1 SITUACION GEOGRAFICA

La provincia de Loja, se encuentra ubicada al sur del Ecuador - (Ver mapa 5-1) y entre sus cantones se encuentra el cantón Catamayo (mapa 5-2), hacia el oeste de su cabecera provincial.

MAPA 5-1



MAPA 5-2

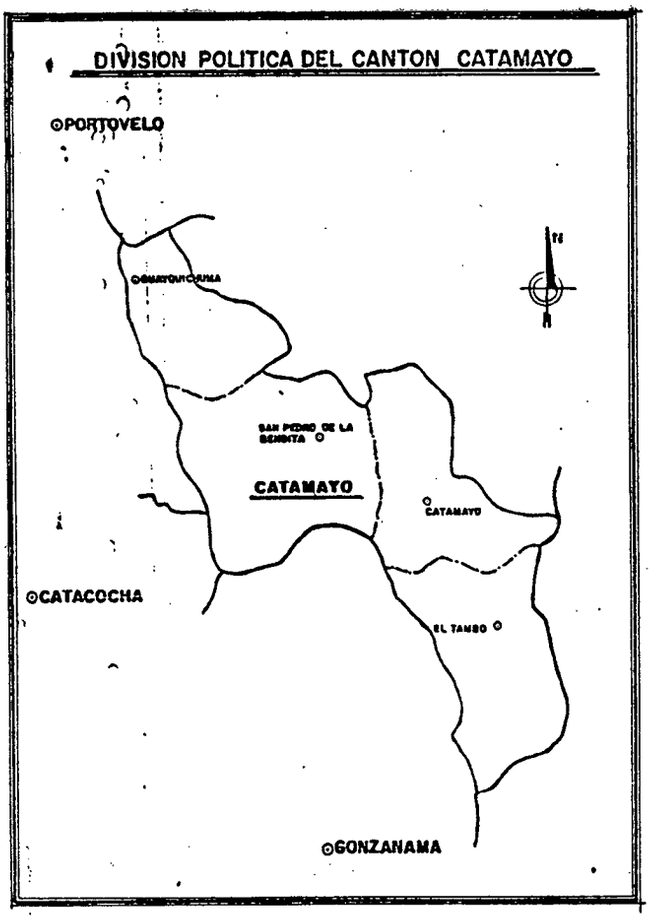


. Se encuentra limitado: al norte por el cantón Portovelo, al sur por el cantón Gonzanamá, al este por el cantón Loja y al oeste por el cantón Paltas (mapa 5-3)

Su cabecera cantonal es Catamayo (La Toma) y se divide políticamente en cuatro parroquias: El Tambo, San Pedro de la Bendita, Guayquichuma y Catamayo (mapa 5-3).

Su área cantonal es homogénea, con características sociales, políticas y de desarrollo entre sí, se encuentran integradas por sus siste-

MAPA 5-3



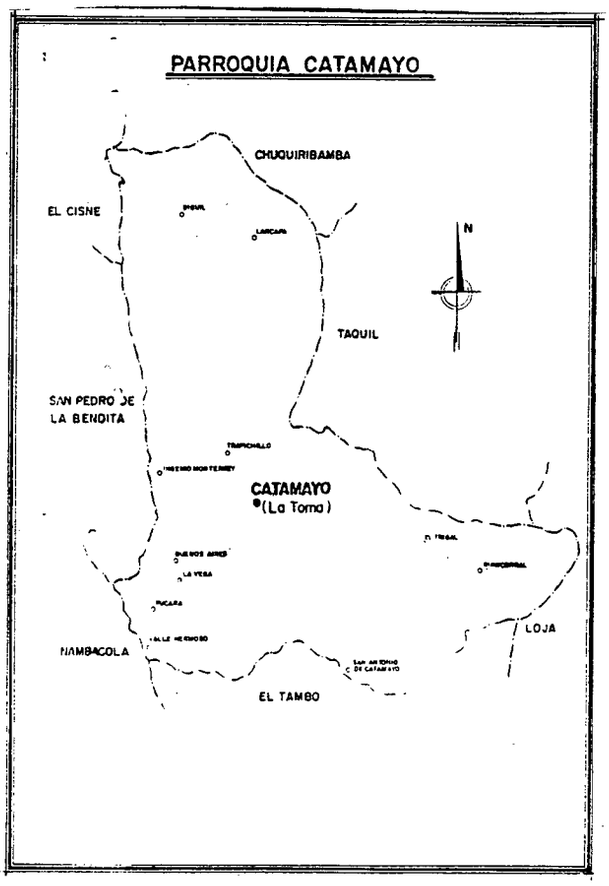
mas de comunicación y transporte, generando flujos de bienes y servicios y todo tipo de recursos económicos.

5.2 SITUACION LOCAL

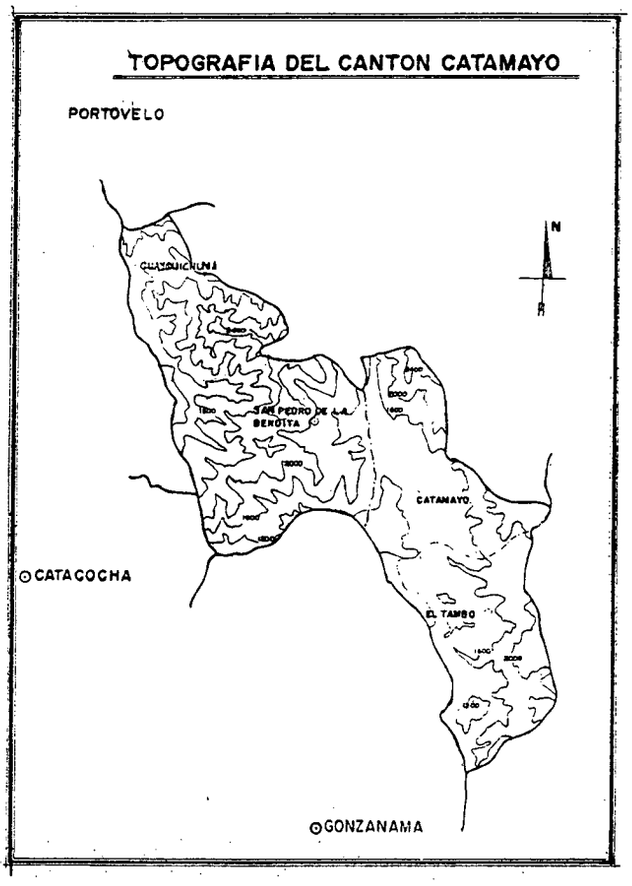
La parroquia Catamayo se encuentra localizada en el valle de su mismo nombre, es un sistema encajonado entre montañas; hacia el oriente y occidente se halla El Villonaco y Las Chinchas respectivamente, hacia el norte están las de Chuquiribamba, y, al sur las derivaciones de la cordillera de Santa Rosa.

En toda su extensión apenas se levantan collados de poca altura

y hacia los bordes del valle (mapas 5-4 y 5-5).



MAPA 5-4



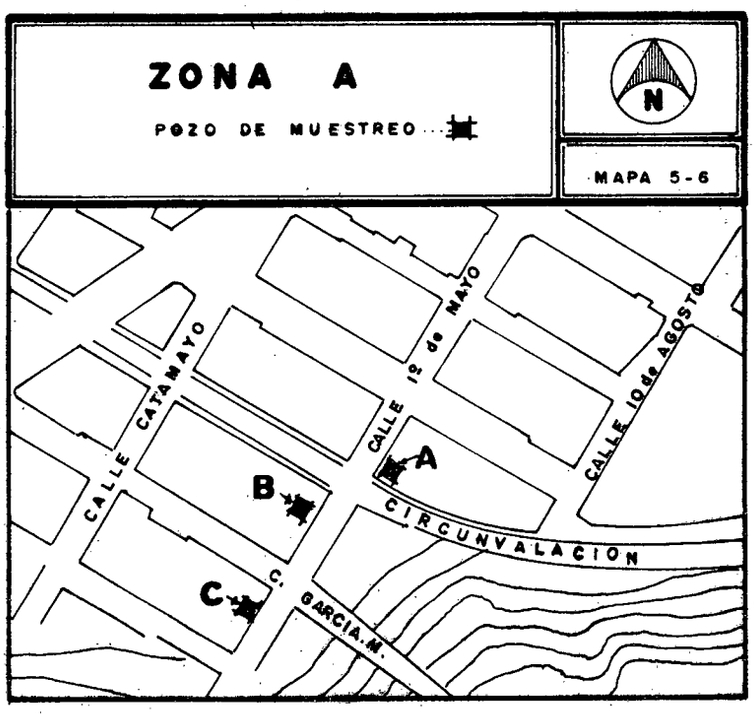
MAPA 5-5

El sector urbano de Catamayo (mapa 5-a) está localizado entre - las coordenadas geográficas:

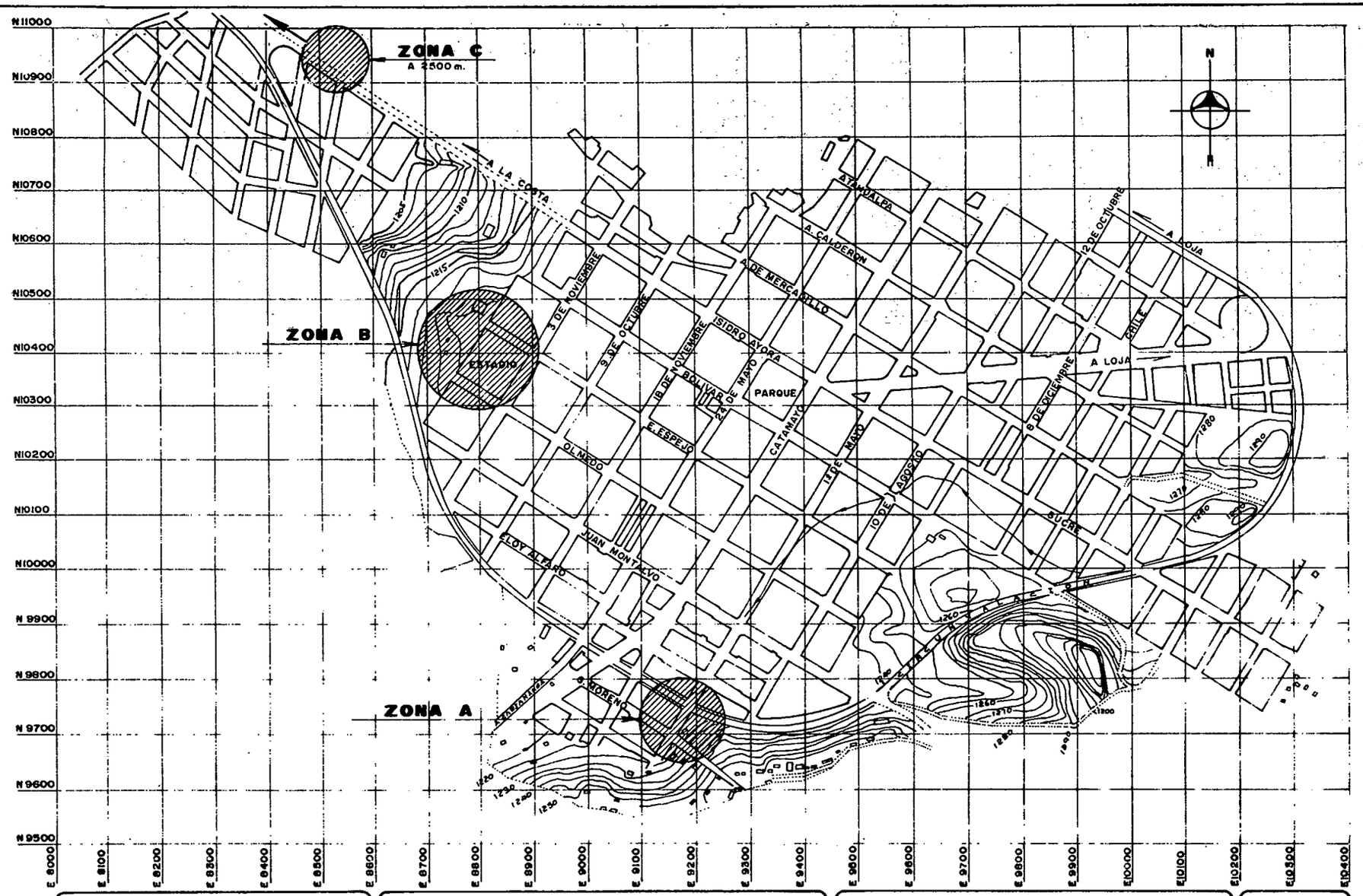
Longitud	79°	21'	00'	W
Latitud	04°	00'	00"	S
Elevación	1.238 m.s.n.m.			

Para la realización de nuestra investigación "Estudio de Suelos Arcillosos" se ha elegido tres sectores para la toma de muestras (que en el capítulo VI se indicarán los procedimientos y profundidades recomendadas), por considerar a nuestro criterio que presentan problemas de cimentación. De este particular se hablará detenidamente en el acápite 5.6.Por otra parte porque consideramos que en un futuro cercano constituirán zonas de gran desarrollo urbanístico y de la construcción. Sectores que denominaremos así: Zona A, Zona B y Zona C.

Zona A: ubicada en la calle 1ro. de Mayo entre Avenida de Circunvalación y calle García Moreno (mapa 5-6).



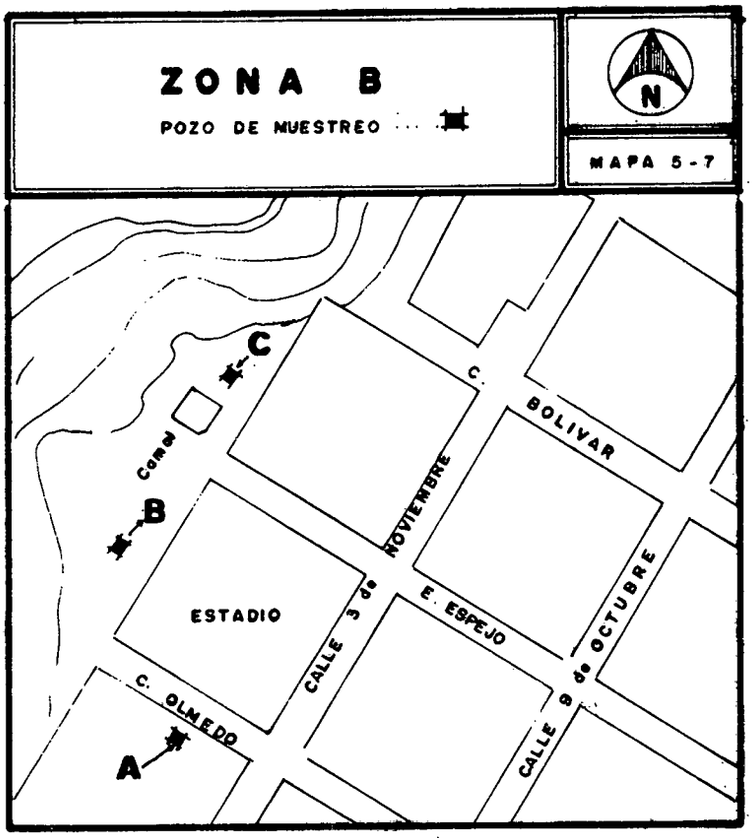
MAPA 5-6



OBJETO: TESIS DE GRADO FUENTE: PREDESUR	ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE CATAMAYO PROYECTO PLAN DE ORDENAMIENTO URBANO DE LA CIUDAD DE CATAMAYO	CONTIENE: UBICACION DE ZONAS DE MUESTREO ESCALA / FECHA / DIBUJO FEBRERO 2 86 F.M. - C.G	MAPA 5a

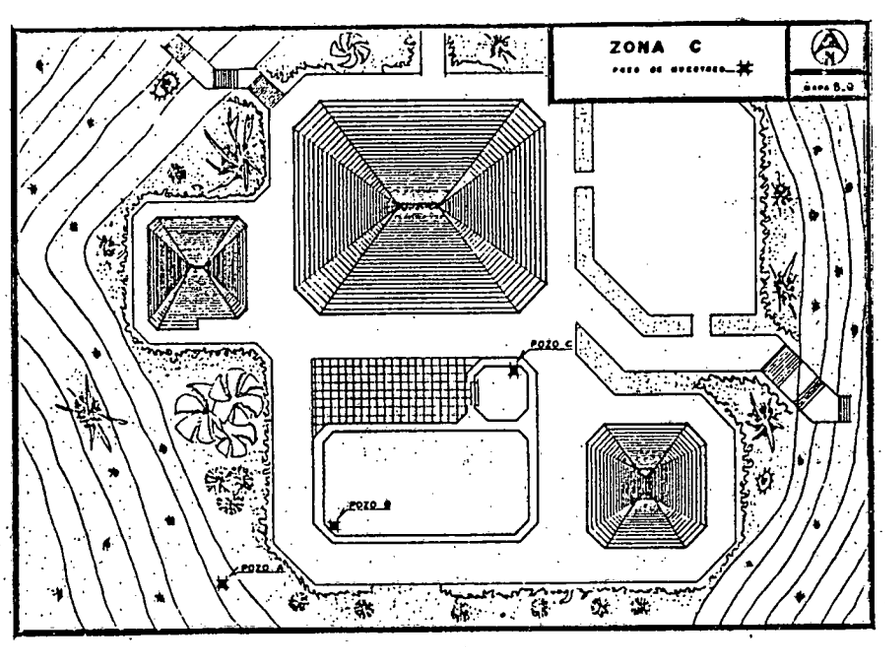
ZONA B: ubicada en las calles 3 de Noviembre, Olemdo y Eugenio - Espejo. Sector del Estadio y Camal (mapa 5-7).

MAPA 5-7



ZONA C: Area destinada a la urbanización y centro de recreación- de los empleados del Banco Central, Sucursal Loja (mapa 5-8)

MAPA 5-8



5.3 CONDICIONES METEOROLOGIAS

5.3.1 Aspectos Climáticos

5.3.1.1 Temperatura

En el valle de Catamayo se observa que no existe variaciones de altitud, lo que determina que el clima sea prácticamente - estable. Su temperatura promedio anual es de 22.52°C, según datos estadísticos calculados y tomados de las publicaciones del Instituto de Meteorología (cuadro 5-1), del cual se deduce que en los meses de: agosto a diciembre su temperatura es máxima; y, en los meses de febrero y marzo su - temperatura es mínima (figura 5-1).

CUADRO 5-1

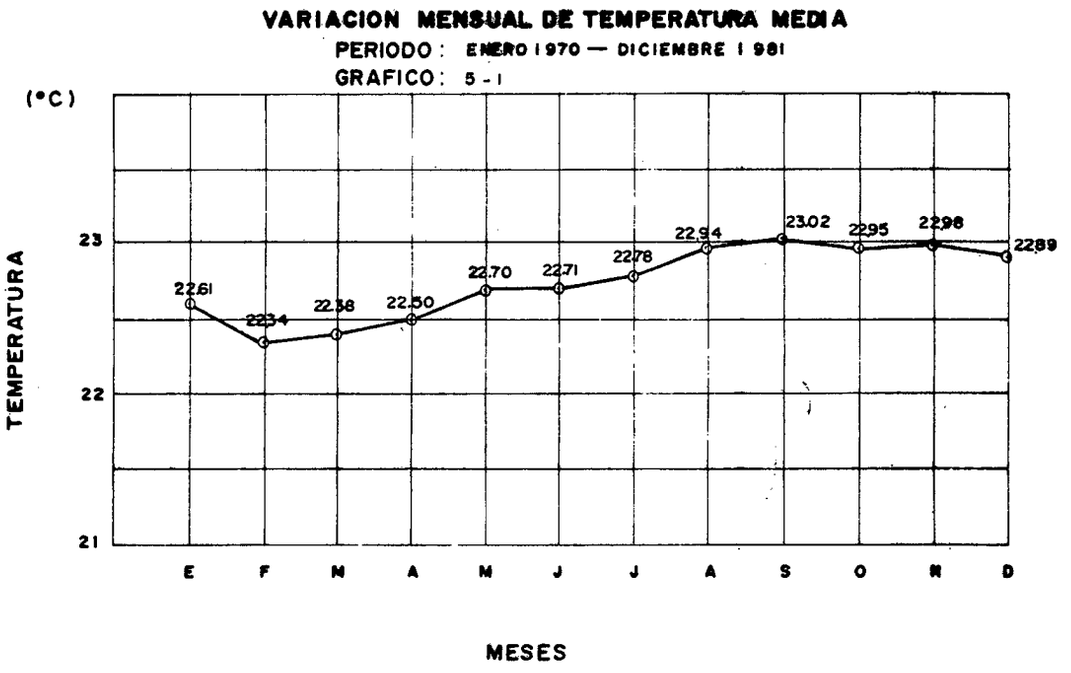
TEMPERATURA (°C)

PERIODO: ENERO 1.970 - DICIEMBRE 1.981

ESTACION: Catamayo LONGITUD: 79°21'00"W LATITUD: 04°00'00"S ELEV. 1238 mts. s.n.m.

AÑO	ENERO	FEBR.	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST.	SEPT.	OCT.	NOV.	DICIEM.	PROM. AÑO
1.970	23.10	23.20	23.50	24.20	23.20	23.40	23.50	23.70	23.70	23.70	23.30	23.70	23.52
1.971	17.20	16.80	16.80	16.40	17.60	17.70	18.40	18.20	18.20	18.30	17.90	17.90	17.62
1.972	23.40	23.60	22.60	23.50	24.10	24.00	24.30	24.90	25.20	25.20	24.60	24.90	24.19
1.973	25.20	24.80	25.20	24.60	24.30	24.10	24.20	23.90	23.90		24.30	22.90	
1.974	23.80	22.70	22.60	23.50	23.50	23.50	23.00	24.10	23.40	23.10	23.40	23.20	23.32
1.975	23.30	22.00	22.90	23.20	23.20	22.60	22.50	22.80	23.30	22.90	23.30	23.10	22.93
1.976	22.90	22.70	23.80	23.50	23.40	23.60	23.90	23.60	24.10	24.10	24.30	24.20	23.68
1.977	23.80	23.60	23.80	23.40	23.80	23.80	23.90	23.60	23.80	24.20	23.80	24.40	23.83
1.978	18.40	18.50	17.90	17.80	19.00	18.40	18.60	19.00	19.00	19.50	19.00	18.40	18.63
1.979	23.20	23.60		23.20	23.00	23.30	23.70	23.90	23.30	23.50	24.20	24.20	
1.980	24.10	23.00	23.60	23.40	24.20	24.40	23.90	23.90	24.40	23.60	23.70	23.70	23.83
1.981	23.00	23.60	23.50	23.30	23.10	23.70	23.50	23.70	23.90	24.30	23.90	24.10	23.63
PROM.	22.61	22.34	22.38	22.50	22.70	22.71	22.78	22.94	23.02	22.95	22.98	22.89	

FIGURA 5-1



5.3.1.2 Precipitación

Considerando los valores pluviométricos de las estaciones aledañas se establece claramente que en los meses de febrero y marzo la precipitación es máxima; y, de los meses de mayo a noviembre, su precipitación es casi nula (figura 5-2).

Las precipitaciones en forma general se pueden acotar que no excesivas en el área, y el período de lluvias (cuadro 5-2), es de enero a abril, registrándose un promedio anual de 377.25 mm.

De acuerdo con los datos registrados de precipitación y temperatura, se puede deducir que la evapotranspiración es prácticamente toda la lluvia.

CUADRO 5-2

PRECIPITACION REGISTRADA

PERIODO: ENERO DE 1.966 — DICIEMBRE DE 1.982

ESTACION: Catamayo LONGITUD: 79° 21' 00" W LATITUD: 04° 00' 00" S ELEVACION: 1.238 mts. s.n.m.

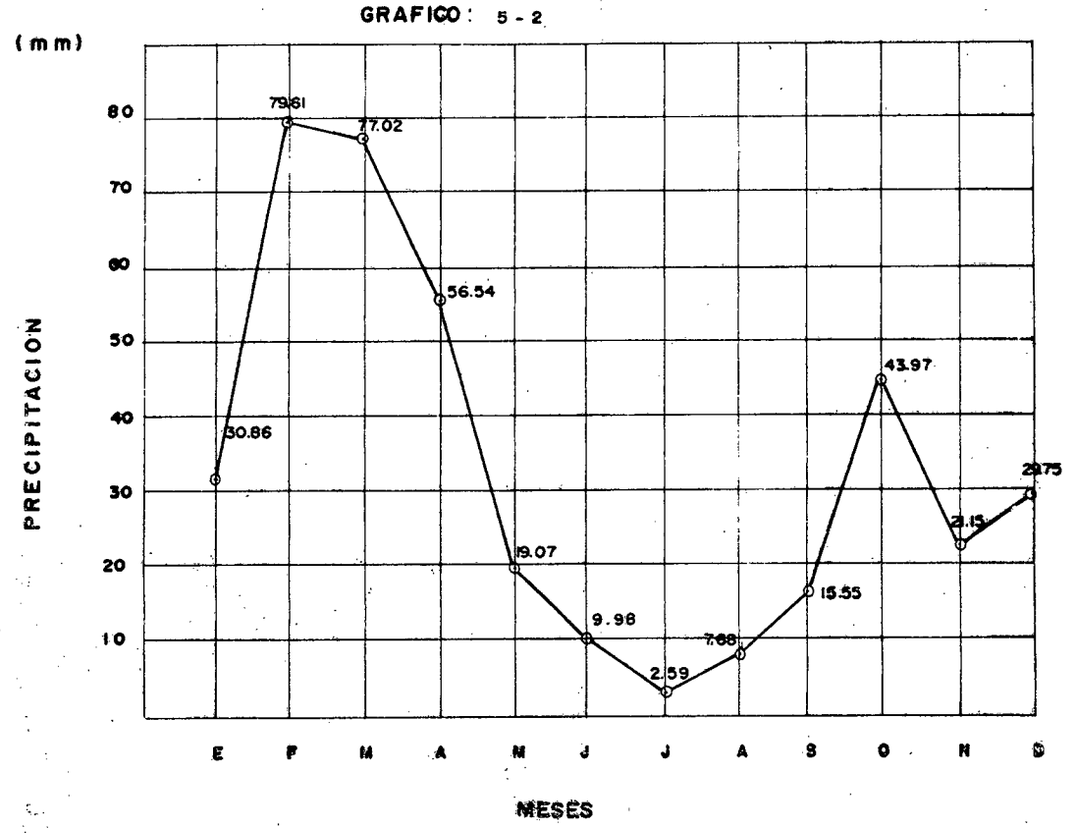
AÑO	ENERO	FEBRER.	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTU.	NOVMBR.	DICMBR.	TOTAL ANUAL
1.966	2.0	11.0	76.4	7.0	24.3	0.0	0.1	0.0	2.6	44.0	0.0	10.3	177.70
1.967	2.4	10.3	32.0	15.4	8.7	3.6	16.3	3.7	13.1	80.5	19.3	3.7	300.00
1.968	36.50	29.3	113.3	41.3	2.4	10.9	1.3	7.6	18.4	38.0	5.5	12.4	311.50
1.969	38.3	76.0	29.7	124.8	9.7		0.0		56.20	60.5	53.7	40.0	
1.970		47.7	35.1	10.0	29.0	2.4	0.0	13.9	19.0	44.2	47.6	16.8	
1.971	27.3	63.8	104.3	37.0	18.4	38.6	4.5	5.7	13.8	52.6	9.7	37.7	413.40
1.972	65.4	69.8	134.5	60.3	8.2	4.5	0.0	0.0	0.0	53.0	50.8	74.8	521.30
1.973	11.1	100.1	75.6	116.3	22.8	52.5	7.9	12.6	31.5		13.0	56.4	
1.974	13.7	148.1	126.1	0.0	0.0	9.1	0.8	8.3	7.4	57.0	32.0	37.3	439.80
1.975	14.8	236.9	88.1	45.6	45.6	28.3	10.4	20.6	0.0	93.4	16.0	5.4	605.10
1.976	65.3	97.9	43.1	80.1	19.7	1.9	0.0	4.8	9.7	3.1	5.1	33.3	364.00
1.977	30.8	17.5	0.8	49.7	0.0	2.7	0.0	8.8	49.7	54.5	0.0	15.2	229.70
1.978	18.1	17.5	104.9	63.4	59.3	0.9	0.8	0.8	7.2	1.6	1.8	5.2	281.50
1.979	22.9	125.1		72.5	39.0	1.3	0.0	28.3	22.8	0.0	0.4	15.7	
1.980	66.9	76.8	81.8	113.2	1.3	2.6	0.5	0.0	1.8	53.3	58.1	59.7	516.00
1.981	48.7	49.7	125.7	41.6	11.1	0.1	1.1	7.8	0.0	23.7	5.5	52.1	367.10
1.982	29.6	90.3	61.1	82.7	24.8	0.3	0.3	0.0	11.3	44.2	41.1		
TOTALES	493.80	1353.40	1232.50	961.30	324.30	159.70	44.00	122.90	264.50	703.60	359.60	476.00	4527.10
PROMEDIO	30.86	79.61	77.03	56.54	19.07	9.98	2.59	7.68	15.55	43.97	21.15	29.75	377.25
MINIMA	2.00	11.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.70	

FIGURA 5-2

VARIACION MENSUAL DE PRECIPITACION MEDIA

PERIODO: ENERO 1.966 — DICIEMBRE 1.982

GRAFICO: 5 - 2



5.3.1.3 Ecología

De acuerdo al Sistema de Clasificación Ecológica de HOLDRIDGE, existen las siguientes formaciones:

Bosque seco Montano Bajo (bs-MB)

- Vegetación:

  Mataperro (Solanum marginatum)

  Cucharillo (Embrolium grandiflorum)

  Vainillo (Calsapingo sp)

  Arabisco (Leonicera pubences

Bosque espinoso Pre Montano (be-PM)

- Vegetación:

  Faique (Acacea macracantha)

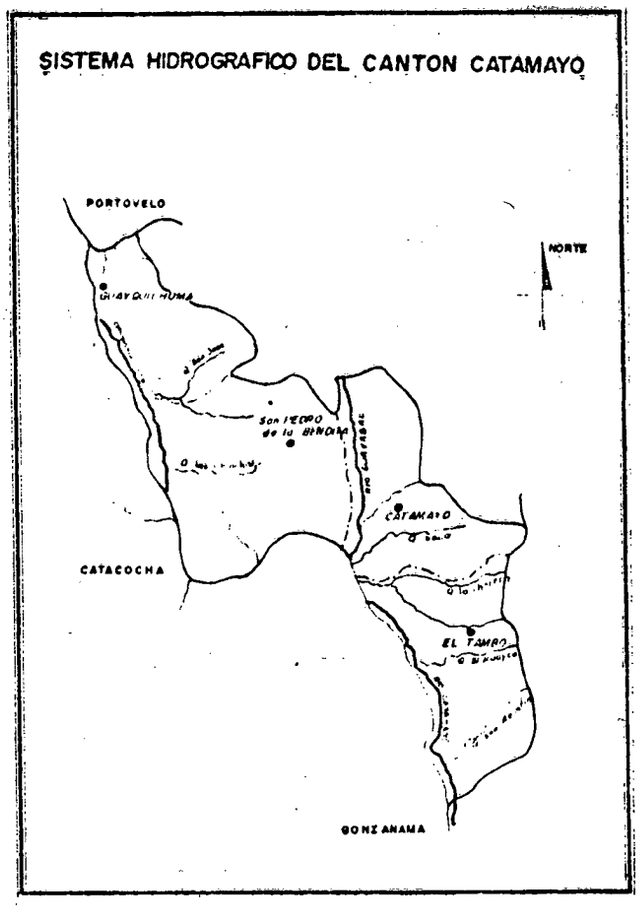
  Algarrobo (Prosopis silflora)

5.3.1.4 Recursos Hídricos

El principal río del área es el Catamayo, éste en su origen tiene el nombre de Palmira, el que es alimentado por los ríos Zumbacola, Yangana y Masanamaca, los cuales forman el Piscobamba. Este más al norte toma el nombre de Solanda en el cual desembocan las quebradas de Guatuche y Las Cochas. Al mismo río afluyen el río Vilcabamba que nace en las estribaciones orientales y que a la vez se forma por la unión de los ríos Chamba y Udrina (mapa 5-9).

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

MAPA 5-9



5.4 BOSQUEJO GEOLOGICO

5.4.1 Estatigrafía

El área de Loja se encuentra en la sierra austral del Ecuador. El valle de Catamayo es cálido y seco, el mismo que geológicamente está formado por rocas metamórficas y volcánicas, están intruidos por cuerpos graníticos y sedimentos terciarios que ocupan la cuenca de Loja y Catamayo.

5.4.1.1 Formación Sacapalca (Palioceno)

Consiste en lavas andesíticas con capas piroplásticas intercaladas; y, rellena una fosa tectónica de cerca de 15 kilómetros de ancho, la misma que se extiende con dirección sur hacia la frontera con el Perú.

Las lavas son adensitas porfiríticas de colo café castaño o gris, en contraste con las andesitas verdes de la formación Piñón. Son ricas en fenocristales de andesita, labradorita con sonado oscilatorio.

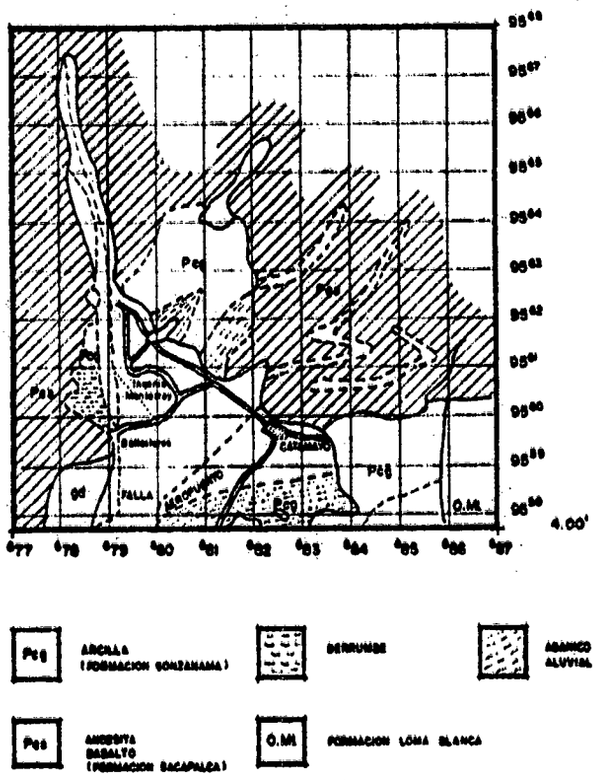
Los minerales máficos incluyen Enstatita, Hipersthena, Augita y raramente Hornblenda. Las lavas son basálticas en parte. - Los piroplásticos son tobos andesíticas con tobas aglomeráticas y aglomerados subordinados, son de color castaño, amarillo y gris y compuestos de fragmentos ilíticos de formas vítreas.

El espesor de la formación Sacapalca es desconocido debido a que el afloramiento está limitado por fallas.

5.4.1.2 Formación Gonzanamá (Palioceno)

Está confinada la cuenca del Catamayo, la formación principalmente es Lutitas verdes, moradas y castañas, que contienen cristales dispersos de Selenita. También se señalan capas de tobas y Diatomita. Más allá de estos límites la formación contiene sedimentos clásticos gruesos y volcánicos andesíticos. Descansa esta formación discordantemente sobre la formación Sacapalca (mapa 5-10).

MAPA 5-10



ARCILLA (FORMACION GONZANAMA)

DERRUMBE

ABANICO ALUVIAL

ANDESITA BASALTO (FORMACION SACAPALCA)

O.M. FORMACION LOMA BLANCA

MAPA GEOLOGICO

CANTON CATAMAYO

TOMADO DE :
HOJA CT N VI-F , 3782 DEL INSTITUTO GEOGRAFICO MILITAR 1978

5.5 EVALUACION ESTADISTICA DE LOS DAÑOS EXISTENTES EN EL CENTRO URBANO DEL CANTON CATAMAYO

Debido a las características y el comportamiento que se ha encontrado al investigar el suelo en el sector de Catamayo y por ser de interés para el tratamiento de los problemas que ocasionan las arcillas expansivas en las construcciones de obras civiles.

Presentamos secuencias gráficas tomadas en las tres zonas que sirven de base para la elaboración de nuestro estudio, modesta investiga-

ción que ha recibido el aporte de profesionales de nuestro medio, y a la intensa investigación realizada por ingenieros y estudiantes de otras latitudes del país, las mismas que han sido de una importante ayuda. Gráficas que nos indican la magnitud de las fallas y el comportamiento de estos suelos.

Con la ayuda del adelanto tecnológico se ha podido conocer más a fondo el comportamiento de estas arcillas donde su mayor problema radica en el control de la expansión y asentamiento, tal como se puede observar en las fotos 1 a 22, las mismas que muestran los efectos nocivos sobre una obra civil, como por ejemplo, fallas parciales, agrietamientos, desplazamientos laterales y asentamientos diferenciales.

El examen del comportamiento de las construcciones vecinas nos puede indicar el grado de peligrosidad de un suelo.

Debido a la extensión grande en el sector urbano de la ciudad de La Toma se ha procurado al iniciar este trabajo en observar previamente las características y las fallas existentes para su respectiva zonificación, que a nuestro juicio presenta problemas, especialmente en las edificaciones con materiales tradicionales como: adobe y ladrillo y por otra parte dificulta el hacer el análisis estadístico por cuanto al momento existe la tendencia a utilizar estructuras de hormigón armado, las cuales no presentan mayores problemas, a no ser por pequeñas fisuras en sus paredes, indicando de esta manera un comportamiento adecuado.

Para poder indicar los problemas en las zonas estudiadas y por tener similitud a los problemas observados, indicaremos la clasificación del subsuelo según su expansibilidad.

5.5.1 Clasificación del Subsuelo según su Expansibilidad

CLASE	DENOMINACION	DESCRIPCION
1	No expansivo	Suelos inertes o arcillas en climas siempre húmedos y con un nivel freático muy alto y constante. Presión de expansión: 0.00-0.2 kg/cm2.
2	Poco o medianamente expansivo	Suelos moderadamente arcillosos y arcillas, clima con la estación seca algo prolongada, variaciones moderadas en el nivel freático. Presión de expansión: 0.2-0.50 kg/cm2. Daños típicos: rotura y levantamientos en forma de cúpulas de aceras y encementados; rotura de cercas y paredes de cerramiento.
3	Expansivo	Suelos arcillosos en climas severos con temporada seca prolongada e intensa. Cambios notables en el nivel freático. Presión de expansión: 0.5-1.0 kg/cm2. Daños típicos: idénticos a los de la clase 2 con levantamientos diferenciales; rotura de paredes, pisos y cañerías en edificios; daños estructurales leves.
4	Altamente expansivos	Arcillas en clima árido con lluvias durante una corta temporada. Variaciones muy grandes el nivel freático. Presión de expansión: mayor que 1.0 kg/cm2. Daños típicos: idénticos a los de la clase 3 más daños estructurales graves. El suelo puede colapsar por pérdida de resistencia al corte.

ZONA A

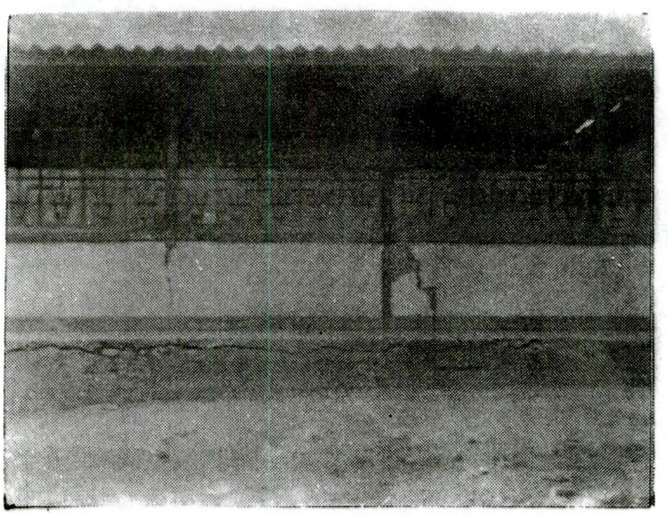


Foto # 1

Zona A
Escuela Eliseo Arias
- Rotura de paredes y agrietamiento de acera

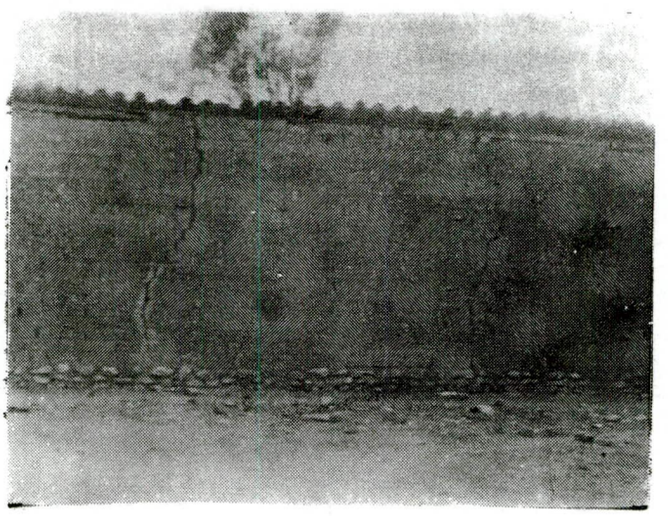


Foto # 2

Zona A
- Casa de adobe
- Rotura de paredes (2-6 cm.)

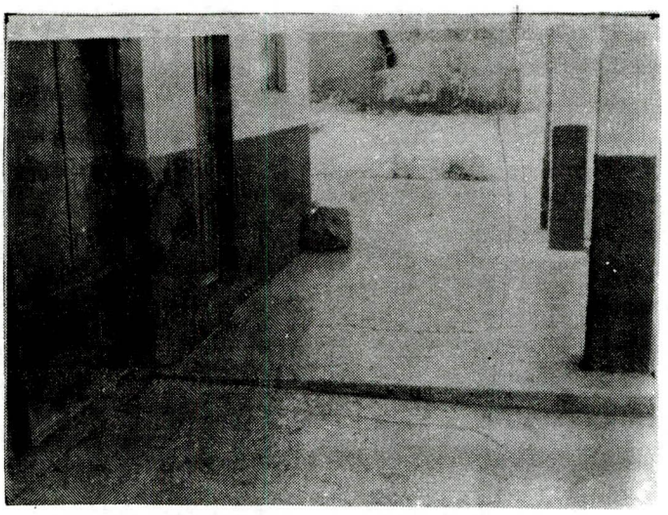


Foto # 3

Zona A
- Agrietamiento en pisos

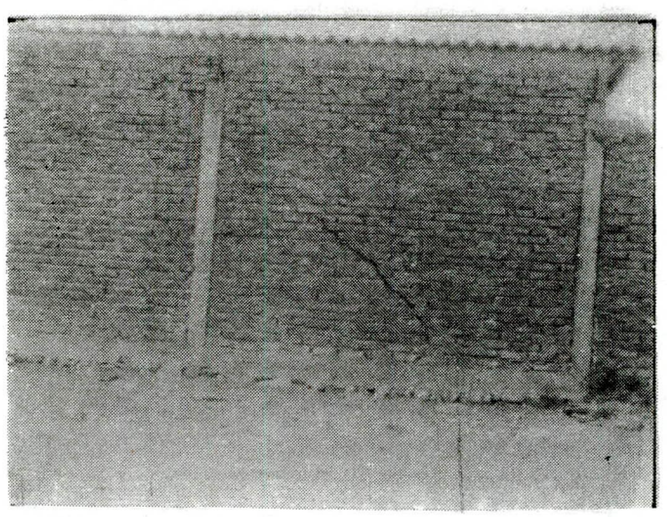


Foto # 4

Zona A
- Falla en mamposteria de ladrillo
- Fisura en cabeza de Columna de H°A°

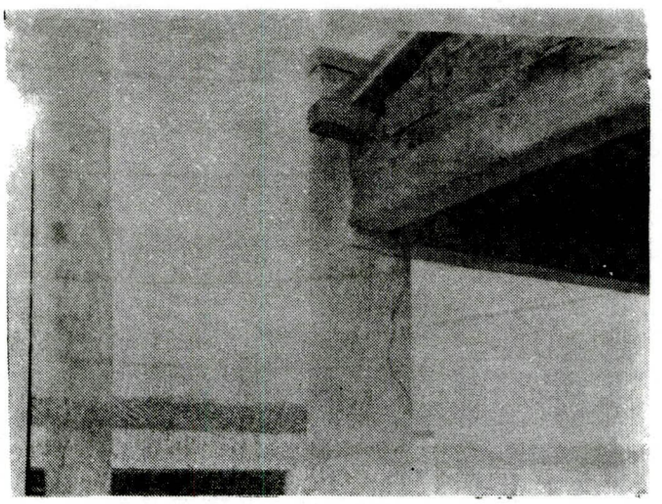


Foto # 5
Zona A
- Rotura de Columnas

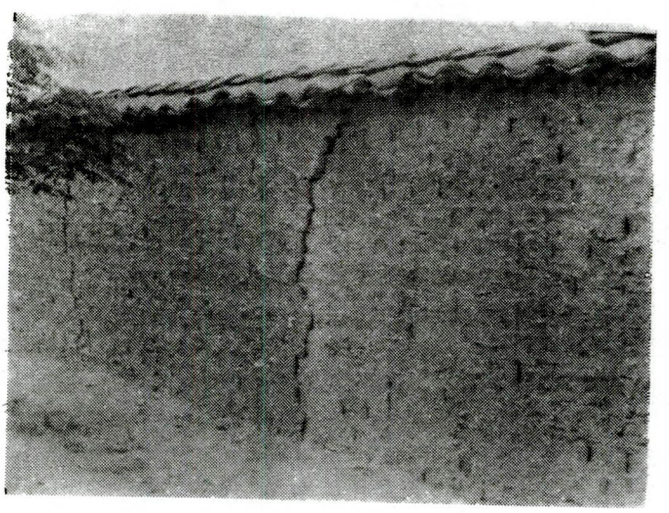


Foto # 6
Zona A
- Agrietamiento en pared de adobe en cerramiento

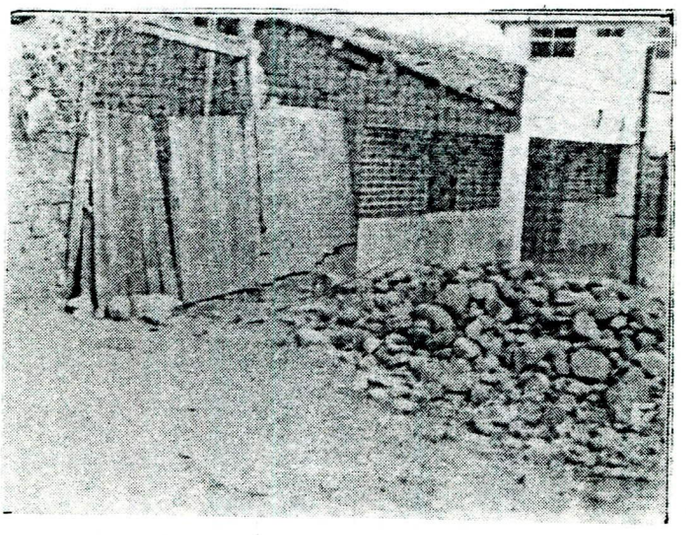


Foto # 7
Zona A
- Rotura horizontal de pared de ladrillo.

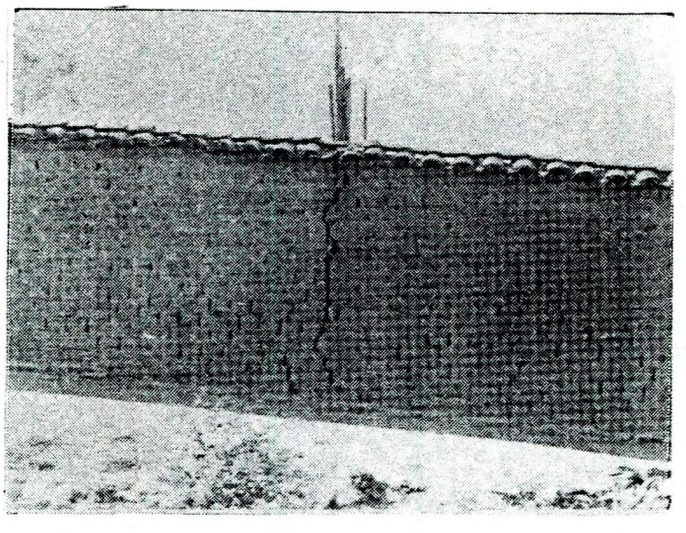


Foto # 8
Zona A
- Agrietamiento en mampostería de adobe (cerramiento)

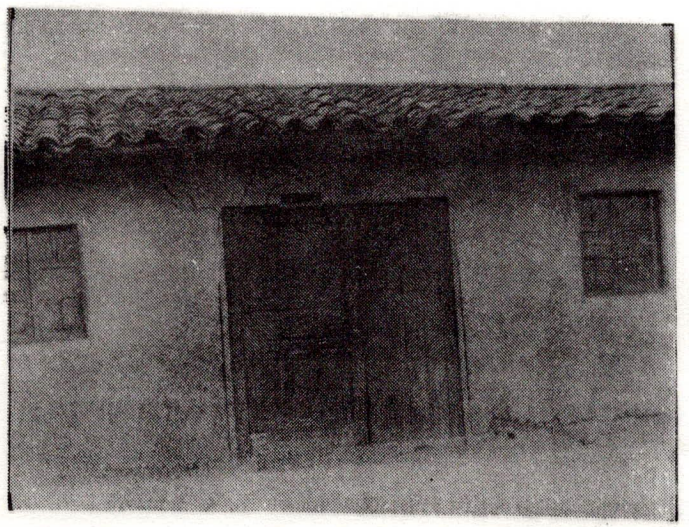


Foto # 9
Zona A
- Asentamiento y grietas en paredes



Foto # 10
Zona A
- Fisura en pared de adobe

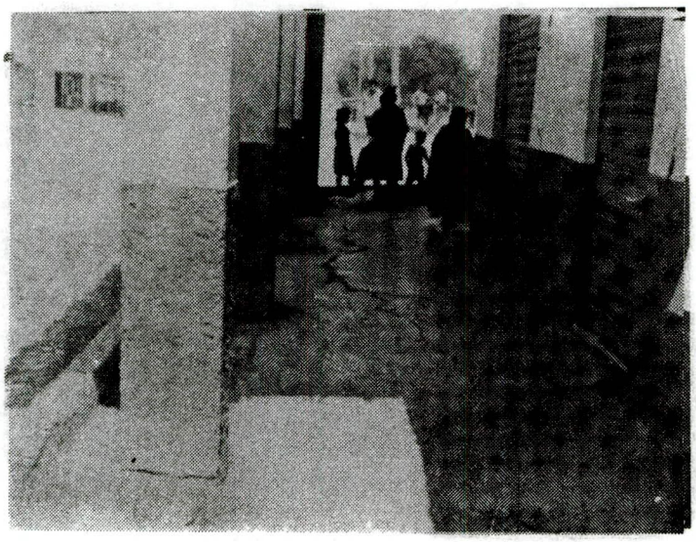


Foto # 11

- ESQUINA PARQUE CENTRAL
- Rotura columna nivel inferior
- Agrietamiento en paredes y pisos

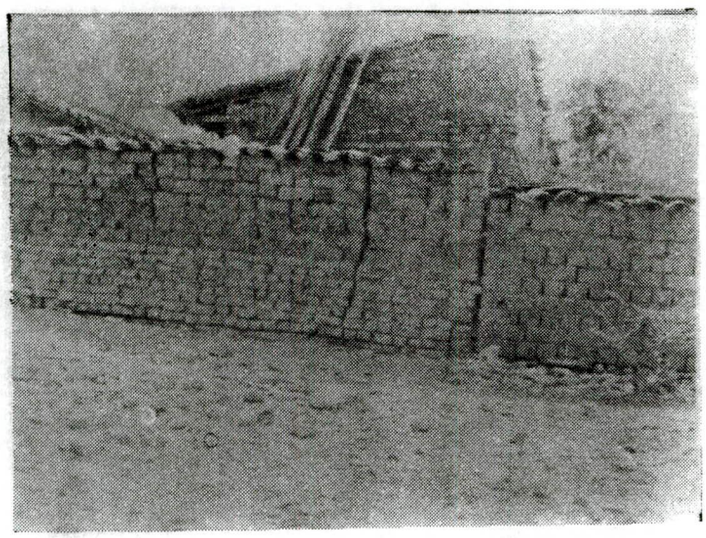


Foto # 12
Zona A
- Grietas y rotura en pared de adobe (cerramiento)

ZONA B

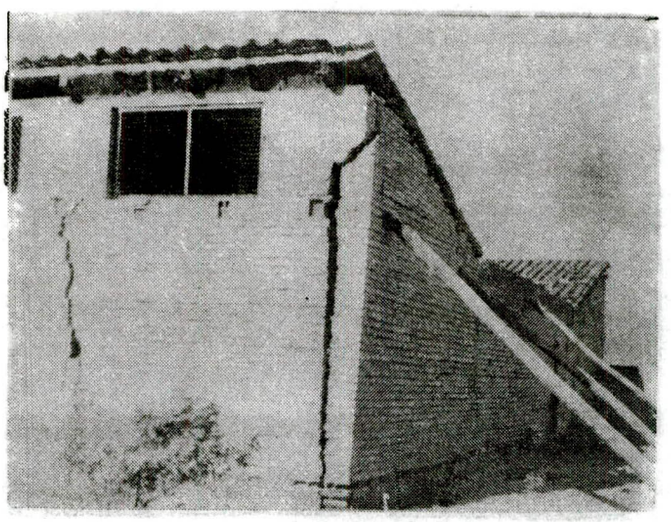


Foto # 13
Zona B
- CAMAL DE CATAMAYO
- Falla por acentamiento, rotura en paredes

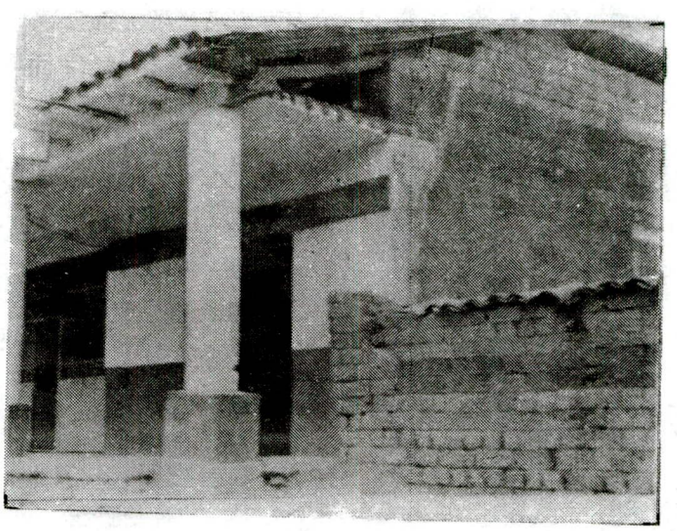


Foto # 14
Zona B
- Rotura de columna nivel inferior
- Asentamiento de grietas en piso
- Grietas en pared de adobe.

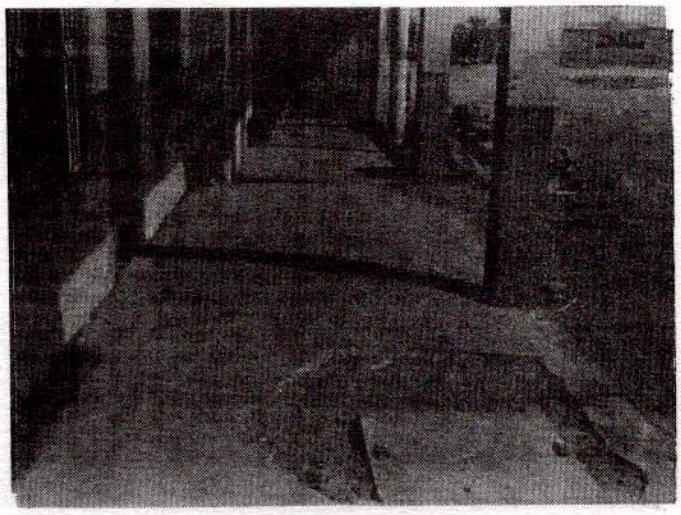


Foto # 15
Zona B
- Grietas en pisos (abombamiento)

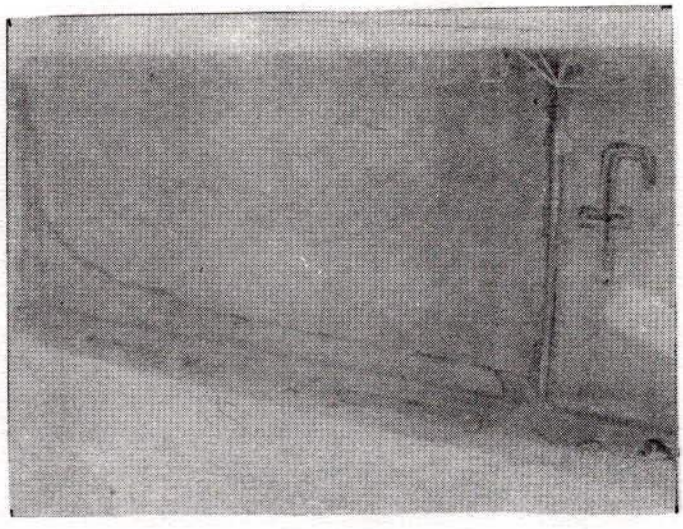


Foto # 16
Zona B
- Rotura horizontal de pared de ladrillo (Colegio Femenino Catamayo).



Foto # 17
Zona B
- Separación de pared y columna de H°A° (rotura).



Foto # 18
Zona B
- Grieta y rotura en pared de cerramiento

ZONA C

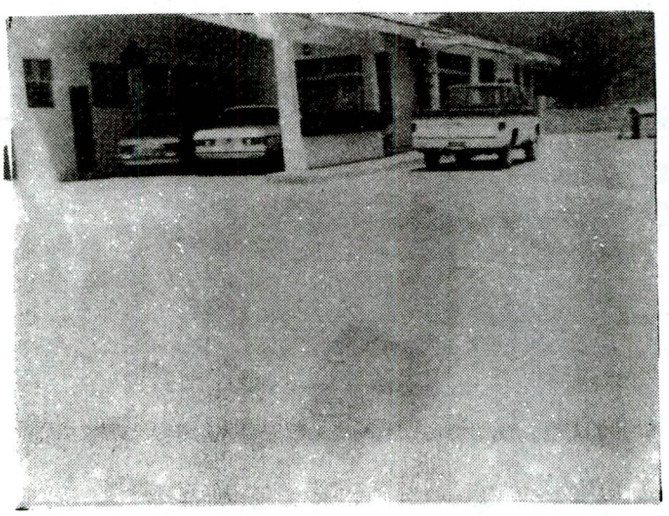


Foto # 19
Zona C
- Rotura y combeo de loseta de patio
  (casa del Sr. Mora)

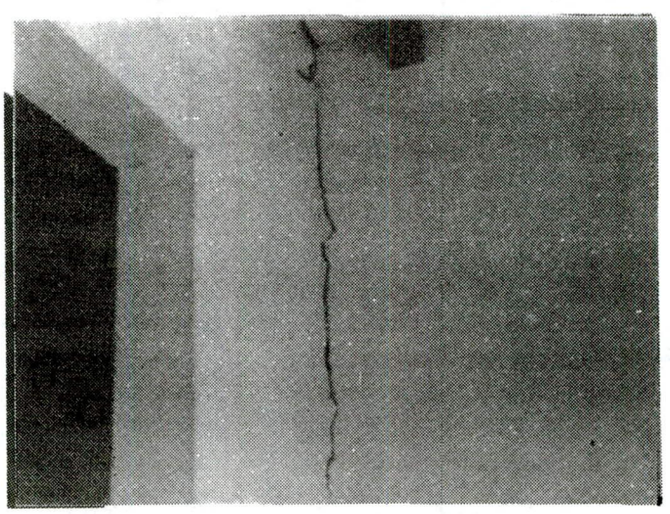


Foto # 20
Zona C
- Rotura de pared (ancho= 3 cm.)
  (casa del Sr. Mora)

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

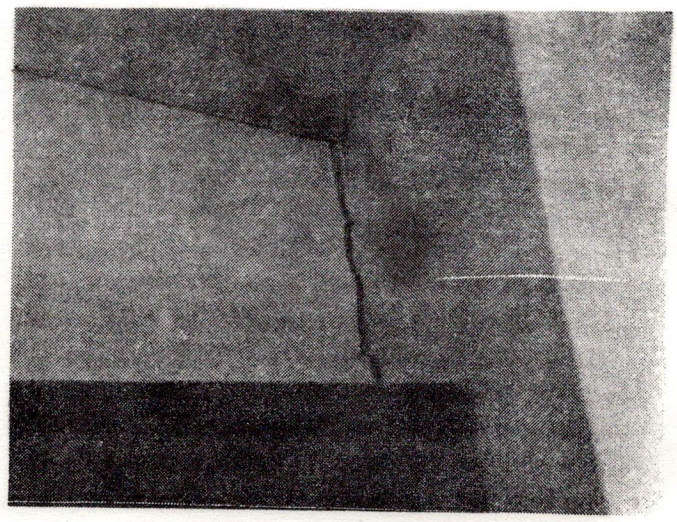


Foto # 21
Zona C
- Rotura y grietas en paredes (ancho= 5 cm)
  (dormitorio del Sr. Mora)

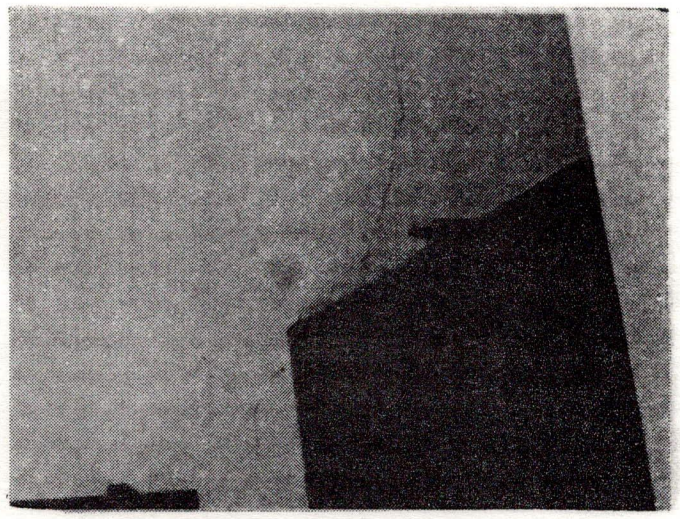


Foto # 22
Zona C
- Fisura interior en pared de ladrillo
  (casa del Sr. Mora).

CAPITULO SEXTO

ESTUDIO DEL SUELO DEL CENTRO URBANO DEL CANTON CATAMAYO

6. ESTUDIO DEL SUELO DEL CENTRO URBANO DEL CANTON CATAMAYO

6.1 GENERALIDADES

Al haber efectuado el estudio referente a Arcillas Expansivas, y de acuerdo a las investigaciones que nos presentan varios autores, podemos deducir que hasta la presente, no se han logrado determinar de manera con-- creta, métodos directos que nospermitan identificar y correlacionar su comportamiento, debido a la manera muy compleja que estas arcillas se presentan, especialmente cuando se trata de cimentar, y de otras obras de ingeniería - civil, por lo tanto es imprescindible recurrir a los procedimientos conocidos para dar un tratamiento y soluciones correctas a los problemas encontrados.

En los capítulos anteriormente tratados hemos descrito de manera - muy particular acerca de estas arcillas, su origen, formación, su naturaleza química, los efectos que producen su expansión, etc., así como se indica

métodos de reconocimiento e identificación, los mismos que nos servirán para formular en el presente capítulo su respectiva identificación y clasificación a partir de los ensayos pertinentes realizados.

Para el análisis de todos los ensayos, se tomaron muestras alteradas e inalteradas, siguiendo las recomendaciones que la mecánica de suelos establece y cuya toma se las realizó de las zonas previamente establecidas, indicadas en el numeral 5.2 (Situación Local) del capítulo quinto, resultados que nos darán la información correspondiente para formular las conclu-- siones y recomendaciones que serán tema de estudio y que lo analizaremos en los capítulos correspondientes.

Para diseñar la cimentación o una estructura de tierra se necesita conocer la estatigrafía y las propiedades del suelo, este conocimiento se - obtiene a través de exploración, obtención de muestras y pruebas de laboratorio.

La exploración se lleva a cabo en tres fases:

a. El reconocimiento superficial del lugar;
b. La exploración preliminar; y,
c. La exploración detallada incluyendo el muestreo.

La exploración debe permitir obtener resultados confiables en un - mínimo de tiempo y costo. La confiabilidad del estudio Geotécnico que se - realice depende de los trabajos de exploración, por lo tanto éstos debe realizarse en forma cuidadosa siguiendo métodos y normas adecuadas.

Existiendo métodos de exploración indirectos (Geofísicos); méto--

dos de exploración semidirectos; métodos de exploración directos: muestras representantivas alteradas; y, muestras inalteradas; y, pruebas de campo.

Métodos de Exploración Indirectos (Geofísicos)

Recurren a la medición de alguna propiedad física de los suelos. - Por medio de su interpretación permiten definir aproximadamente la Geotec-- nia de la estatigrafía y extrapolar los resultados obtenidos por métodos directos.

Métodos de Exploración Semidirectos

Consisten en realizar pruebas en el campo para estimar las propiedades de los suelos a partir de correlaciones empíricas.

Métodos de Exploración Directos

Son aquellos que se obtienen en muestras de suelo para someterlas a pruebas de laboratorio, las muestras pueden ser representativas, altera-- das e inalteradas.

Muestras Representantivas Alteradas: Son aquellas cuyo acomodo estructural está afectado en forma significativa por el muestreo. Sirven para clasificar los suelos, hacer determinaciones de propiedades índice y para - preparar especímenes compactados para pruebas de permeabilidad y mecánicas.

Muestras Inalteradas: Son aquellas cuyo acomodo estructural no está alterado en forma significativa por el muestreo; se utiliza para clasificar los suelos y hacer determinaciones de propiedades índice y mecánicas.

No obstante que el muestreo se realice con cuidado, las muestras - inalteradas sufren cambios volumétricos debidos al cambio en el estado de - esfuerzos, en algunos problemas es necesario considerar este efecto.

Pruebas de Campo

Son aquellas que se realizan en el sitio para determinar directa-- mente las propiedades del suelo.

Teniendo en mente la información obtenida en los capítulos anterio res (topografía, geología, comportamiento de las estructuras construidas en la zona, cartas geológicas y estudio de datos edafológicos), es decir datos de geotecnia, y de los datos sobre el clima en función de la importancia y la magnitud de la obra, se define el tipo de pruebas que tenga que realizar se para obtener los datos necesarios para el diseño.

La tabla 6.1 nos da recomendaciones para definir el programa de ex ploración (véase en siguiente página).

Expondremos métodos diferentes que nospermiten tomar las muestras respectivas.

6.1.a Muestreo Alterado

6.1.a.1 Método manual

6.1.a.2 Muestreo a percusión

6.1.b Muestreo Inalterado

6.1.b.1 Métodos manuales

6.1.b.2 Tubo de pared delgada Shelby

Tabla 6.1

Investigación para:	*Número y localización de sondeos*	*Profundidad mínima del sondeo (d)*
Sitios inexplorados de gran extensión.	$a = 0.1\ A$	
Sitios con suelos blandos de gran espesor.	$30 < b < 60$ m	
Estructuras grandes cimentadas en zapatas aisladas cercanas.	$b = 15$ m y en sitios de concentraciones de cargas.	
Almacenes de gran área para cargas ligeras.	$n = 5$, 4 en las esquinas y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	$d = 10$ m, ó hasta que el incremento en esfuerzo vertical sea menor de 0.1 del esfuerzo vertical impuesto por la estructura, ó $d = c\,B$ $(1 < c < 2)$.
Cimentaciones rígidas aisladas con área $250 < A < 1000$ m²	$n = 3$, 2 en el perímetro y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Cimentaciones rígidas aisladas con área $A < 250$ m²	$n = 2$ en esquinas opuestas. Intermedios, si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Taludes.	$3 < n < 5$ en la sección crítica.	Tal que la superficie probable de falla esté por arriba del fondo del sondeo.
Diques y estructuras de retención de agua o líquidos.	preliminares $b = 60$ m detalle $b = 30$ m y en zonas críticas.	$d = 0.5$ del ancho de la base del dique de tierra ó 1.5 de la altura para diques pequeños de concreto.
Aeropuertos para tránsito ligero	$b = 30$ m en el eje de la pista. Intermedios para definir la estratigrafía.	$d = 3$ m.

a = área tributaria máxima por sondeo, m².
b = espaciamiento entre sondeos, m.
n = número de sondeos.
A = área de la cimentación, m².
d = profundidad mínima de sondeo a partir de la profundidad de desplante de la cimentación, m.
B = ancho de la cimentación, m.

Tabla 6.1 Recomendaciones de exploración

6.1.a Muestreo Alterado

La obtención de muestras representativas alteradas de un sitio nos permite definir su estatigrafía y determinar en el laboratorio sus propiedades índice para clasificar los suelos encontrados, pudiéndose hacer pruebas mecánicas en muestras compactadas.

Las muestras alteradas que se tomaron de las diferentes zonas y pozos se realizaron a cielo abierto, cortes y zanjas para las profundidades que las indicaremos al avanzar nuestro estudio.

Los sondeos alterados se realizaron con propósitos diversos para correlacionar los resultados con otras pruebas.

6.1.a.1 Métodos Manuales

Para la obtención de muestras representativas alteradas, las muestras se toman conservándolas en bolsas de lona, y para mantener el contenido natural de agua en bolsas de polietileno o en frascos de vidrio de cierre hermético, adheriéndose la etiqueta de identificación, utilizándose herramientas manuales de perforación.

Estas muestras deben protegerse de la contamina--- nación de otros materiales y de los cambios de humedad.

Para el caso que se requiera utilizar durante meses se puede sellar adicionalmente una mezcla de parafina y brea. Los frascos de vidrio y las bolsas de polietileno se colocan en cajas de madera o cartón para ser transportadas.

6.1.a.2 Muestreo a Percusión

Se requiere una máquina perforadora que permita alcanzar mayores profundidades que con herramientas manuales. Para obtener -- muestras representativas alteradas se usa generalmente el penetrómetro Standar, consistente en un tubo muestreador que se hinca a percusión y rescata muestras alteradas, y que será motivo de estudio particular cuando se trate del ensayo S.P.T.

6.1.b Muestreo Inalterado

Los objetivos que se buscan con un sondeo inalterado son definir la estatigrafía del sitio y obtener muestras que conserven la estructura del suelo (muestras inalteradas), para realizar con ellas pruebas mecánicas que permiten interpretar su comportamiento bajo las condiciones de -- trabajo que se impondrán. La extracción de muestras inalteradas se puede hacer con métodos manuales o con muestreadores adecuados a las diferentes condiciones que pueden presentarse.

6.1.b.1 Métodos Manuales

Consiste el labrar muestras cúbicas en pozos a cielo abierto en cortes y zanjas con herramienta manual, procedimiento adoptado para nuestro estudio. Las muestras así obtenidas son las que menor alteración presentan y son recomendadas por diferentes autores, si la operación se hace correctamente se elimina su baja eficiencia y costo.

Para la obtención de estas muestras se requieren: picos, palas, espátula, manto de cielo, brochas y su respectiva etiqueta de identificación.

Se inicia la operación limpiando y nivelando el terreno en un área de 50 cm. de diámetro, luego se marca la sección deseada y se labran los lados de la muestra; si el suelo es muy blando se cubre con el manto de cielo o con una caja de madera (fig. 6.1), luego se protege la muestra con parafina y brea, y finalmente se recorta su base y recubre con la misma mezcla, es importante que la tarjeta de identificación se la ponga en la parte superior de la muestra.

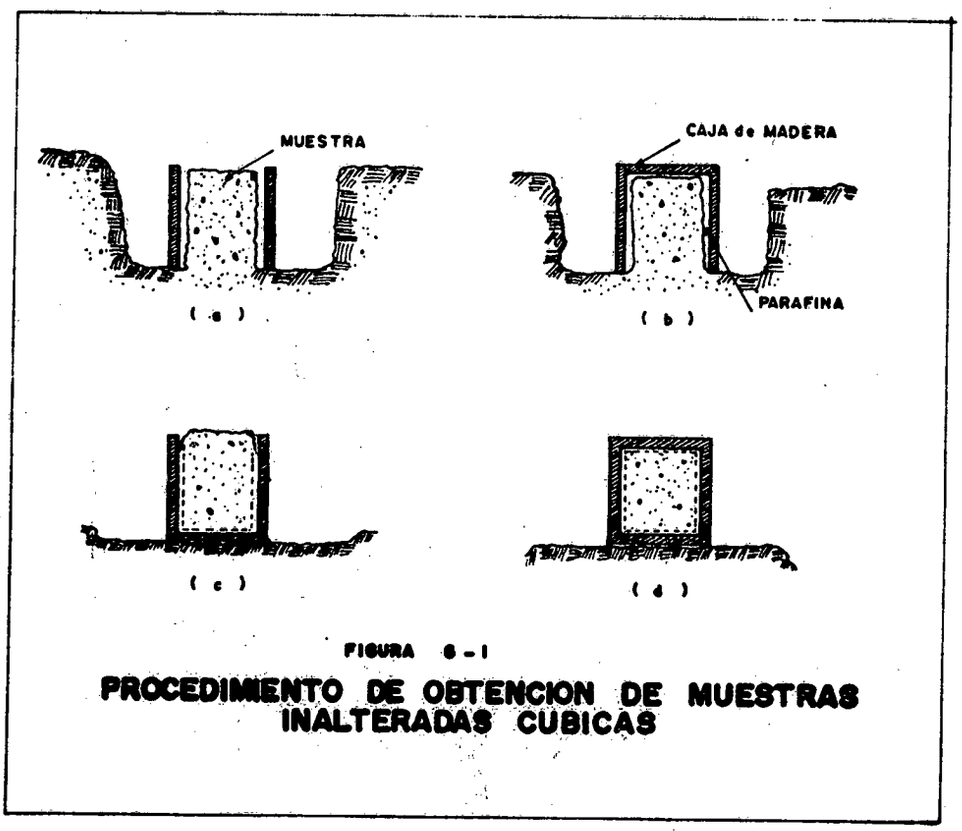


FIGURA 6-1
PROCEDIMIENTO DE OBTENCION DE MUESTRAS INALTERADAS CUBICAS

6.1.b.2 Tubo de Pared Delgada (Shelby)

El tubo de pared delgada conocido también como (tubo Shelby) se hinca a presión en el suelo para recuperar muestras relativamente inalteradas. Este muestreador es el de uso más difundido para el muestreo de suelos finos, blandos a semiduros y opera arriba y abajo del nivel

freático, está constituido por un tubo metálico usualmente acero o latón, - montado a una cabeza que lo une a la columna de barras con que se hinca, -- aplicando presiones desde la superficie, el tubo es usualmente de 7.5 a 10 cm. de diámetro exterior con un espesor máximo de pared de 1.5 mm. y la longitud generalmente de 90 cm. En la fig. 6.2 a y b se presenta este muestreador con dos tipos de unión entre el tubo metálico y la cabeza, siendo el - muestreador del tipo 6.2.b el tipo de unión que ha mostrador ser más confiable aún en suelos duros.

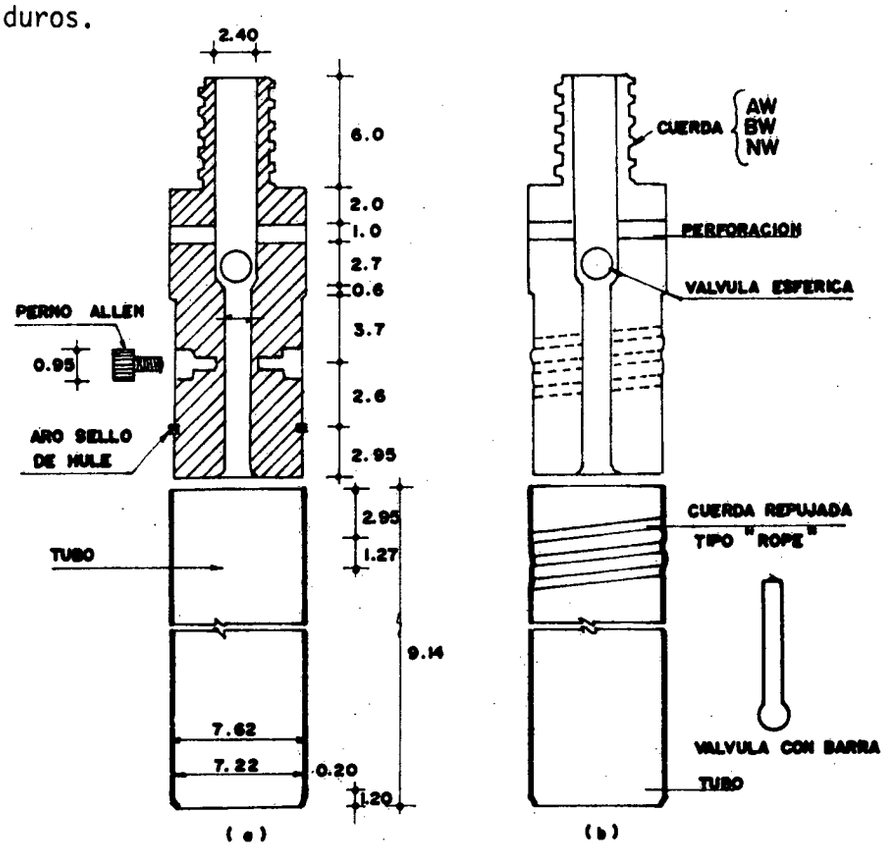


FIGURA 6-2

TUBO DE PARED DELGADA

Una vez que hemos indicado la forma y procedimientos recomendados para la toma de muestras, se procedió a llevarlas al laboratorio. Las mismas que fueron recogidas de las respectivas zonas elegidas, como se indicó en el capítulo quinto, página 129 y que para mayor claridad presentamos el siguiente esquema:

ZONA	POZOS	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE MUESTRA
A	A - B - C	1.00	Alteradas
		2.00	Alteradas
		3.00	Alteradas
B	A - B - C	1.00	Alteradas
		2.00	Alteradas
		3.00	Alteradas
C	A - B - C	1.00	Alteradas
		2.00	Alteradas
		3.00	Alteradas

Para este tipo de muestra, se realizaron los si--- guientes ensayos:

- Límites de consistencia o Atterberg;
- Contenidos de humedad natural;
- Pesos específicos;
- Análisis granulométrico;
- Ensayo de expansión libre; y,
- Análisis químico para la determinación de los - contenidos de sulfatos y carbonatos.

Para las pruebas mecánicas requeridas, se procedió a tomar muestras inalteradas y que sirvieron para la determinación de los siguientes ensayos:

- Ensayo de compresión simple;

- Ensayo de compresión triaxial;
- Ensayo térmico diferencial; y,
- Ensayo de consolidación

Asimismo, mediante el siguiente esquema presentamos los sitios (zonas y pozos) que fueron posible tomar muestras para su respectivo análisis:

ZONA	POZOS	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE MUESTRAS
A	A	2.00	Inalterada
A	B	1.00 - 2.00 - 3.00	Inalterada
C	B	1.00 - 2.00 - 3.00	Inalterada
C	C	1.00 - 2.00 - 3.00	Inalterada

6.1.1 Ensayos de Identificación

6.1.1.1 Límites de Consistencia

Se ha encontrado que los contenidos de agua correspondientes a las transiciones de un estado a otro, usualmente son diferentes en las arcillas que tienen propiedades físicas diferentes cuando se han remoldeado, y son aproximadamente iguales en las arcillas que tienen propiedades físicas semejantes. Por lo tanto, pueden servir como propiedades índice, útiles en la clasificación de las arcillas. El significado de los contenidos de agua que sirven de límite para cada estado físico fue sugerido por ATTERBERG, estos límites se conocen como LIMITES DE ATTERBERG, y las pruebas para determinarlos se llaman determinación de los límites de Atterberg.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
163 BIBLIOTECA

En la realidad al pasar la mezcla de suelo y agua de un estado a otro, no - se produce un cambio brusco en las propiedades físicas, por lo tanto las -- pruebas de los límites son empíricas que se han adoptado para definir los - valores de los mismos.

La frontera convencional (fig. 6.3) entre estos estados, son los estados de consistencia de un suelo.

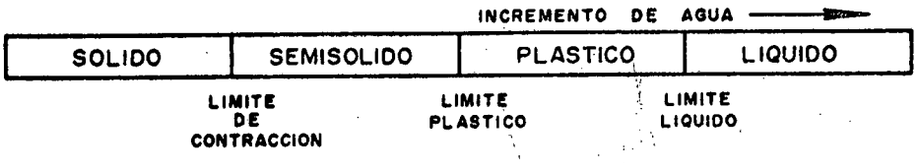


Fig.6.3. ESTADOS DE CONSISTENCIA

Por consistencia de un suelo se entiende al grado de cohesión que tienen las partículas, y su resistencia a las fuerzas exteriores que tienden a deformar su estructura.

La consistencia de un suelo depende del contenido de humedad que tenga el mismo, pasando entre los estados: líquido, plástico, semisólido y sólido, y como consecuencia se conocen como: límite líquido, - límite plástico y límite de contracción.

LIMITE LIQUIDO: Es el contenido de humedad que - tiene un suelo al momento de pasar del estado líquido al plástico.

LIMITE PLASTICO: Es el contenido de humedad que - tiene un suelo al momento de pasar del estado plástico al estado semisólido.

LIMITE DE CONTRACCION: Es el contenido de humedad que tiene un suelo al momento de pasar del estado semisólido al estado sólido.

Cuando la plasticidad se convirtió en una propiedad índice fundamental, es decir aquella propiedad que tiene el suelo de deformarse sin romperse, Casagrande tuvo la tarea de elaborar un método de prueba, estandarizando todas sus etapas, de modo que en los distintos laboratorios, con diferentes operadores se obtuviesen los mismos resultados.

6.1.1.1.1 Método Estandar para determinar el Límite Líquido

A: A.S.H.T.O. T - 89 - 68

Equipo Utilizado: bandeja de porcelana; espátulas; aparato de Casagrande para determinar el límite líquido; ranurador patrón; recipientes para pesar las muestras; balanza de sensibilidad -- 0.01 gr.; y, horno con termostato de control, temperatura 105 $\pm$ 5°C.

Chequeo del Aparato de Casagrande

Se inspecciona el aparato a fin de determinar si se halla en buen estado. El pasador que une el plato de bronce no debe estar gastado, lo que evita el movimiento lateral. Los tornillos que fijan el plato de bronce al brazo del aparato, es necesario que se hallen firmemente ajustados. El acanalador no debe encontrarse gastado y debe tener las dimensiones indicadas en la fig. 6.4.

El aparato debe ser ajustado para que -

la altura de caída del plato de bronce sea exactamente 1 cm. Esta altura se la calibra con el ranurador patrón.

Preparación de la Muestra

- Tomar una porción de suelo a ensayarse (entre 1 a 2 kilos), se lo tamiza en la malla Nro. 4, se desmenuza 150 a 200 gramos con un martillo de caucho, teniendo cuidado en no romper las partículas sólidas.

- El material desmenuzado se lo tamiza en la malla Nro. 40, desechando el material que se quede retenido.

- El material que pasa por la malla Nro. 40 se lo recoge en una bandeja de porcelana (unos 500 gramos).

- Se agrega una determinada cantidad de agua y con la espátula se mezcla perfectamente el material hasta obtener una pasta suave y espesa.

Procedimiento:

1. Se coloca una porción del material de la bandeja de porcelana (de 50 a 100 gramos), en el plato de bronce del aparato de Casagrande, se aplasta el material con la espátula hasta enrasar la superficie, de forma tal que su espesor sea máximo de 1 centímetro.

2. Se pone la punta del ranurador perpendicular a la superficie enrasada y se hace una ranura a lo largo de la pasta, y por el centro de ella; debiendo quedar la ranura o canal perfectamente limpio y bien definido (ver fig.-6.4).

3. Después de asegurarse que la ranura quede bien definida, se da la vuelta a la manija del aparato, a una velocidad constante de 2 golpes por segundo. Contando el número de golpes requeridos para que se cierre el fondo de la ranura en una distancia de 1 centímetro.

4. Se recoge aproximadamente unos 20 a 30 gramos de la muestra ensayada que se encuentra lo más próxima a la ranura en un recipiente apropiado, se cierra el recipiente y se pesa la muestra húmeda más el recipiente y, se lo introduce al horno para secar la muestra.

5. El procedimiento anterior se lo repite por lo menos tres veces más, incrementando en cada etapa una cierta cantidad de agua, con el fin de obtener una consistencia más suave de la masa ensayada.

El objeto de este procedimiento es el de obtener por lo menos una muestra cuya consistencia produzca ensayos dentro de cada uno de los límites siguientes: 40-45; 30-35; 25-30; 20-25; y 15-20 golpes.

6. Luego de haber dejado la muestra se-

cándose en el horno por un tiempo mínimo de 24 horas, se procede a obtener el peso de la muestra seca más el recipiente.

Cálculos:

El contenido de humedad del suelo, se - lo expresa como el porcentaje de agua que contiene la muestra sobre el peso del suelo secado al horno.

$$\% \text{ de humedad} = \frac{Wh - Ws}{Ws} \times 100$$

De donde:

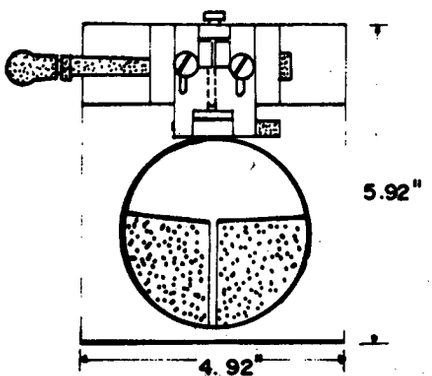
Wh= peso de la muestra húmeda

Ws= peso de la muestra secada al horno

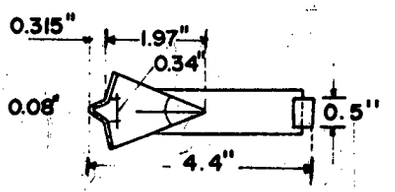
UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

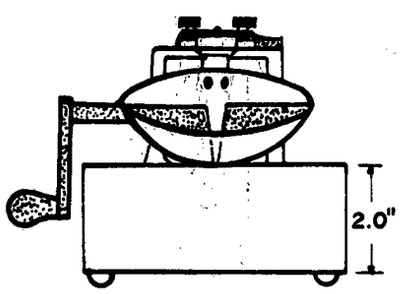
DETERMINACION DEL L.L



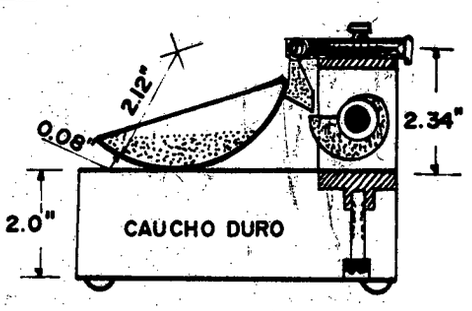
PLANTA



RANURADOR – PATRON



ELEVACION



SECCION

MUESTRA DE SUELO



ANTES DE LA PRUEBA



DESPUES DE LA PRUEBA

FIG. 6.4

Curva de Flujo:

La línea o curva de flujo, que representa la relación entre el contenido de humedad y el correspondiente al número de golpes, deberá indicarse en un gráfico semilogarítmico; de tal modo que los contenidos de humedad se anoten en las abscisas (escala aritmética) y - el número de golpes en las ordenadas (escala logarítimica).

La línea de flujo será la recta que une tres o más puntos marcados en la gráfica.

El contenido de humedad correspondiente a la intersección de la curva de flujo con la ordenada de 25 golpes, da como resultado el valor del límite líquido del suelo.

6.1.1.1.2 Método Estandar para Determinar el Límite Plástico de un Suelo

A.A.S.H.T.O. T - 90 - 70

Se entiende por plasticidad a la propiedad que tiene un suelo para deformarse, sin que se llegue a romper.

Equipo Utilizado: bandeja de porcelana; espátula de hoja flexible; una superficie no absorbente (vidrio); recipientes para pesar las muestras; balanza de sensibilidad 0.01 gramos; y, horno con termostato de control, que permita mantener a la muestra a una temperatura de $105 \pm 5°C$.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

Preparación de la Muestra:

- Se toma aproximadamente unos 20 gramos de la porción de material que pasa el tamiz Nro. 40 y se la coloca en la bandeja de porcelana.

- Se añade al suelo cierta cantidad de agua y se mezcla debidamente, hasta que la masa del suelo se vuelva suficientemente plástica, como para poder darle la forma de una esfera.

- Si se desea prescindir de este tipo de preparación de la muestra, se puede tomar unos 10 gramos de la muestra húmeda del suelo que se preparó para determinar el límite líquido. Esta muestra se tomará en el momento que adquiera la plasticidad suficiente como para darle la forma de una esfera.

Procedimiento:

1. Se toma aproximadamente la mitad de la muestra preparada y se forma cilindros con la palma de la mano, sobre la superficie limpia y lisa (vidrio), de 3 milímetros de diámetro y de 6 a 10 centímetros de largo.

2. Se recoge la muestra, se amasa y se vuelve a formar cilindros, repitiendo el procedimiento anterior tantas veces como se necesite, con el fin de reducir gradualmente la humedad hasta que el cilindro comience a endurecerse.

3. El límite plástico se alcanza cuando el cilindro empieza a agrietarse, al ser rodillado, en cilindros de aproximadamente en 1 cm. de longitud.

4. Se recogen las porciones de suelo - resquebrajado y se las introduce en un recipiente con tapa, para que inmediatamente pesar y se lo introduzca en el horno (dejar secar 24 horas).

5. Se saca la muestra del horno y se la pesa, con una aproximación de 0.01 - gramos; se registra este dato, la diferencia entre ambos pesos da como re-- sultado el peso del agua contenida en la muestra.

RECOMENDACION: No se debe forzar el proceso, obteniendo un resultado erróneo. El procedimiento descrito se lo - debe realizar para dos muestras, para determinar un límite plástico prome-- dio.

Cálculos:

El límite plástico se lo calcula, expre sándolo como contenido de humedad, referido en porcentaje al peso del suelo secado al horno.

$$\text{Límite Plástico} = \frac{Wa}{Ws} \times 100$$

De donde:

Wa = peso del agua

Ws = peso del suelo secado al horno

6.1.1.1.3 Indice Plástico

Es el contenido de humedad, dentro del cual el suelo se comporta plásticamente, valores altos del mismo corresponden a suelos expansivos.

El índice plástico permite clasificar - bastante bien un suelo, porlo tanto un I.P. elevado corresponde a un suelo muy arcilloso. Valores de I.P. pequeños es característica de un suelo poco arcilloso.

El límite plástico es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

I.P. = LL - LP

En donde:

I.P.= Indice plástico

LL. = Límite líquido

LP. = Límite plástico

6.1.1.1.4 Límite de Contracción

El límite de contracción (LC.) se determina preparando una muestra de volumen conocido con una humedad superior al

límite líquido, la misma que se seca en un horno. Se mide el peso y volumen de la muestra secada en el horno, con estos datos y con el contenido de agua inicial, se hace un cálculo de la humedad a la que la muestra seca estaría precisamente saturada.

Se define como la humedad para la cual el suelo se fisura y pierde su coherencia por falta de agua, humedad que es justa y suficiente para llenar los poros del suelo cuando éste alcanza su volumen mínimo.

El límite de contracción será calculado de la siguiente manera:

1. Determinación de la humedad:

$$W = \frac{Wa}{Wo} \times 100$$

De donde:

W = contenido de humedad

Wa = peso del agua

Wo = peso del suelo seco

2. Determinación del límite de contracción:

$$LC = W - \left(\frac{V - Vo}{Wo} \right) 100$$

De donde:

LC = límite de contracción

W = contenido de humedad del suelo húmedo, referido en % del peso de suelo secado al horno

V = volumen del suelo húmedo moldeado

Vo = volumen del suelo moldeado, secado al horno

Wo = peso del suelo moldeado, secado al horno

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado — FECHA : 7-V-85

SECTOR : "A" — ENSAYADO POR : F.M - A.C.

MUESTRA : Pozo "A" — CALCULOS : F.M - A.C.

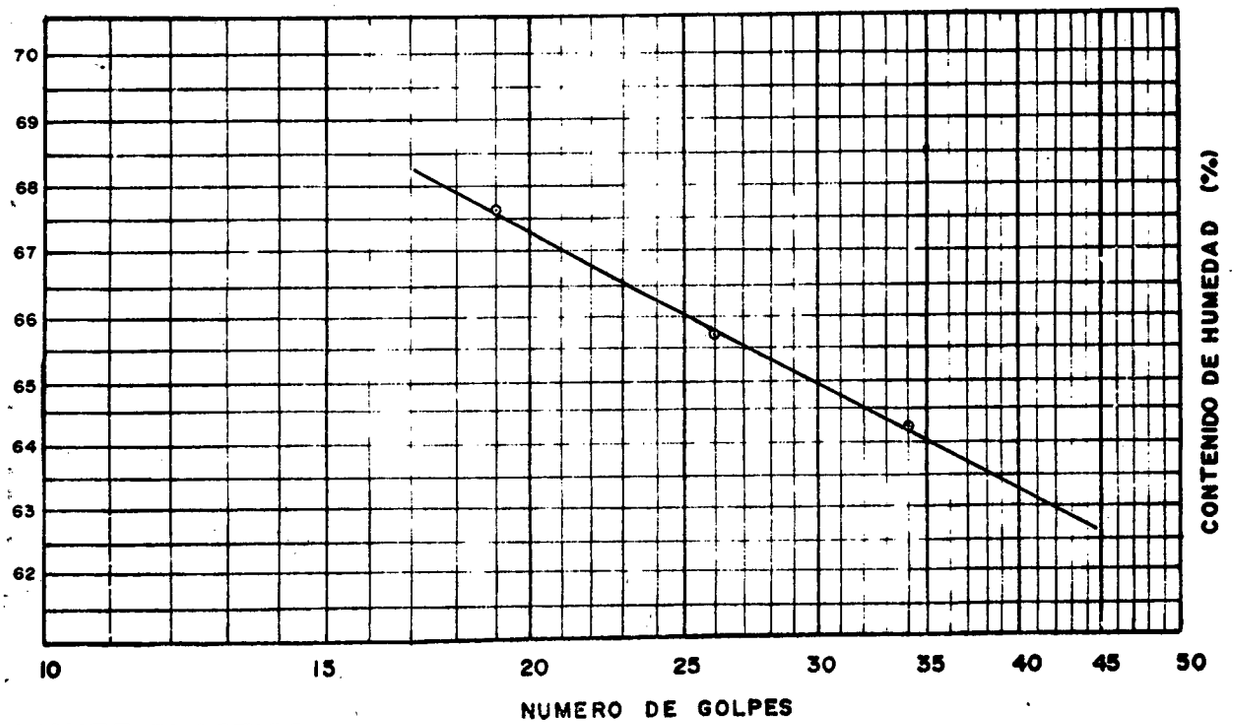
PROFUNDIDAD : 1.00 m — USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	A-C4	22a	6AR			
NUMERO DE GOLPES	34	26	19			
M. HUMEDA + TARRO	27.01	28.80	28.48			
M. SECA + TARRO	24.18	25.65	25.20			
HUMEDAD	2.83	3.15	3.28			
PESO DEL TARRO	19.78	20.86	20.35			
PESO DE M. SECA	4.40	4.79	4.85			
% DE HUMEDAD	64.31	65.76	67.63			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	FM3	A21				
M. HUMEDA + TARRO	23.71	24.79				
M. SECA + TARRO	22.92	23.74				
HUMEDAD	0.79	1.05				
PESO DEL TARRO	20.24	20.17				
PESO DE M. SECA	2.68	3.57				
% DE HUMEDAD	29.47	29.41				

LIMITE LIQUIDO	66.00 %	LIMITE PLASTICO	29.44 %	INDICE PLASTICO	36.56 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 9 - V - 85

SECTOR : "A"
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo A. Cardenas

MUESTRA : Pozo "A"
CALCULOS : F. M. — A. C.

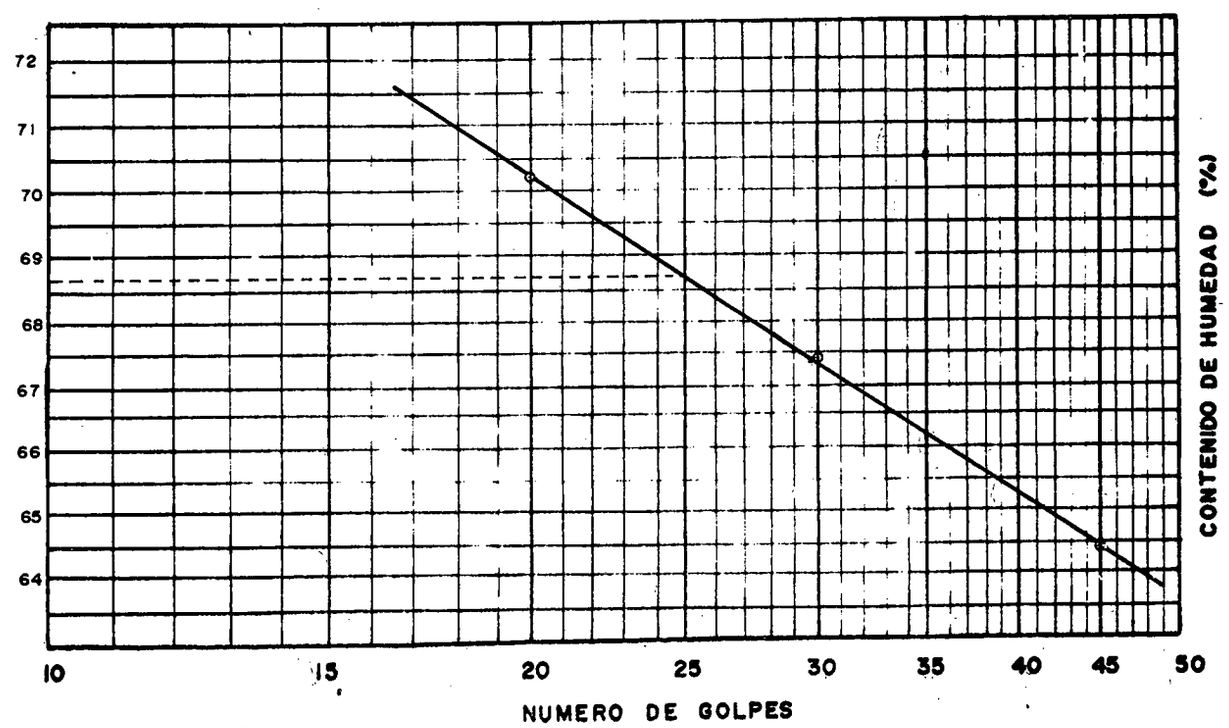
PROFUNDIDAD : 2.00 m
USO : _____

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	FM2	9a	FM1			
NUMERO DE GOLPES	45	30	20			
M. HUMEDA + TARRO	26.28	28.80	27.69			
M. SECA + TARRO	23.82	25.47	24.52			
HUMEDAD	2.46	3.33	3.17			
PESO DEL TARRO	20.00	20.53	20.01			
PESO DE M. SECA	3.82	4.94	4.51			
% DE HUMEDAD	64.40	67.28	70.28			

DETERMINACION GRAFICA DEL L. LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	A	A9				
M. HUMEDA + TARRO	25.13	24.35				
M. SECA + TARRO	24.05	23.47				
HUMEDAD	1.08	0.88				
PESO DEL TARRO	20.45	20.50				
PESO DE M. SECA	3.60	2.97				
% DE HUMEDAD	30.00	29.63				

LIMITE LIQUIDO	68.75 %	LIMITE PLASTICO	29.82 %	INDICE PLASTICO	38.93 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 13 - V - 85

SECTOR : " A "
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo A. Cárdenas

MUESTRA : Pozo " A "
CALCULOS : F. M — A. C.

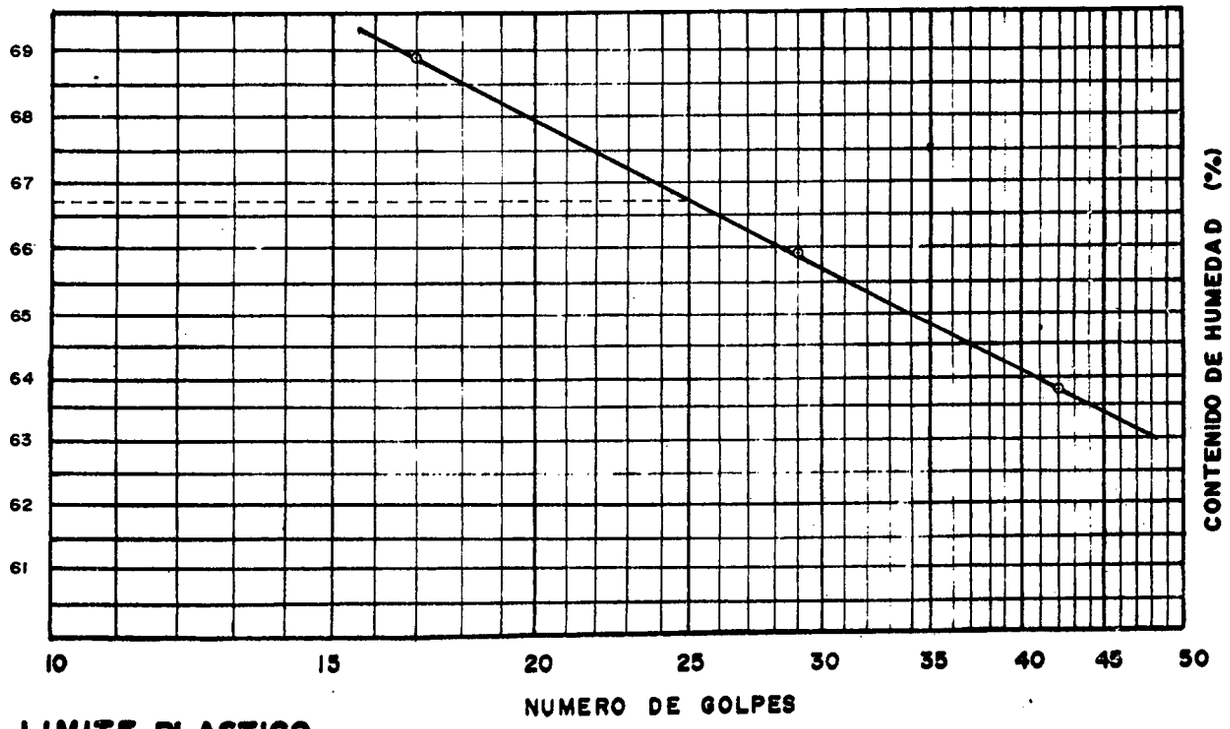
PROFUNDIDAD : 3.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	J-3	J-10	J-5			
NUMERO DE GOLPES	42	29	17			
M. HUMEDA + TARRO	26.64	27.27	28.24			
M. SECA + TARRO	24.19	24.43	25.06			
HUMEDAD	2.45	2.84	3.18			
PESO DEL TARRO	20.35	20.12	20.43			
PESO DE M. SECA	3.84	4.31	4.63			
% DE HUMEDAD	63.80	65.90	68.88			

DETERMINACION GRAFICA DEL L. LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	1AB	# 26				
M. HUMEDA + TARRO	22.93	24.07				
M. SECA + TARRO	22.20	23.06				
HUMEDAD	0.73	1.01				
PESO DEL TARRO	19.94	19.99				
PESO DE M. SECA	2.26	3.07				
% DE HUMEDAD	32.30	32.89				

LIMITE LIQUIDO	66.70 %	LIMITE PLASTICO	32.60 %	INDICE PLASTICO	34.10 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

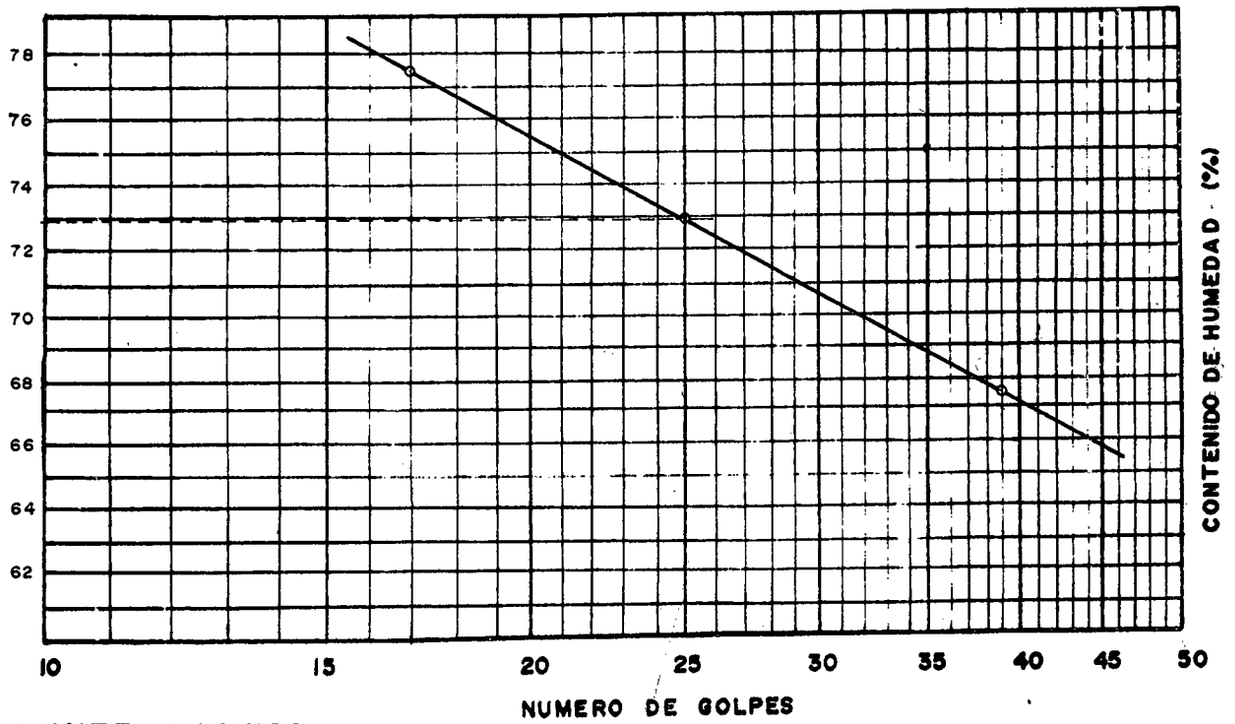
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 7 - V - 85
SECTOR : "A"
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo, A. Cárdenas
MUESTRA : Pozo "B"
CALCULOS : F.M - A.C.
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	A-21	A-36	A-28			
NUMERO DE GOLPES	39	25	17			
M. HUMEDA + TARRO	20.00	20.90	21.50			
M. SECA + TARRO	17.70	18.20	18.40			
HUMEDAD	2.30	2.70	3.10			
PESO DEL TARRO	14.30	14.50	14.40			
PESO DE M. SECA	3.40	3.70	4.00			
% DE HUMEDAD	67.64	72.97	77.50			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	A-64	AC6				
M. HUMEDA + TARRO	16.34	17.20				
M. SECA + TARRO	15.80	16.70				
HUMEDAD	0.54	0.50				
PESO DEL TARRO	13.70	14.80				
PESO DE M. SECA	2.10	1.90				
% DE HUMEDAD	25.71	26.31				

LIMITE LIQUIDO	72.97 %	LIMITE PLASTICO	26.01 %	INDICE PLASTICO	46.87 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

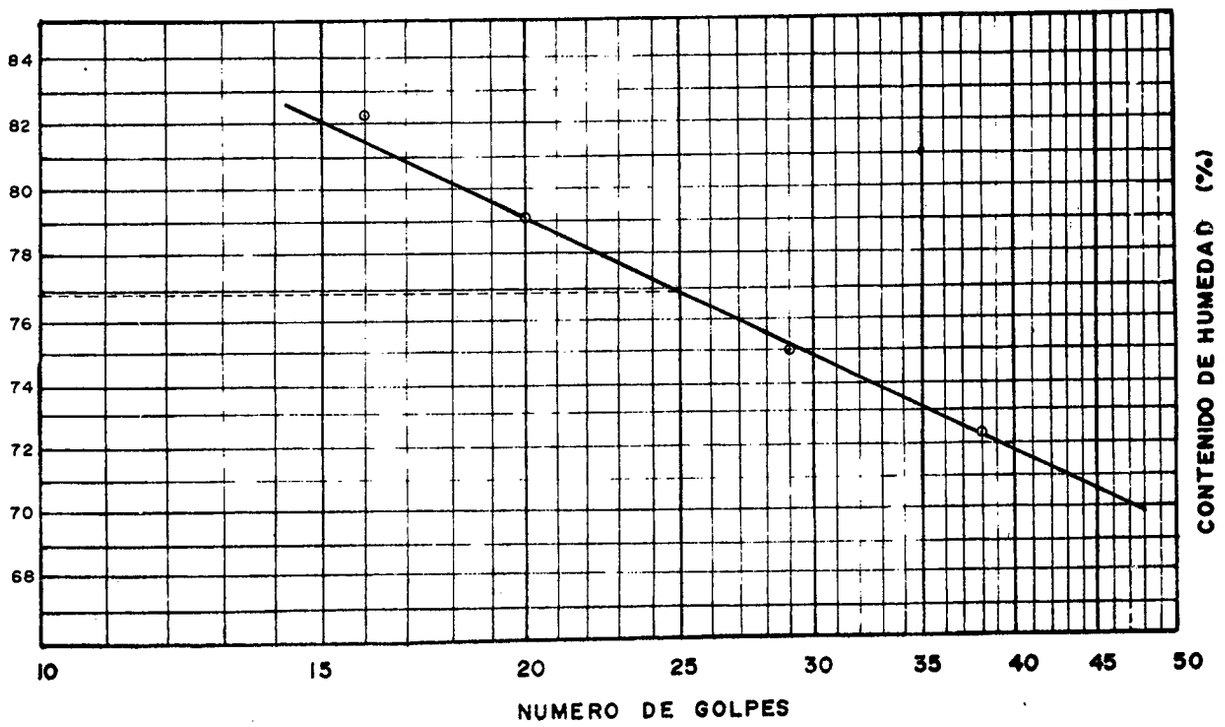
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 9-V-85
SECTOR : "A"
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo A. Cardenas
MUESTRA : Pozo "B"
CALCULOS : F.M — A.C.
PROFUNDIDAD : 2.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	AC2	1AB	AC7	AC5		
NUMERO DE GOLPES	38	29	20	16		
M. HUMEDA + TARRO	21.90	21.30	23.10	22.90		
M. SECA + TARRO	18.50	18.30	19.30	19.10		
HUMEDAD	3.40	3.00	3.80	3.80		
PESO DEL TARRO	13.80	14.30	14.50	14.50		
PESO DE M. SECA	4.70	4.00	4.80	4.60		
% DE HUMEDAD	72.34	75.00	79.16	82.26		

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	A-9	#26				
M. HUMEDA + TARRO	23.04	23.81				
M. SECA + TARRO	22.51	23.00				
HUMEDAD	0.53	0.81				
PESO DEL TARRO	20.50	19.99				
PESO DE M. SECA	2.01	3.01				
% DE HUMEDAD	26.36	26.91				

LIMITE LIQUIDO	76.90 %	LIMITE PLASTICO	26.64 %	INDICE PLASTICO	50.26 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA 13 - V - 85

SECTOR : "A"
ENSAYADO POR : F. Magrovejo, A. Cárdenas

MUESTRA : Pozo "B"
CALCULOS : A.C - F.M

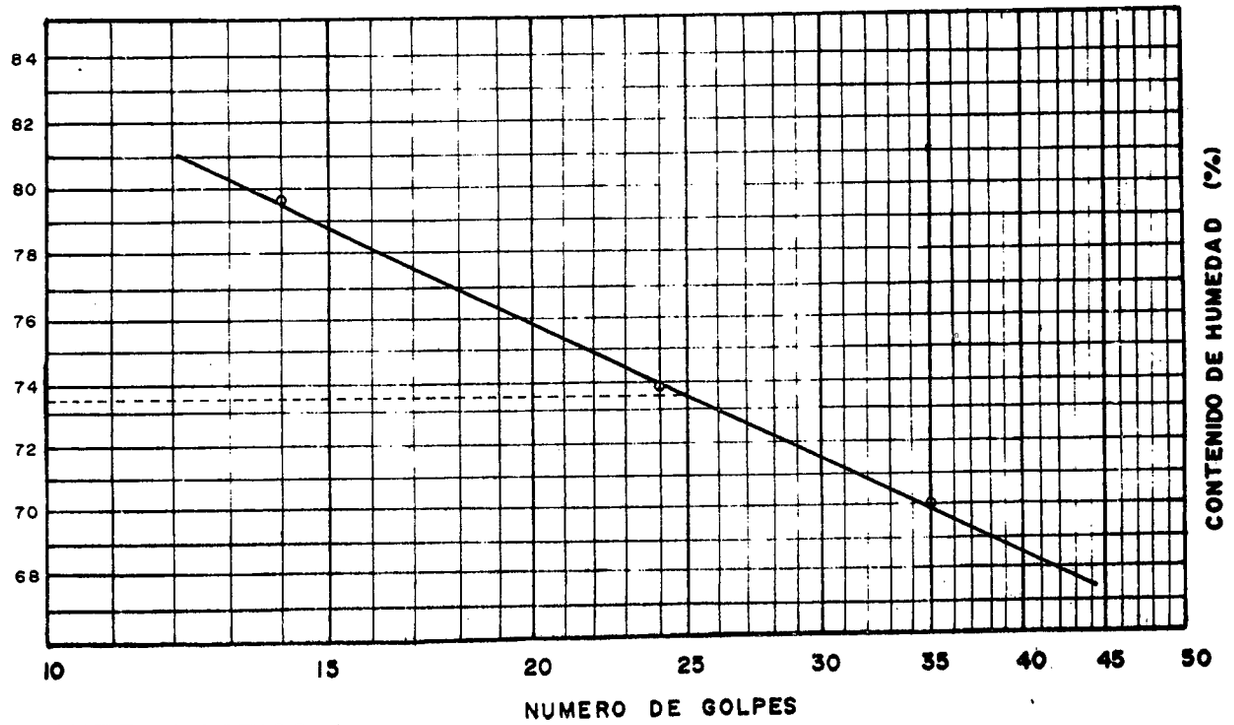
PROFUNDIDAD : 3.00 m
USO

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	6AB	11AR	A24			
NUMERO DE GOLPES	35	24	14			
M. HUMEDA + TARRO	22.70	25.60	23.30			
M. SECA + TARRO	19.20	20.80	19.40			
HUMEDAD	3.50	4.80	3.90			
PESO DEL TARRO	14.20	14.30	14.50			
PESO DE M. SECA	5.00	6.50	4.90			
% DE HUMEDAD	70.00	73.84	79.59			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	B	A-27				
M. HUMEDA + TARRO	24.36	24.51				
M. SECA + TARRO	23.70	23.70				
HUMEDAD	0.66	0.81				
PESO DEL TARRO	20.94	20.37				
PESO DE M. SECA	2.76	3.33				
% DE HUMEDAD	23.91	24.32				

LIMITE LIQUIDO 73.50 %	LIMITE PLASTICO 24.11 %	INDICE PLASTICO 49.39 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : " A "
MUESTRA : Pozo " C "
PROFUNDIDAD : 1.00 m

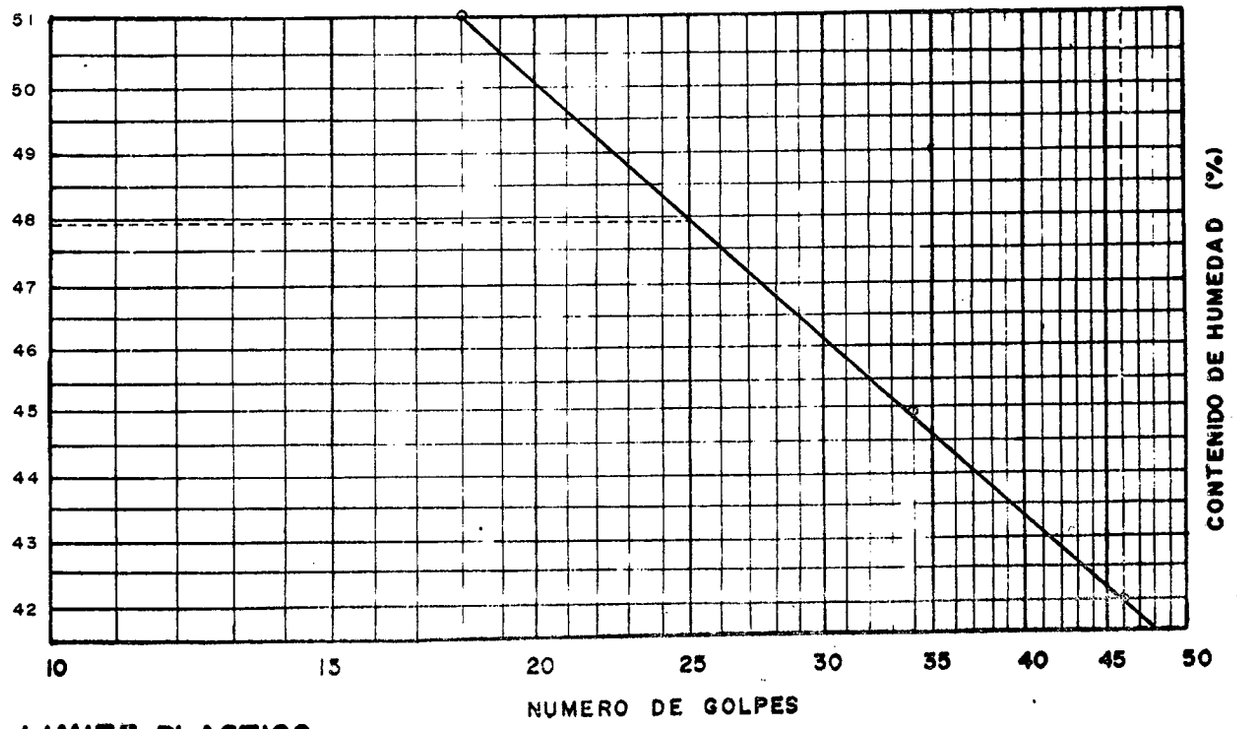
FECHA : 18 - V - 85
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo, A. Cárdenas
CALCULOS : A.C. — F.M.
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	8-AB	A-24	6-AR			
NUMERO DE GOLPES	46	34	18			
M. HUMEDA + TARRO	21.50	21.60	21.50			
M. SECA + TARRO	19.40	19.40	19.00			
HUMEDAD	2.10	2.20	2.50			
PESO DEL TARRO	14.40	14.50	14.10			
PESO DE M. SECA	5.00	4.90	4.90			
% DE HUMEDAD	42.00	44.90	51.02			

DETERMINACION GRAFICA DEL L. LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	9-AB	A-27				
M. HUMEDA + TARRO	18.72	17.90				
M. SECA + TARRO	18.00	17.30				
HUMEDAD	0.72	0.60				
PESO DEL TARRO	14.60	14.50				
PESO DE M. SECA	3.40	2.80				
% DE HUMEDAD	21.17	21.42				

LIMITE LIQUIDO	47.90 %	LIMITE PLASTICO	21.30 %	INDICE PLASTICO	26.60 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : " " A
MUESTRA : Pozo " C "
PROFUNDIDAD : 2.00 m

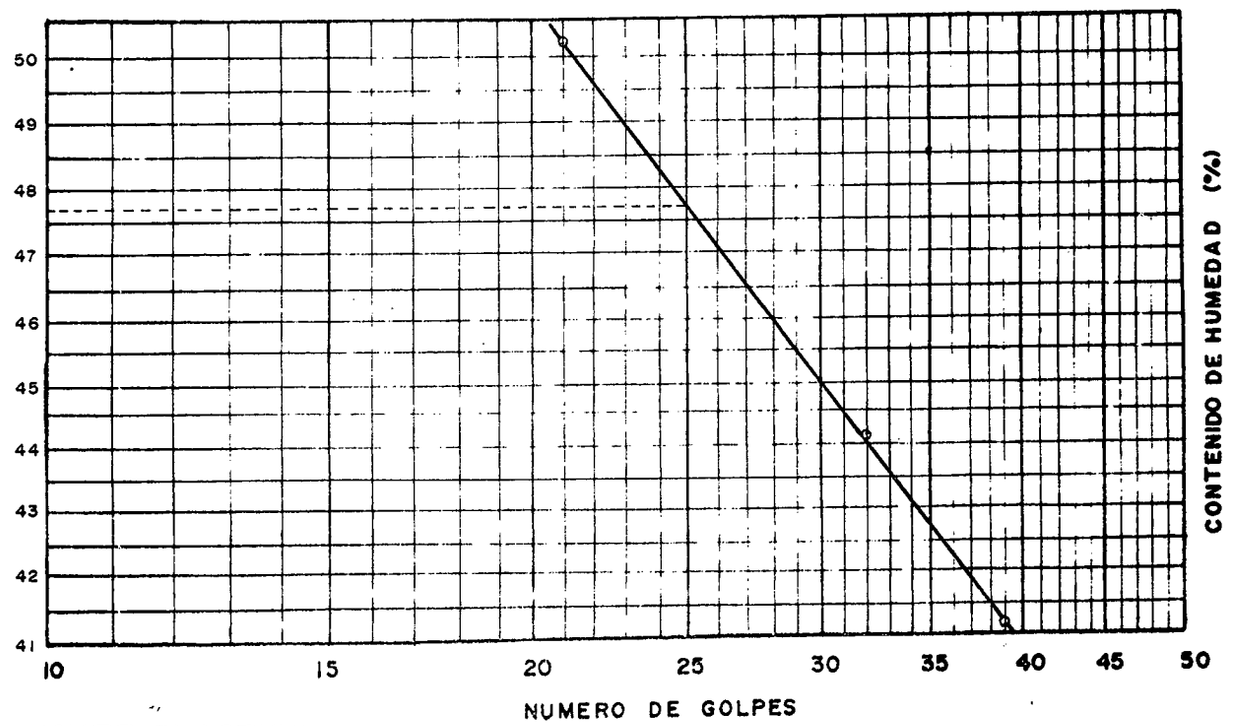
FECHA : 20 - V - 85
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo, A. Cárdenas
CALCULOS : AC. — FM.
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº.	A-C3	B	A-21			
NUMERO DE GOLPES	39	32	21			
M. HUMEDA + TARRO	20.50	21.00	20.61			
M. SECA + TARRO	18.60	19.10	18.50			
HUMEDAD	1.90	1.90	2.11			
PESO DEL TARRO	14.00	14.80	14.30			
PESO DE M. SECA	4.60	4.30	4.20			
% DE HUMEDAD	41.30	44.18	50.23			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	A-C5	A-C7				
M. HUMEDA + TARRO	19.10	18.10				
M. SECA + TARRO	18.20	17.40				
HUMEDAD	0.90	0.70				
PESO DEL TARRO	14.50	14.50				
PESO DE M. SECA	3.70	2.90				
% DE HUMEDAD	24.32	24.14				

LIMITE LIQUIDO	47.70 %	LIMITE PLASTICO	24.23 %	INDICE PLASTICO	23.47 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 22 - V - 85

SECTOR : " A "
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo, A. Cárdenas

MUESTRA : Pozo " C "
CALCULOS : A.C. — F.M.

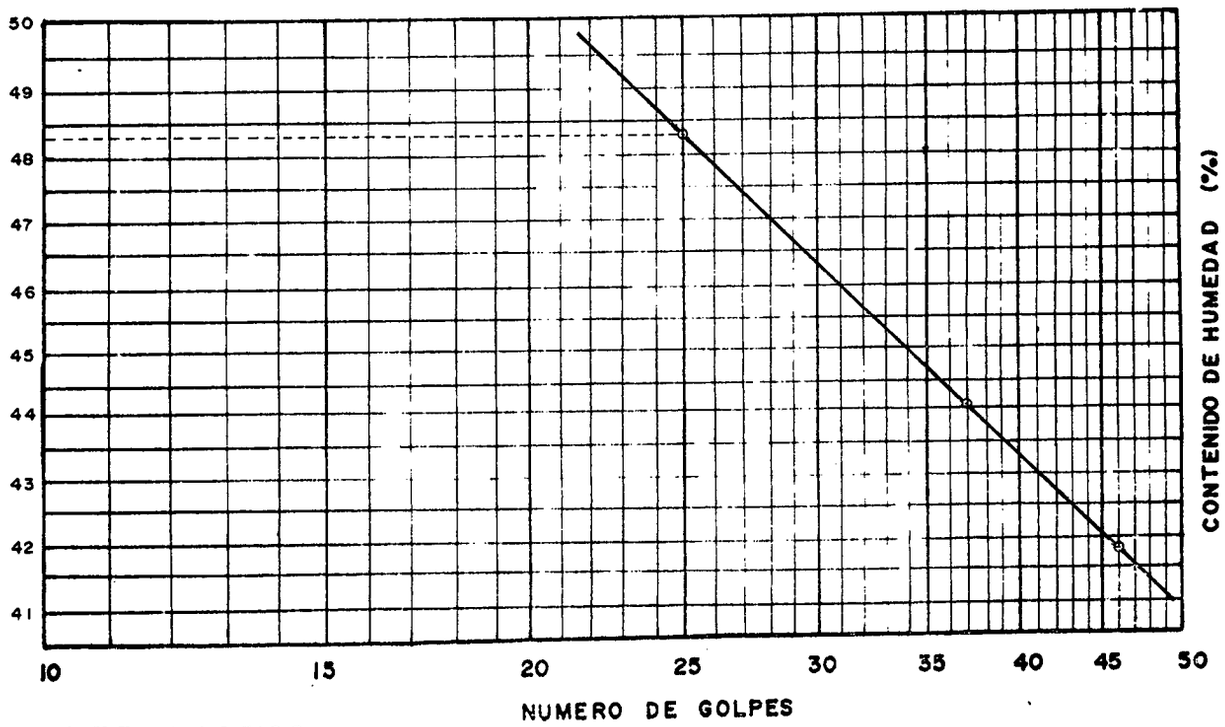
PROFUNDIDAD : 3.00 m
USO : _____

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	6-AB	A-28	# 9			
NUMERO DE GOLPES	46	37	25			
M. HUMEDA + TARRO	22.00	22.90	23.94			
M. SECA + TARRO	19.70	20.30	20.80			
HUMEDAD	2.30	2.60	3.14			
PESO DEL TARRO	14.20	14.40	14.30			
PESO DE M. SECA	5.50	5.90	6.50			
% DE HUMEDAD	41.81	44.06	48.30			

DETERMINACION GRAFICA DEL L. LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	3-AB	10-AB	11-AR			
M. HUMEDA + TARRO	18.20	19.80	19.80			
M. SECA + TARRO	17.40	18.50	18.60			
HUMEDAD	0.80	1.30	1.20			
PESO DEL TARRO	14.50	13.80	14.30			
PESO DE M. SECA	2.90	4.70	4.30			
% DE HUMEDAD	27.50	27.60	27.90			

LIMITE LIQUIDO 48.30 %	LIMITE PLASTICO 27.55 %	INDICE PLASTICO 20.75 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

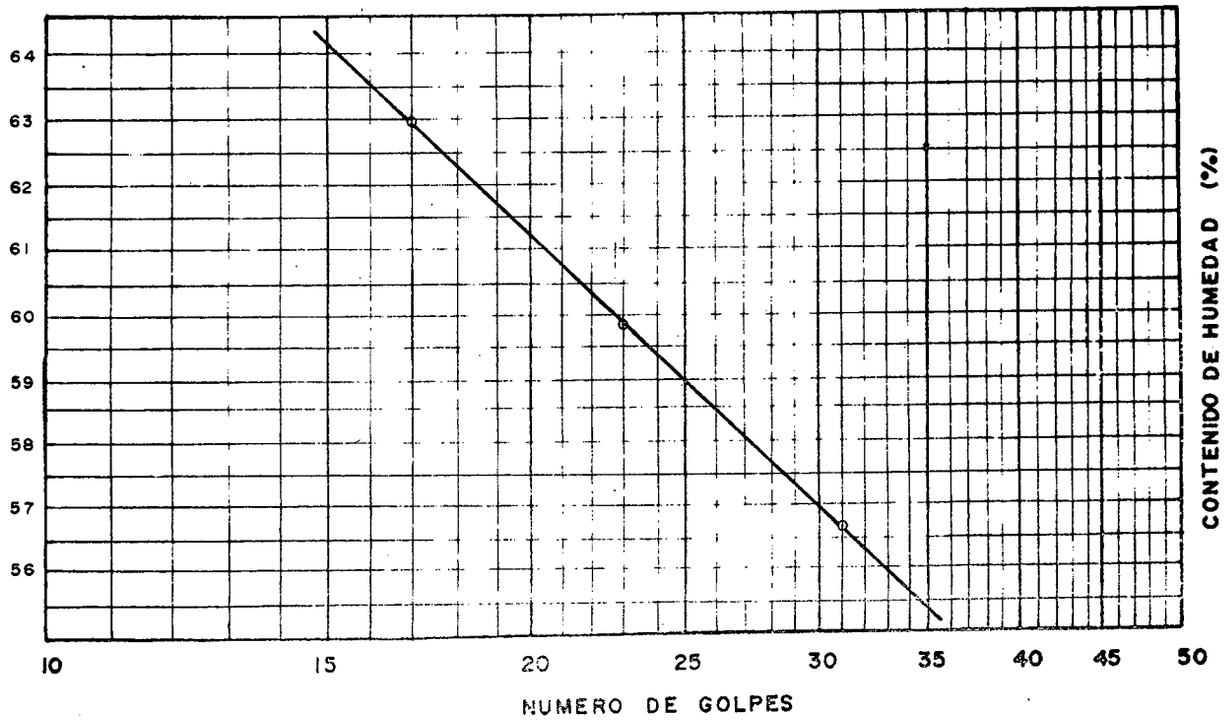
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 3 – VI – 85
SECTOR : "B"
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo, A. Carolenas
MUESTRA : Pozo "A"
CALCULOS : A.C – F.M.
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	6-AR	FM-3	AC-4			
NUMERO DE GOLPES	31	23	17			
M. HUMEDA + TARRO	28.81	28.80	26.76			
M. SECA + TARRO	25.76	25.59	24.01			
HUMEDAD	3.05	3.21	2.75			
PESO DEL TARRO	20.38	20.23	19.64			
PESO DE M. SECA	5.38	5.36	4.37			
% DE HUMEDAD	56.69	59.88	62.93			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	1-9	A-3				
M. HUMEDA + TARRO	24.30	25.27				
M. SECA + TARRO	23.46	24.24				
HUMEDAD	0.84	1.03				
PESO DEL TARRO	20.00	20.00				
PESO DE M. SECA	3.46	4.24				
% DE HUMEDAD	24.27	24.29				

LIMITE LIQUIDO	59.00 %	LIMITE PLASTICO	24.28 %	INDICE PLASTICO	34.72 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO Tesis de Grado — FECHA 5- VI- 85

SECTOR " B " — ENSAYADO POR : F. Mogrovejo. A. Cardenas

MUESTRA Pozo " A " — CALCULOS F.M. — A.C.

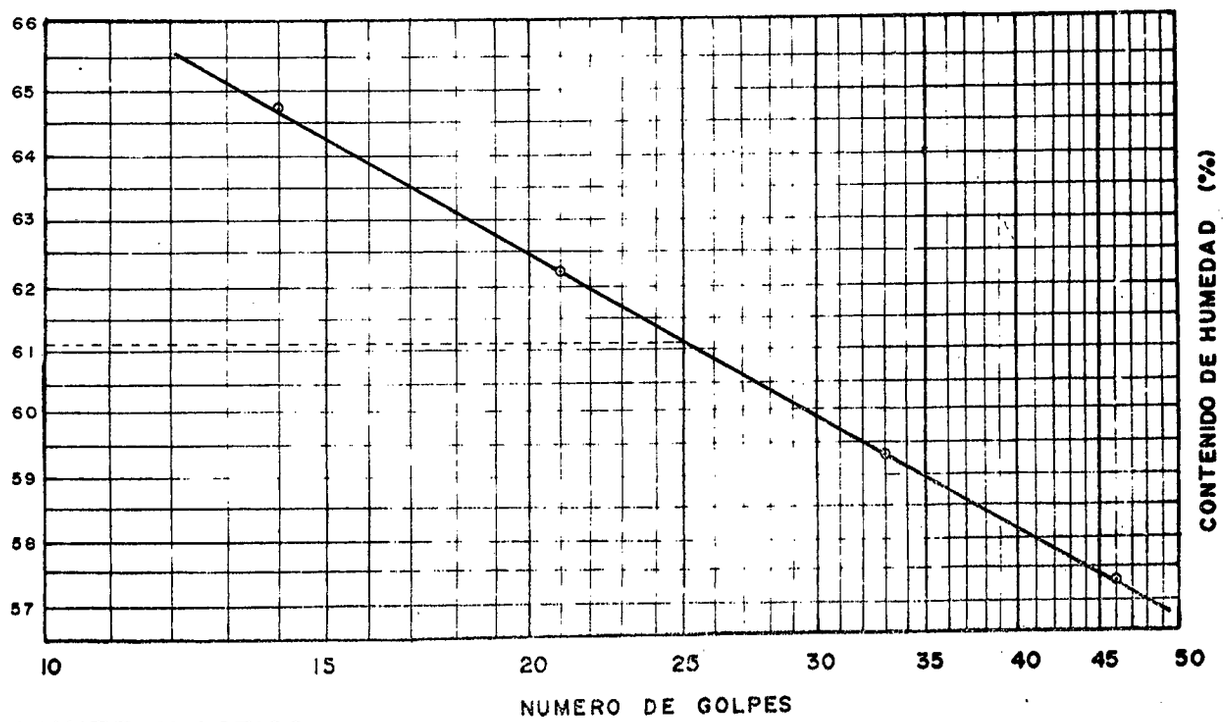
PROFUNDIDAD : 2.00 m. — USO

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	22-a	F-1	A-21	A-C4		
NUMERO DE GOLPES	46	33	21	14		
M. HUMEDA + TARRO	31.20	28.50	29.20	26.80		
M. SECA + TARRO	27.41	25.41	25.71	23.97		
HUMEDAD	3.79	3.09	3.49	2.83		
PESO DEL TARRO	20.80	20.20	20.10	19.60		
PESO DE M. SECA	6.61	5.21	5.61	4.37		
% DE HUMEDAD	57.34	59.31	62.21	64.76		

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	M-8	Z				
M. HUMEDA + TARRO	10.26	10.39				
M. SECA + TARRO	9.71	9.85				
HUMEDAD	0.55	0.53				
PESO DEL TARRO	7.71	7.91				
PESO DE M. SECA	2.00	1.95				
% DE HUMEDAD	27.50	27.17				

LIMITE LIQUIDO 61.10 %	LIMITE PLASTICO 27.50 %	INDICE PLASTICO 33.60 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "B"
MUESTRA : Pozo "A"
PROFUNDIDAD : 3.00 m

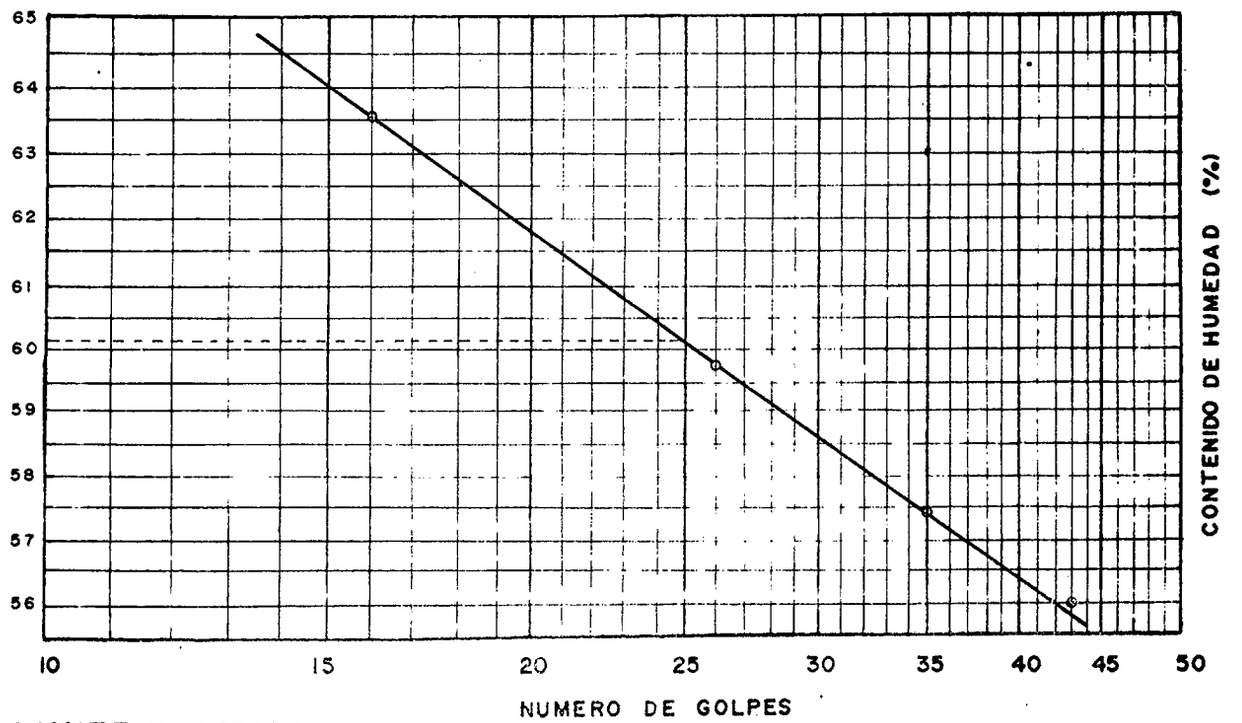
FECHA 5 - VI - 85
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo, A. Cardenas
CALCULOS : A C — F M.
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	M	31-A	100	X		
NUMERO DE GOLPES	43	35	26	16		
M. HUMEDA + TARRO	15.56	15.97	16.19	16.50		
M. SECA + TARRO	12.81	13.01	13.16	13.26		
HUMEDAD	2.75	2.96	3.03	3.24		
PESO DEL TARRO	7.90	7.86	8.09	8.16		
PESO DE M. SECA	4.91	5.15	5.07	5.10		
% DE HUMEDAD	56.00	57.47	59.76	63.53		

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	4	Z	15			
M. HUMEDA + TARRO	10.65	10.10	10.43			
M. SECA + TARRO	10.05	9.65	9.89			
HUMEDAD	0.60	0.45	0.54			
PESO DEL TARRO	7.75	7.91	7.80			
PESO DE M. SECA	2.30	1.74	2.09			
% DE HUMEDAD	26.08	25.86	25.83			

LIMITE LIQUIDO 60.20 %	LIMITE PLASTICO 26.00 %	INDICE PLASTICO 34.20 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

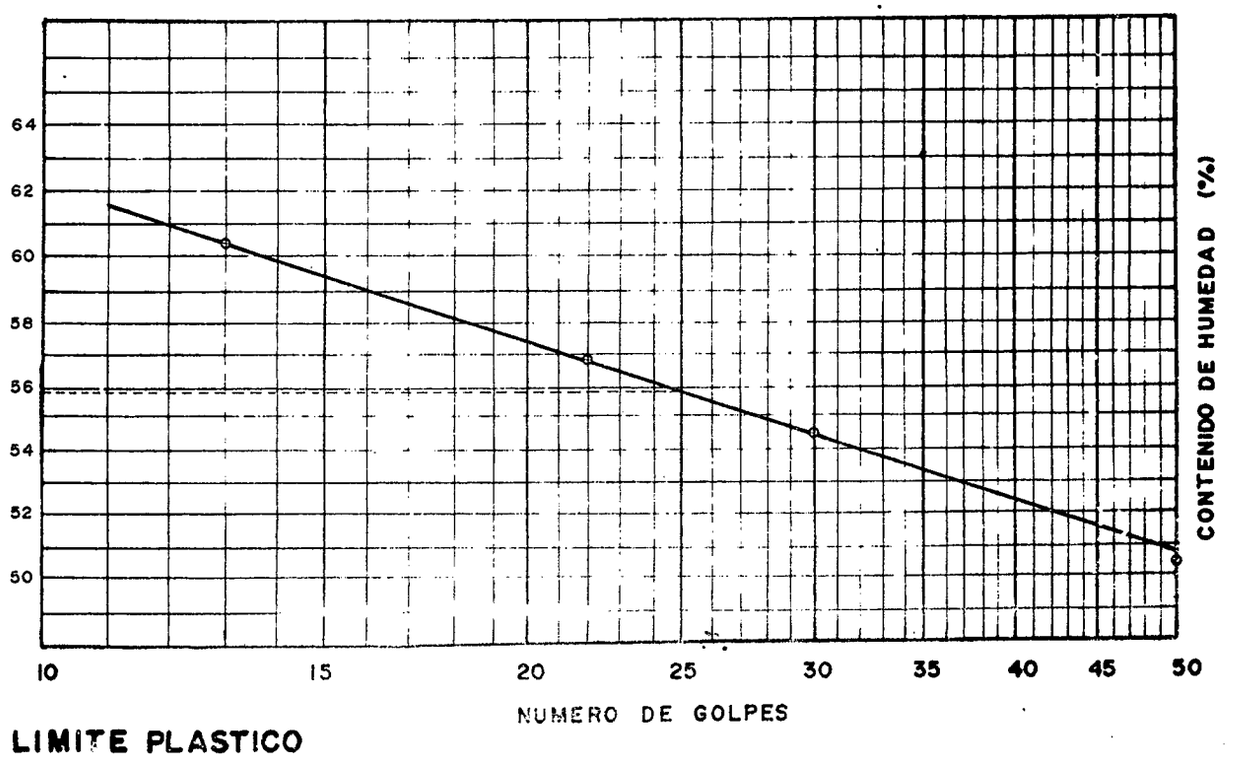
PROYECTO: Tesis de Grado
FECHA: 6-VII-85
SECTOR: "B"
ENSAYADO POR: A. Cárdenas F. Mogrovejo
MUESTRA: Pozo "B"
CALCULOS: A.C. — F.M.
PROFUNDIDAD: 1.00 m
USO: _____

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	#31	M	#9	M-5		
NUMERO DE GOLPES	50	30	22	13		
M. HUMEDA + TARRO	15.98	15.78	16.23	16.28		
M. SECA + TARRO	13.26	13.00	13.44	13.15		
HUMEDAD	2.72	2.78	2.79	3.13		
PESO DEL TARRO	7.86	7.90	8.53	7.97		
PESO DE M. SECA	5.40	5.10	4.91	5.18		
% DE HUMEDAD	50.37	54.50	56.82	60.42		

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	#32	#18	B			
M. HUMEDA + TARRO	10.56	10.26				
M. SECA + TARRO	10.03	9.80				
HUMEDAD	0.53	0.46				
PESO DEL TARRO	7.93	7.95				
PESO DE M. SECA	2.10	1.85				
% DE HUMEDAD	25.23	24.86				

LIMITE LIQUIDO	55.80 %	LIMITE PLASTICO	25.04 %	INDICE PLASTICO	30.76 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

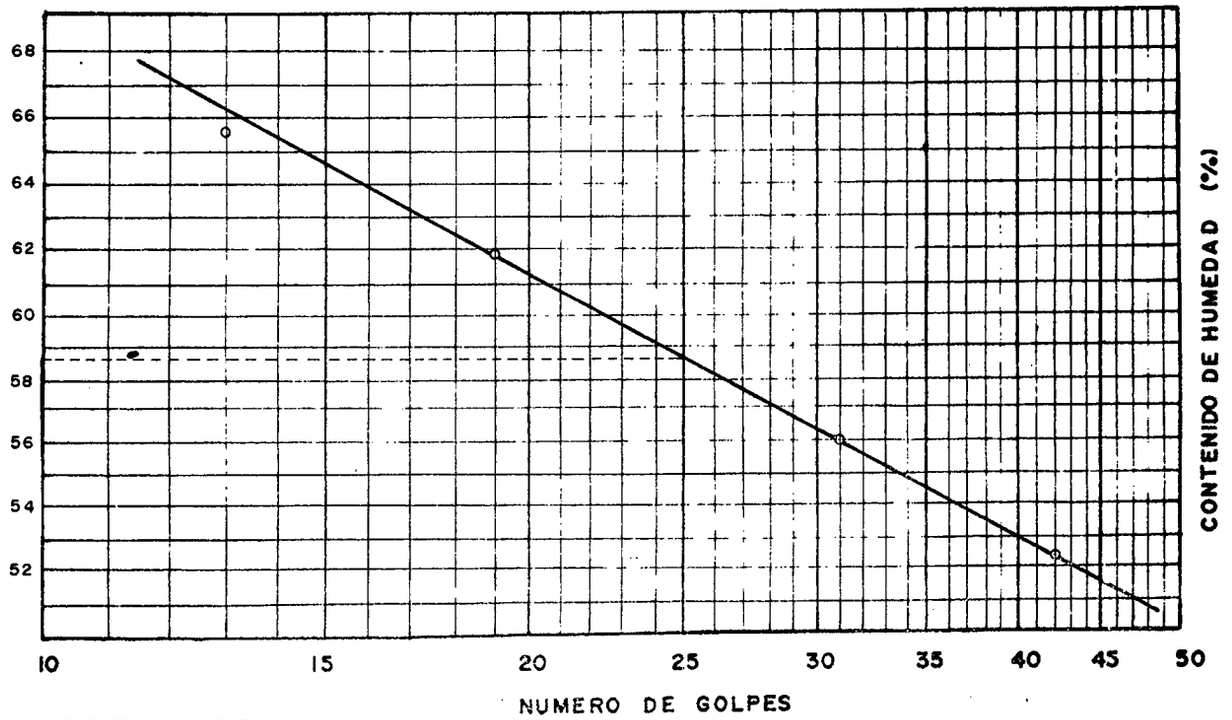
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 6-VI-85
SECTOR : "B"
ENSAYADO POR : F. Mogrovejo, A. Cárdenas
MUESTRA : Pozo "B"
CALCULOS : A. C — F. M.
PROFUNDIDAD : 2.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	A-2	#9	#100	#13		
NUMERO DE GOLPES	42	31	19	14		
M. HUMEDA + TARRO	15.43	16.55	15.70	16.34		
M. SECA + TARRO	12.84	13.67	12.72	12.96		
HUMEDAD	2.59	2.88	2.98	3.38		
PESO DEL TARRO	7.89	8.53	7.90	7.81		
PESO DE M. SECA	4.95	5.14	4.82	5.15		
% DE HUMEDAD	52.30	56.00	61.80	65.60		

DETERMINACION GRAFICA DEL L. LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	M-3	#2				
M. HUMEDA + TARRO	10.92	10.63				
M. SECA + TARRO	10.31	10.05				
HUMEDAD	0.61	0.58				
PESO DEL TARRO	8.05	7.91				
PESO DE M. SECA	2.26	2.14				
% DE HUMEDAD	27.00	27.10				

LIMITE LIQUIDO	58.60 %	LIMITE PLASTICO	27.05 %	INDICE PLASTICO	31.55 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado — FECHA : 6 - VII - 85

SECTOR : "B" — ENSAYADO POR : A. Cardenas, F. Mogrovejo

MUESTRA Pozo "B" — CALCULOS : A.C — F.M.

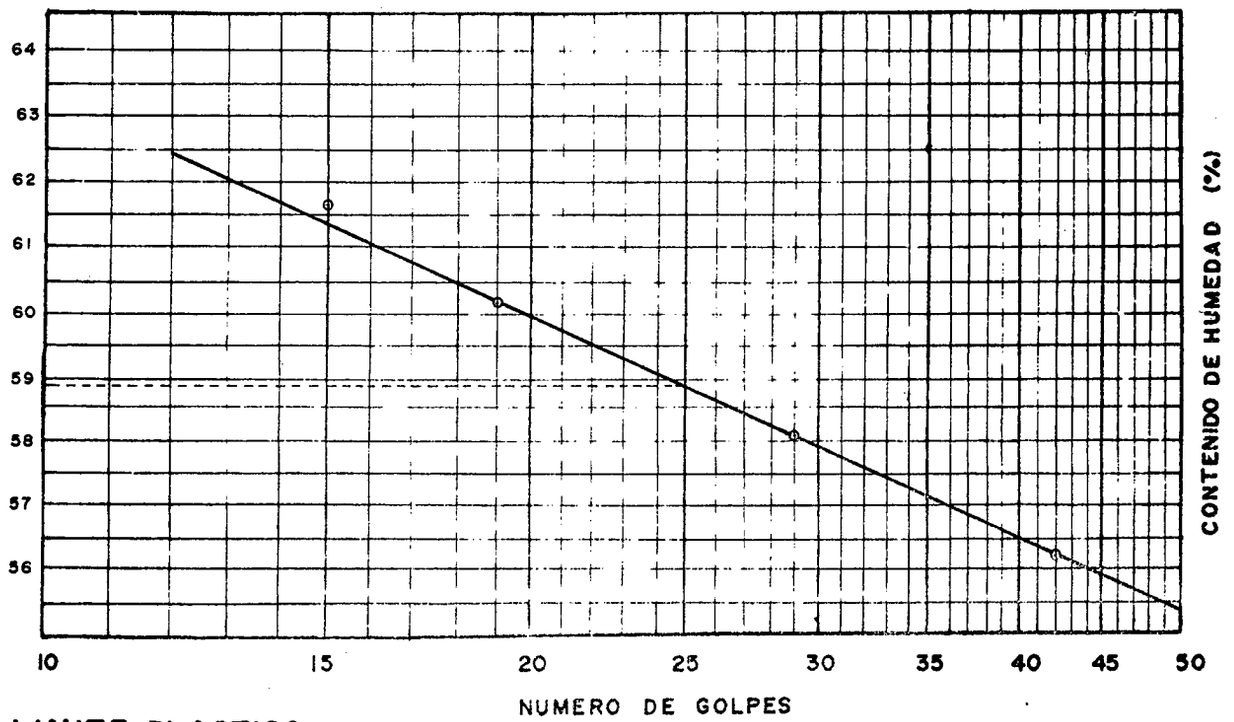
PROFUNDIDAD : 3 00 m — USO : _____

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	A-Z	X	M	#1		
NUMERO DE GOLPES	42	29	19	15		
M. HUMEDA + TARRO	15.53	15.57	16.52	15.94		
M. SECA + TARRO	12.78	12.75	13.28	12.97		
HUMEDAD	2.75	2.82	3.24	2.97		
PESO DEL TARRO	7.89	7.90	7.90	8.16		
PESO DE M. SECA	4.89	4.85	5.38	4.81		
% DE HUMEDAD	56.20	58.10	60.20	61.70		

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	B	#15				
M. HUMEDA + TARRO	11.08	10.41				
M. SECA + TARRO	10.53	9.88				
HUMEDAD	0.55	0.53				
PESO DEL TARRO	8.33	7.80				
PESO DE M. SECA	2.20	2.08				
% DE HUMEDAD	25.00	25.50				

LIMITE LIQUIDO 58.90%	LIMITE PLASTICO 25.25%	INDICE PLASTICO 33.65%

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 5-VI-85

SECTOR : "B"
ENSAYADO POR : F. MOGROVEJO, A. CORDEHAS

MUESTRA : Pozo "C"
CALCULOS : A.C — F.M.

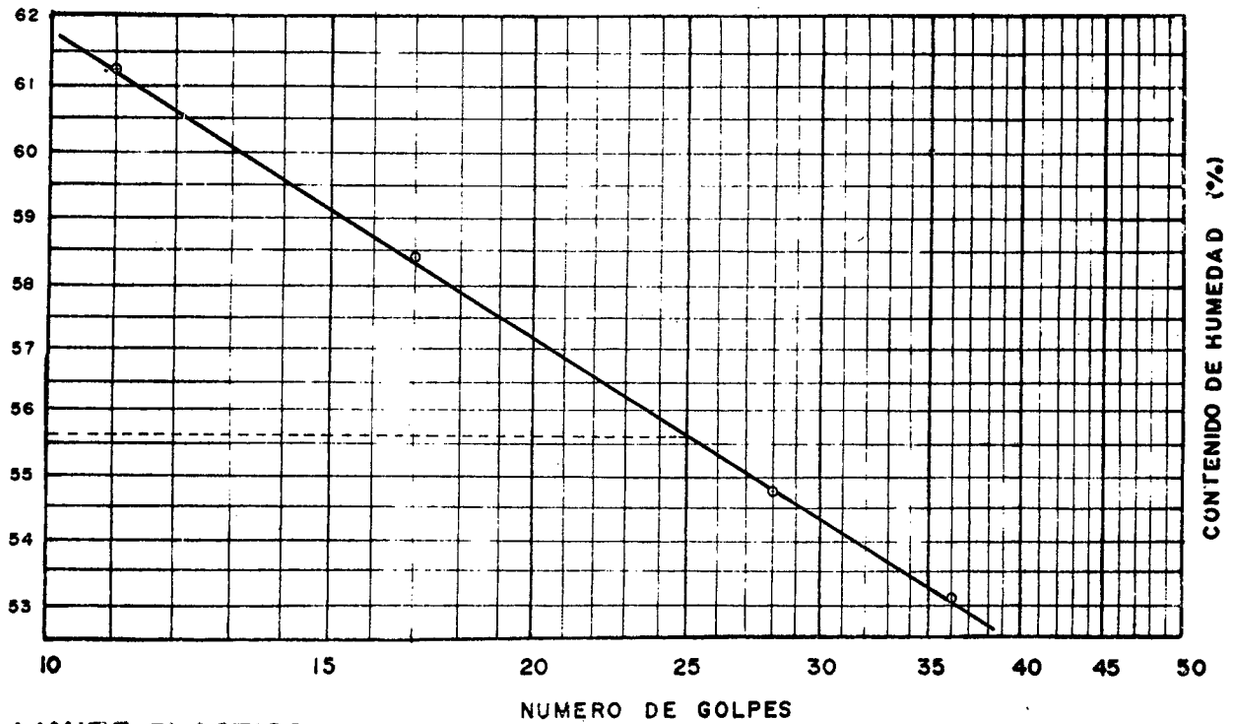
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	M-3	A-4	#9	#13		
NUMERO DE GOLPES	36	28	17	11		
M. HUMEDA + TARRO	15.89	15.67	16.45	16.34		
M. SECA + TARRO	13.17	12.95	13.53	13.10		
HUMEDAD	2.72	2.72	2.92	3.24		
PESO DEL TARRO	8.05	7.99	8.53	7.81		
PESO DE M. SECA	5.12	4.96	5.00	5.29		
% DE HUMEDAD	53.12	54.83	58.40	61.24		

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	#34	#2				
M. HUMEDA + TARRO	10.52	11.26				
M. SECA + TARRO	10.04	10.56				
HUMEDAD	0.55	0.70				
PESO DEL TARRO	7.94	7.91				
PESO DE M. SECA	2.10	2.65				
% DE HUMEDAD	26.19	26.41				

LIMITE LIQUIDO 55.60 %	LIMITE PLASTICO 26.30 %	INDICE PLASTICO 29.30 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "B"
MUESTRA : Pozo "C"
PROFUNDIDAD : 2.00 m

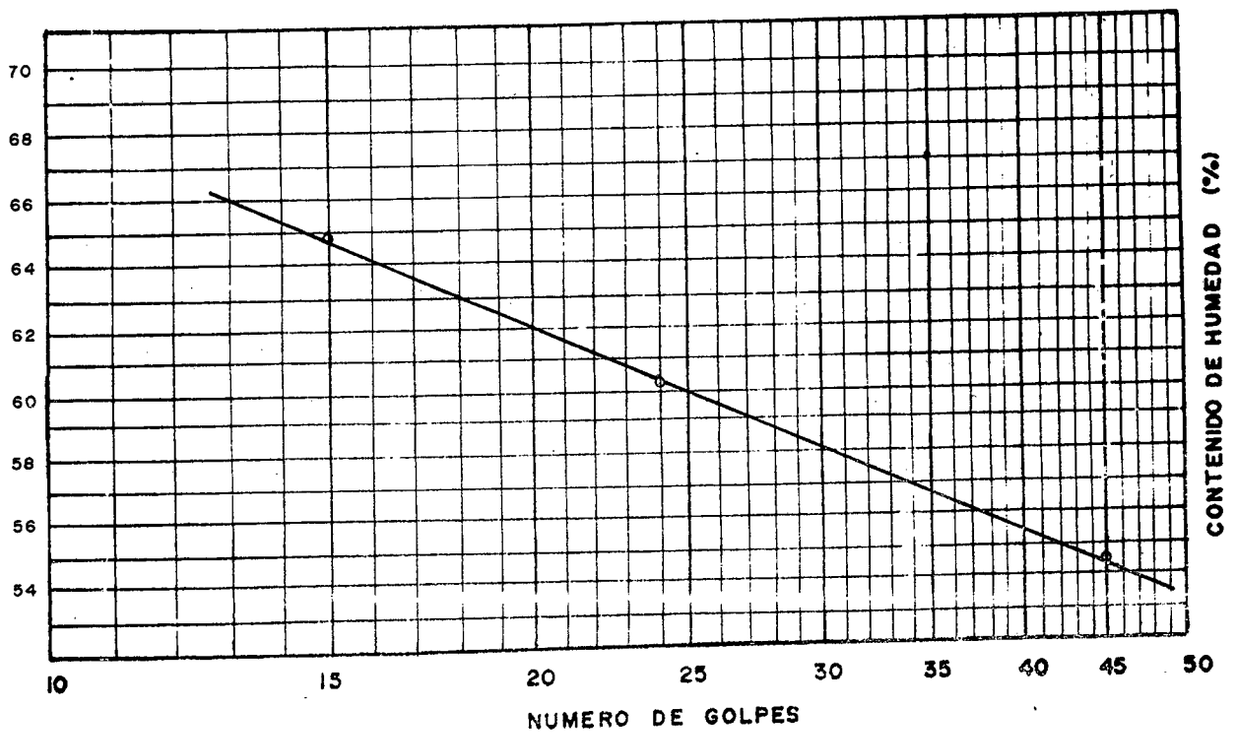
FECHA 5-VI-85
ENSAYADO POR : F. M - A. C
CALCULOS : AC - FM.
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	A-16	H	F			
NUMERO DE GOLPES	45	24	15			
M. HUMEDA + TARRO	31.31	30.64	31.75			
M. SECA + TARRO	27.42	26.76	27.22			
HUMEDAD	3.89	3.88	4.53			
PESO DEL TARRO	20.29	20.32	20.28			
PESO DE M. SECA	7.13	6.44	6.98			
% DE HUMEDAD	54.56	60.25	64.90			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	6-AR	A-28				
M. HUMEDA + TARRO	24.26	23.81				
M. SECA + TARRO	23.14	22.89				
HUMEDAD	1.12	0.92				
PESO DEL TARRO	19.97	20.28				
PESO DE M. SECA	3.17	2.61				
% DE HUMEDAD	35.33	35.25				

LIMITE LIQUIDO 60.00 %	LIMITE PLASTICO 35.29 %	INDICE PLASTICO 24.71 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado — FECHA 7- VII-85

SECTOR : "B" — ENSAYADO POR : F.M - A.C

MUESTRA : Pozo "C" — CALCULOS : F.M — A.C

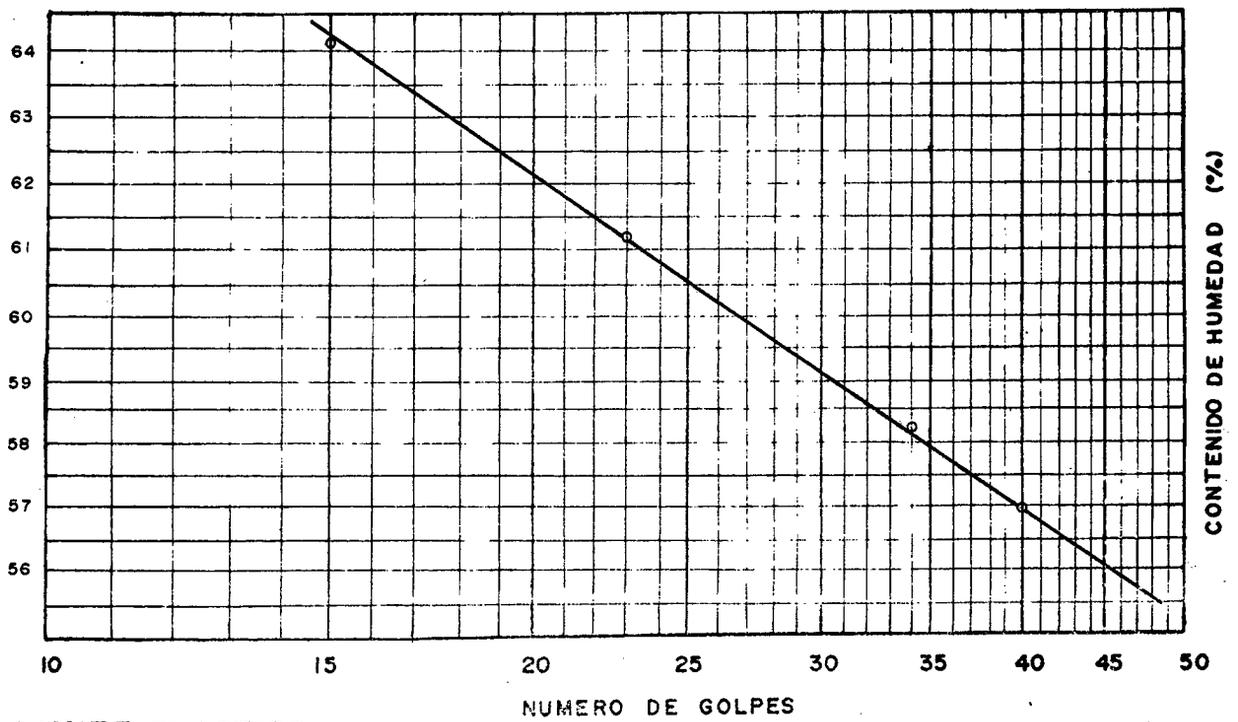
PROFUNDIDAD : 3.00 m — USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	M	M-2	X	#31		
NUMERO DE GOLPES	40	34	23	15		
M. HUMEDA + TARRO	16.11	17.22	15.75	16.23		
M. SECA + TARRO	13.13	13.83	12.77	12.96		
HUMEDAD	2.98	3.39	2.98	3.27		
PESO DEL TARRO	7.90	8.01	7.90	7.86		
PESO DE M. SECA	5.23	5.82	4.87	5.10		
% DE HUMEDAD	56.97	58.24	61.19	64.11		

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	M-3	#2				
M. HUMEDA + TARRO	10.45	10.41				
M. SECA + TARRO	9.88	9.82				
HUMEDAD	0.57	0.59				
PESO DEL TARRO	8.05	7.91				
PESO DE M. SECA	1.83	1.91				
% DE HUMEDAD	31.00	31.00				

LIMITE LIQUIDO	60.50%	LIMITE PLASTICO	31.00%	INDICE PLASTICO	29.50%

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

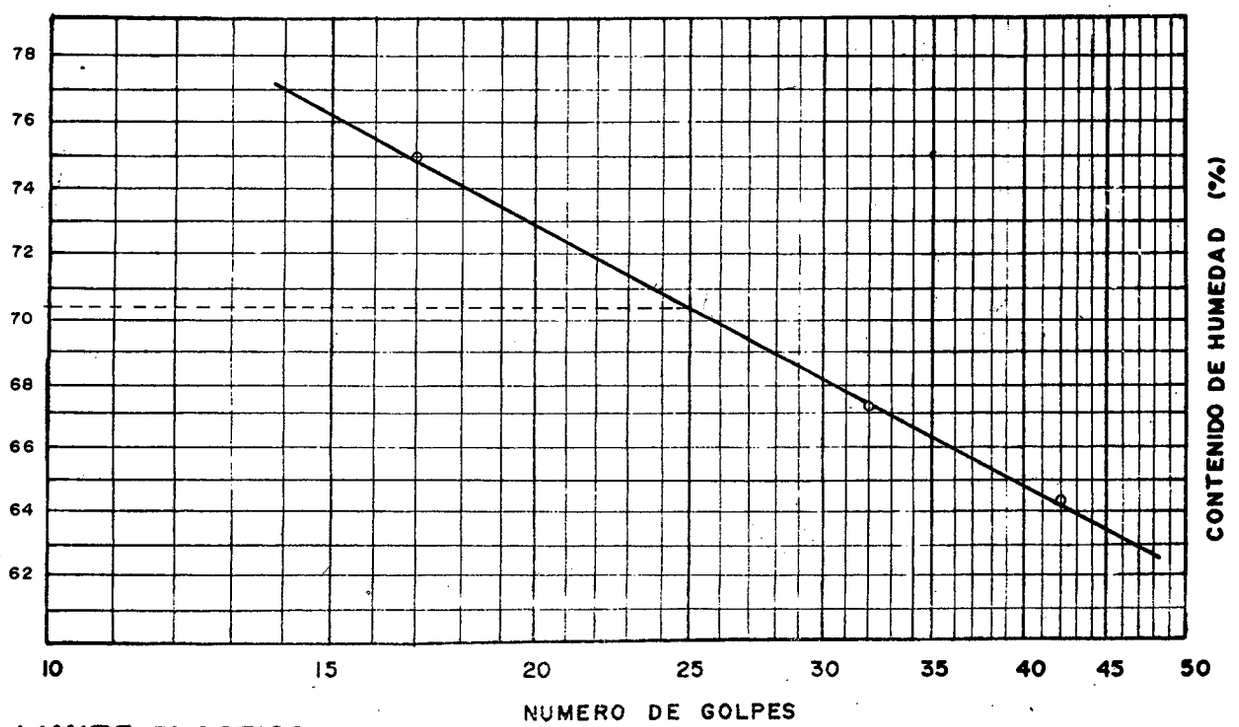
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 7-VII-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : F.M - A.C
MUESTRA : Pozo "A"
CALCULOS : F.M.L - A.C.G.
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	A-27	ACB	11AR			
NUMERO DE GOLPES	42	32	17			
M. HUMEDA + TARRO	24.10	23.50	23.40			
M. SECA + TARRO	20.30	20.00	19.50			
HUMEDAD	3.80	3.50	3.90			
PESO DEL TARRO	14.40	14.80	14.30			
PESO DE M. SECA	5.90	5.20	5.20			
% DE HUMEDAD	64.40	67.30	75.00			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	A4	A5				
M. HUMEDA + TARRO	23.80	23.33				
M. SECA + TARRO	22.87	22.53				
HUMEDAD	0.93	0.80				
PESO DEL TARRO	20.20	20.15				
PESO DE M. SECA	2.67	2.38				
% DE HUMEDAD	34.83	33.61				

LIMITE LIQUIDO 70.40 %	LIMITE PLASTICO 34.22 %	INDICE PLASTICO 36.18 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

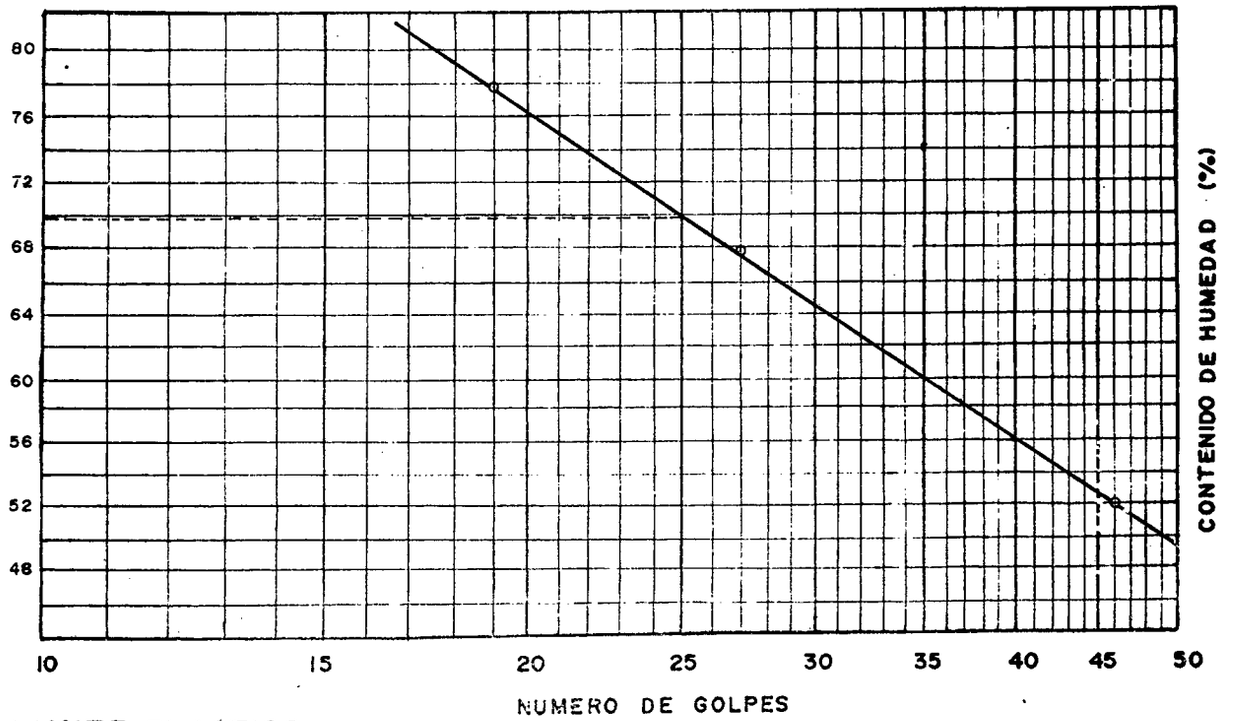
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 9-VIII-85.
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : AC-FM
MUESTRA : Pozo "A"
CALCULOS : FM-AC.
PROFUNDIDAD : 2.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	10A	B3	A4			
NUMERO DE GOLPES	46	27	19			
M. HUMEDA + TARRO	22.10	21.40	20.90			
M. SECA + TARRO	19.50	18.30	18.10			
HUMEDAD	2.60	2.70	2.80			
PESO DEL TARRO	14.50	14.30	14.50			
PESO DE M. SECA	5.00	4.00	3.60			
% DE HUMEDAD	52.00	67.75	77.77			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	C-14	7B				
M. HUMEDA + TARRO	22.90	23.50				
M. SECA + TARRO	22.20	22.80				
HUMEDAD	0.70	0.70				
PESO DEL TARRO	19.90	20.40				
PESO DE M. SECA	2.30	2.40				
% DE HUMEDAD	30.43	29.16				

LIMITE LIQUIDO	69.80 %	LIMITE PLASTICO	29.79 %	INDICE PLASTICO	40.01 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

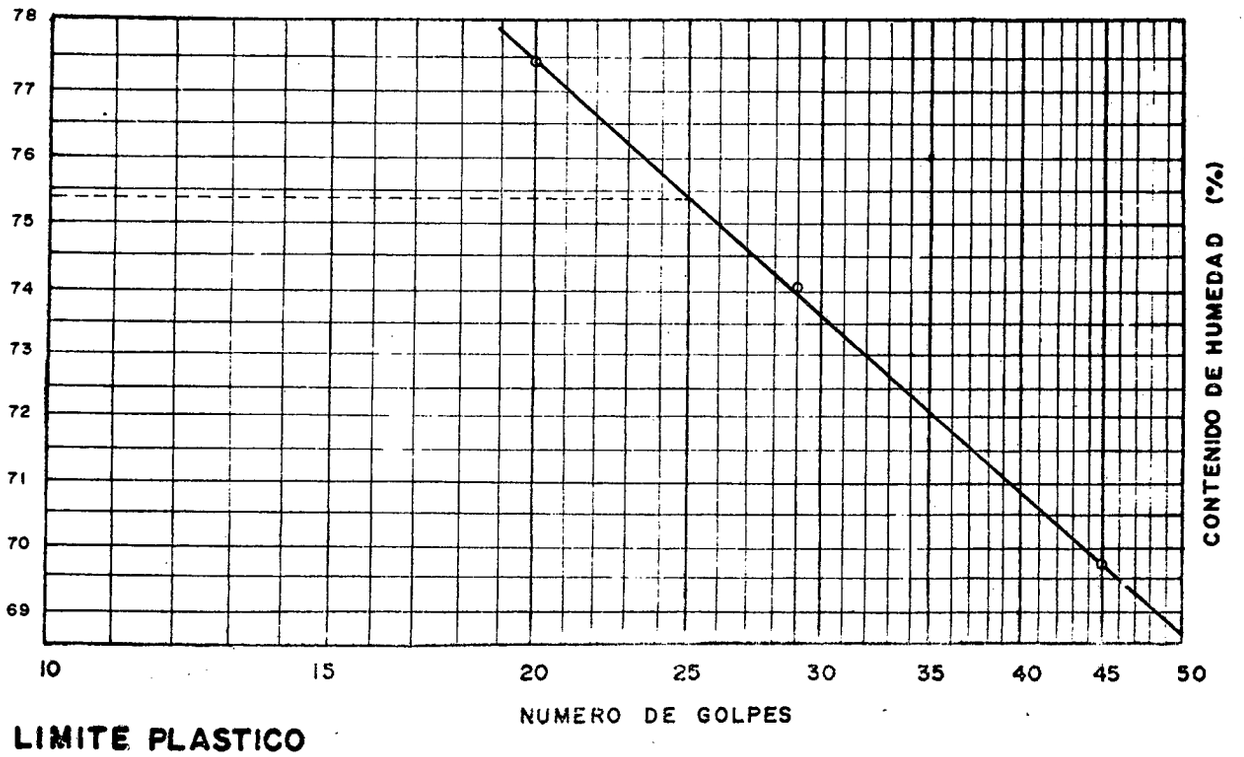
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 9-VII-05
SECTOR : " C "
ENSAYADO POR : F.M – A.C.
MUESTRA : Pozo "A"
CALCULOS : AC – FM
PROFUNDIDAD : 3.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	26	A9	A			
NUMERO DE GOLPES	45	29	20			
M. HUMEDA + TARRO	21.30	20.84	19.90			
M. SECA + TARRO	18.30	18.10	17.50			
HUMEDAD	3.00	2.74	2.40			
PESO DEL TARRO	14.00	14.40	14.40			
PESO DE M. SECA	4.30	3.70	3.10			
% DE HUMEDAD	69.76	74.05	77.41			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	A22	A20				
M. HUMEDA + TARRO	24.00	23.09				
M. SECA + TARRO	23.10	22.30				
HUMEDAD	0.90	0.79				
PESO DEL TARRO	20.64	20.17				
PESO DE M. SECA	2.46	2.13				
% DE HUMEDAD	36.58	37.09				

LIMITE LIQUIDO	75.30 %	LIMITE PLASTICO	36.84 %	INDICE PLASTICO	38.46 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

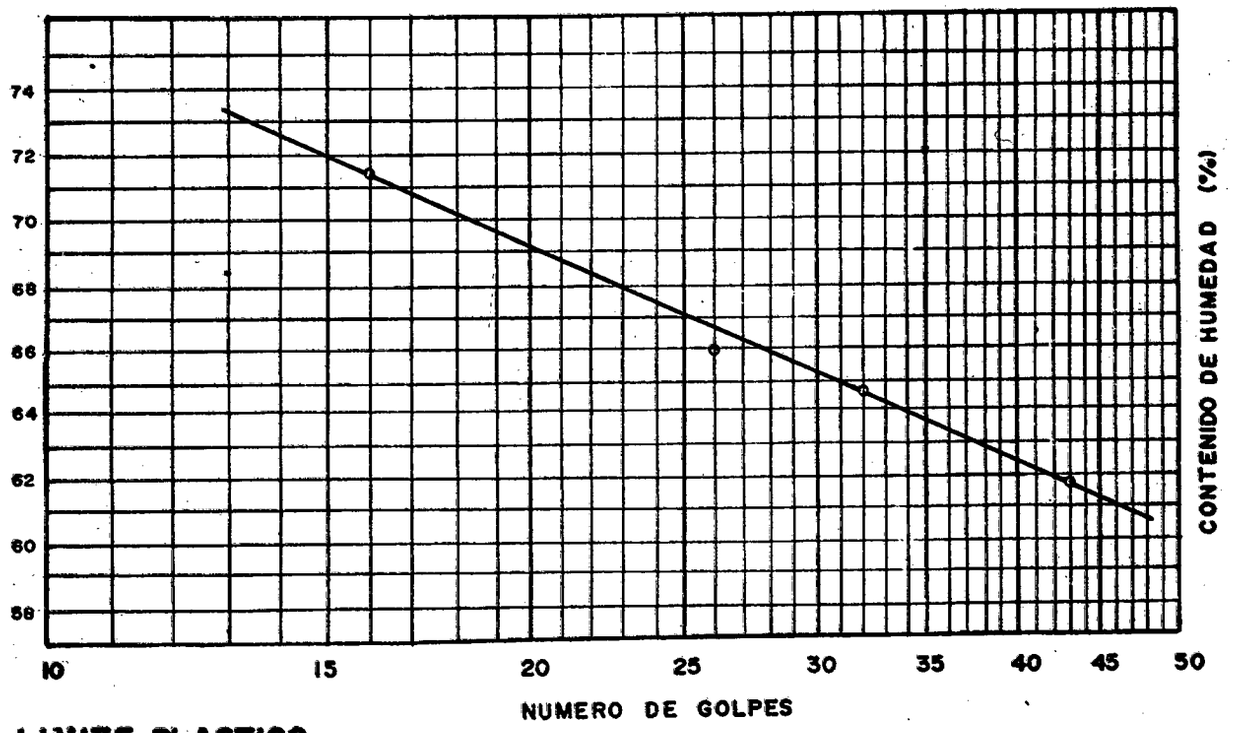
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 9-VII-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : FM-AC.
MUESTRA : Pozo "B"
CALCULOS : AC-FM
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	1C	2C	3C	4C		
NUMERO DE GOLPES	43	32	26	16		
M. HUMEDA + TARRO	29.17	28.10	29.36	30.67		
M. SECA + TARRO	25.90	25.00	25.80	26.60		
HUMEDAD	3.27	3.10	3.56	4.07		
PESO DEL TARRO	20.60	20.20	20.40	20.90		
PESO DE M. SECA	5.30	4.80	5.40	5.70		
% DE HUMEDAD	61.70	64.58	65.93	71.40		

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	1A	2D				
M. HUMEDA + TARRO	24.37	24.28				
M. SECA + TARRO	22.40	23.35				
HUMEDAD	0.97	0.93				
PESO DEL TARRO	20.20	20.20				
PESO DE M. SECA	2.20	3.15				
% DE HUMEDAD	30.31	29.52				

LIMITE LIQUIDO	67.00 %	LIMITE PLASTICO	29.92 %	INDICE PLASTICO	37.08 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA
197

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

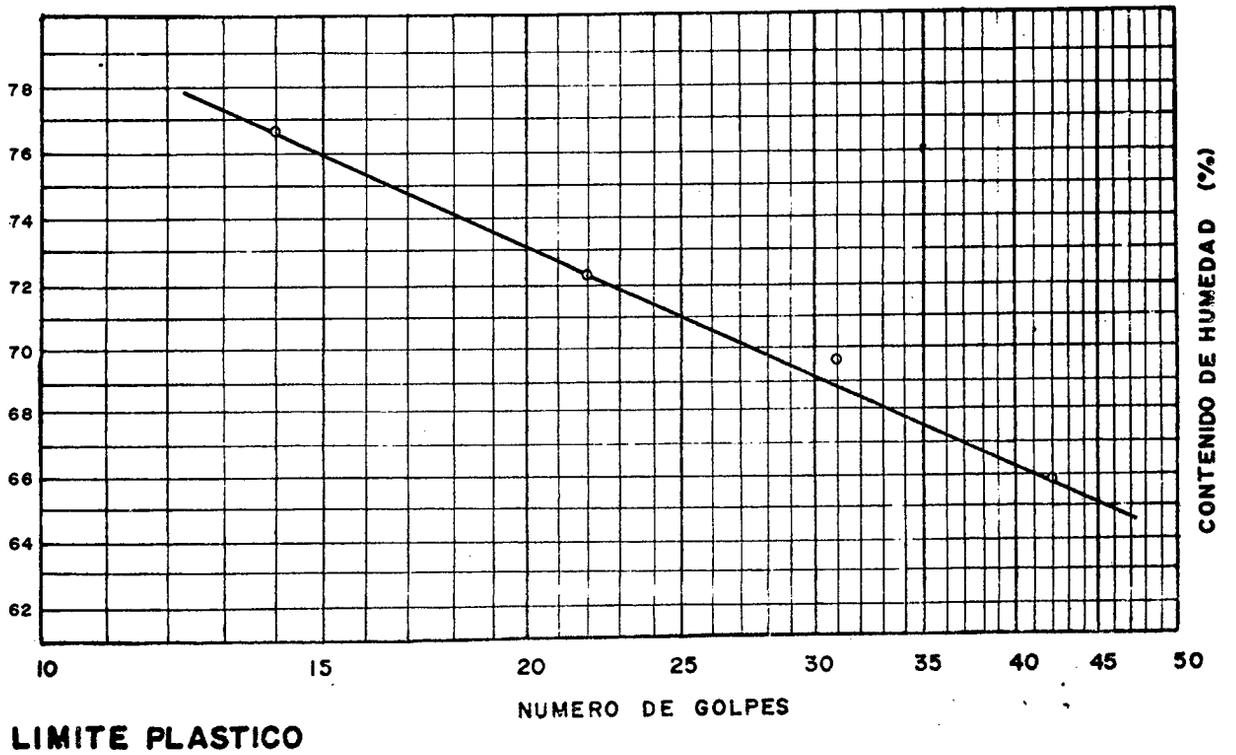
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 9-VI-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : FM-AC
MUESTRA : Pozo "B"
CALCULOS : FM-AC
PROFUNDIDAD : 2.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	1A	2A	3A	4A		
NUMERO DE GOLPES	42	31	22	14		
M. HUMEDA + TARRO	27.83	27.67	28.79	28.45		
M. SECA + TARRO	24.80	24.70	25.10	25.00		
HUMEDAD	3.03	2.97	3.69	3.45		
PESO DEL TARRO	20.20	20.40	20.00	20.50		
PESO DE M. SECA	4.60	4.30	5.10	4.50		
% DE HUMEDAD	65.87	69.67	72.35	76.67		

DETERMINACION GRAFICA DEL L. LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	1B	2B				
M. HUMEDA + TARRO	25.87	26.41				
M. SECA + TARRO	24.66	25.00				
HUMEDAD	1.27	1.41				
PESO DEL TARRO	20.50	20.40				
PESO DE M. SECA	4.10	4.60				
% DE HUMEDAD	30.97	30.65				

LIMITE LIQUIDO	71.00 %	LIMITE PLASTICO	30.81 %	INDICE PLASTICO	40.19 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado — FECHA : 10-VI-85

SECTOR : "C" — ENSAYADO POR : F. M.

MUESTRA : Pozo "B" — CALCULOS : A. C

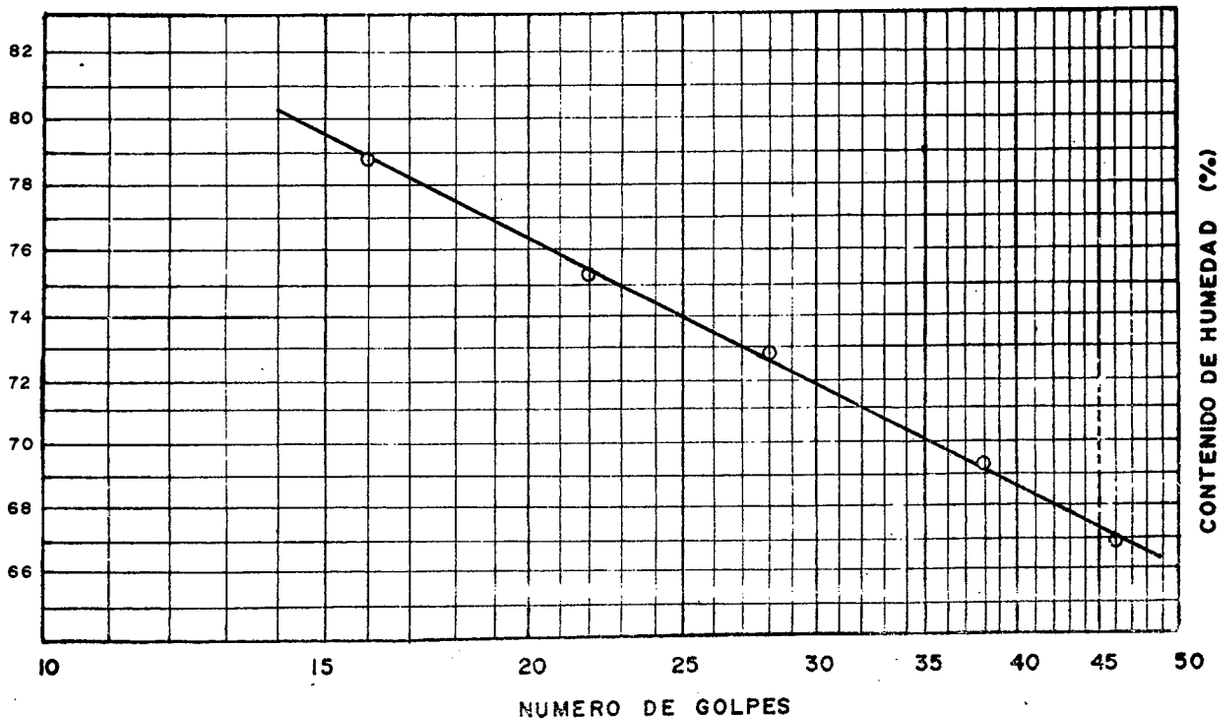
PROFUNDIDAD : 3.00 — USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	1L	2L	3L	4L	5L	
NUMERO DE GOLPES	46	38	28	22	16	
M. HUMEDA + TARRO	28.58	27.35	27.73	29.04	30.05	
M. SECA + TARRO	25.30	24.30	24.60	25.20	25.80	
HUMEDAD	3.28	3.05	3.13	3.84	4.25	
PESO DEL TARRO	20.40	19.90	20.30	20.10	20.40	
PESO DE M. SECA	4.90	4.40	4.30	5.10	5.40	
% DE HUMEDAD	66.94	69.32	72.79	75.29	78.70	

DETERMINACION GRAFICA DEL L. LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	1P	2P	3P			
M. HUMEDA + TARRO	24.45	25.09	25.17			
M. SECA + TARRO	23.40	23.90	23.90			
HUMEDAD	1.05	1.19	1.27			
PESO DEL TARRO	20.20	20.30	20.10			
PESO DE M. SECA	3.20	3.60	3.80			
% DE HUMEDAD	32.81	33.05	33.42			

LIMITE LIQUIDO	74.00 %	LIMITE PLASTICO	33.09 %	INDICE PLASTICO	40.91 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 10-VI-85

SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : AC-FM

MUESTRA : Pozo "C"
CALCULOS : AC-FM.

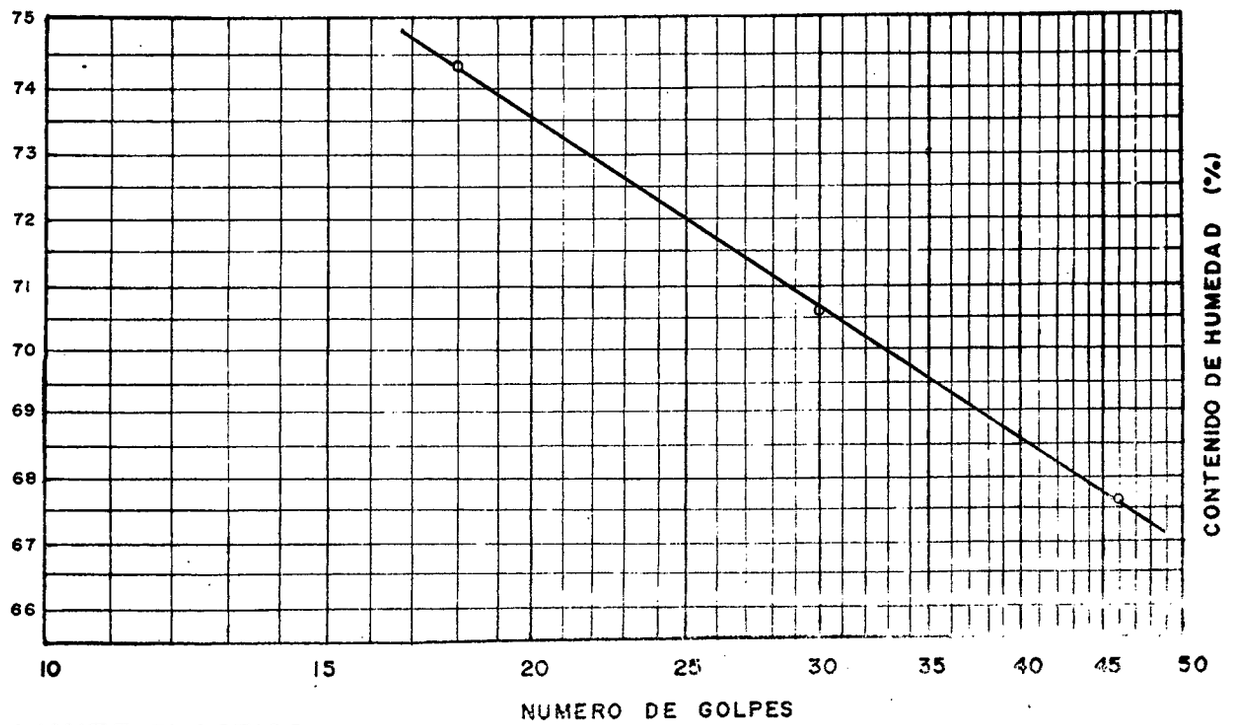
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	9	AC8	I AB			
NUMERO DE GOLPES	46	30	18			
M. HUMEDA + TARRO	28.30	29.50	27.10			
M. SECA + TARRO	25.10	25.90	24.20			
HUMEDAD	3.20	3.60	2.90			
PESO DEL TARRO	20.30	20.80	20.30			
PESO DE M. SECA	4.80	5.10	3.90			
% DE HUMEDAD	67.67	70.59	74.36			

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	B	26				
M. HUMEDA + TARRO	22.01	22.90				
M. SECA + TARRO	21.40	22.20				
HUMEDAD	0.61	0.70				
PESO DEL TARRO	19.45	20.00				
PESO DE M. SECA	1.95	2.20				
% DE HUMEDAD	31.28	31.81				

LIMITE LIQUIDO	72.00 %	LIMITE PLASTICO	31.55 %	INDICE PLASTICO	40.45 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

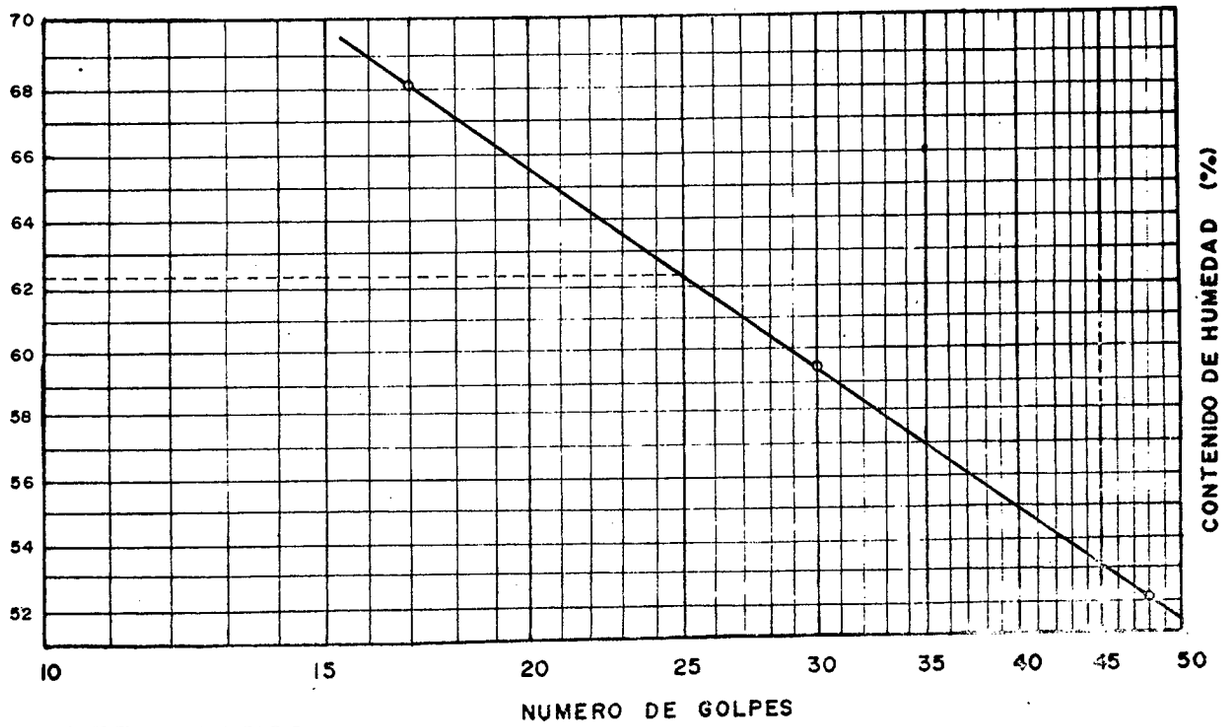
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 10-VI-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : FM-AC
MUESTRA : Pozo "C"
CALCULOS : FM-AC
PROFUNDIDAD : 2.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº	A25	C2	F3			
NUMERO DE GOLPES	48	30	17			
M. HUMEDA + TARRO	27.40	27.70	28.30			
M. SECA + TARRO	25.00	24.94	25.10			
HUMEDAD	2.40	2.76	3.20			
PESO DEL TARRO	20.40	20.30	20.40			
PESO DE M. SECA	4.60	4.64	4.70			
% DE HUMEDAD	52.17	59.48	68.08			

DETERMINACION GRAFICA DEL L. LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	JA	JB				
M. HUMEDA + TARRO	23.64	23.43				
M. SECA + TARRO	22.90	22.75				
HUMEDAD	0.74	0.68				
PESO DEL TARRO	20.30	20.35				
PESO DE M. SECA	2.60	2.40				
% DE HUMEDAD	28.46	28.33				

LIMITE LIQUIDO	62.40 %	LIMITE PLASTICO	28.40 %	INDICE PLASTICO	34.00 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

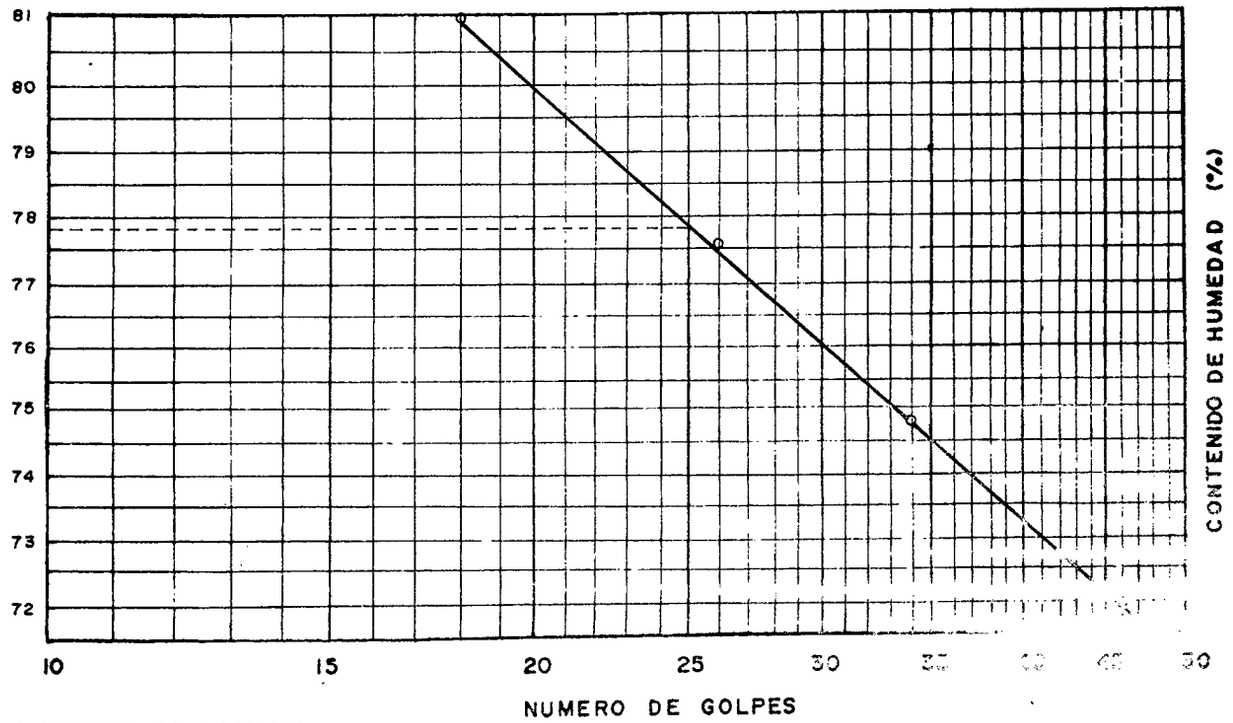
PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 10-VI-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : AC-FM
MUESTRA : Pozo "C"
CALCULOS : FM-AC.
PROFUNDIDAD : 3.00 m
USO :

LOS LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE LIQUIDO

TARRO Nº.	1D	2D	3D	4D		
NUMERO DE GOLPES	46	34	26	18		
M. HUMEDA + TARRO	28.81	28.89	29.26	30.17		
M. SECA + TARRO	25.00	25.30	25.30	25.80		
HUMEDAD	3.31	3.59	3.96	4.37		
PESO DEL TARRO	20.40	20.50	20.20	20.40		
PESO DE M. SECA	4.60	4.80	5.10	5.40		
% DE HUMEDAD	71.96	74.79	77.65	80.93		

DETERMINACION GRAFICA DEL L.LIQUIDO



LIMITE PLASTICO

TARRO Nº	1E	2E				
M. HUMEDA + TARRO	25.41	26.02				
M. SECA + TARRO	24.10	24.60				
HUMEDAD	1.31	1.42				
PESO DEL TARRO	20.30	20.50				
PESO DE M. SECA	3.80	4.10				
% DE HUMEDAD	34.47	34.63				

LIMITE LIQUIDO	77.70 %	LIMITE PLASTICO	34.55 %	INDICE PLASTICO	43.15 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "A"
PROFUNDIDAD 1.00 m	FECHA 15-VIII-85	REALIZADO POR. Angel Cárdenas - F. Nogravejo

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				
PESO EN gr	CAPSULA		20.73		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		47.32		
	CAPSULA + SUELO SECO		36.49		$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
	AGUA CONTENIDA (Wa)		10.83		
	SUELO SECO (Wo)		15.76		
	HUMEDAD EN % W		68.72		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				
	ENVASE				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO SECO (Vo)		8.74		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		8.26		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.5[illegible]		

CALCULO DE FACTORES

	LIMITE DE CONTRACCION (LC)		16.31		OBSERVACIONES
	RELACION DE CONTRACCION (R)		1.803		
	CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		94.495		
	CONTRACCION LINEAL (Ls)		19.89		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "A"
PROFUNDIDAD 2.00 m	FECHA 15-VIII-85	REALIZADO POR. A. Cárdenas - F. Mosquera

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.80		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		47.32		
	CAPSULA + SUELO SECO		36.27		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		11.05		
	SUELO SECO (Wo)		15.47		
	HUMEDAD EN % W		71.43		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm³	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		8.55		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		8.45		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.546		

CALCULO DE FACTORES

LIMITE DE CONTRACCION (LC)		16.81		OBSERVACIONES
RELACION DE CONTRACCION (R)		1.809		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		98.807		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		20.47		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 1.00 m	FECHA 15-VIII-85	REALIZADO POR. F. Mosquera - A. Cárdenas

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.65		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		47.25		
	CAPSULA + SUELO SECO		35.83		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		11.42		
	SUELO SECO (Wo)		15.18		
	HUMEDAD EN % W		75.23		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		7.55		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		9.45		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.623		

CALCULO DE FACTORES

LIMITE DE CONTRACCION (LC)		12.93		OBSERVACIONES
RELACION DE CONTRACCION (R)		2.01		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		125.22		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		23.71		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00 m	FECHA 15-VII-85	REALIZADO POR. A. Cárdenas - F. Mogrovejo

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.68		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		48.75		
	CAPSULA + SUELO SECO		36.49		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		12.26		
	SUELO SECO (Wo)		15.81		
	HUMEDAD EN % W		77.55		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		6.66		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		10.34		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.654		

CALCULO DE FACTORES

				OBSERVACIONES
LIMITE DE CONTRACCION (LC)		12.15		
RELACION DE CONTRACCION (R)		2.374		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		155.26		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		26.83		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "C"
PROFUNDIDAD 2.00	FECHA 15-VIII-85	REALIZADO POR. F. Mogrovejo - A. Cárdenas

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		19.39		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		50.75		
	CAPSULA + SUELO SECO		41.75		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		9.00		
	SUELO SECO (Wo)		22.36		
	HUMEDAD EN % W		40.25		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		12.43		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		4.57		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.204		

CALCULO DE FACTORES

				OBSERVACIONES
LIMITE DE CONTRACCION (LC)		19.85		
RELACION DE CONTRACCION (R)		1.799		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		36.70		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		9.90		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "B"	POZO "A"
PROFUNDIDAD 2.00 m	FECHA 15-VIII-85	REALIZADO POR. A. Cárdenas – F. Mogrovejo.

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.73		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		47.56		
	CAPSULA + SUELO SECO		37.17		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		10.39		
	SUELO SECO (Wo)		16.44		
	HUMEDAD EN % W		63.20		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		10.17		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		6.83		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.415		

CALCULO DE FACTORES

LIMITE DE CONTRACCION (LC)		21.70		OBSERVACIONES
RELACION DE CONTRACCION (R)		1.616		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		67.064		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		15.72		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "B"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 1.00 m	FECHA 18-VIII-85	REALIZADO POR. F. Mogrovejo – A. Cárdenas

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.80		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		19.23		
	CAPSULA + SUELO SECO		39.57		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		10.96		
	SUELO SECO (Wo)		18.77		
	HUMEDAD EN % W		58.39		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		9.83		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V – Vo)		7.17		
	RELACION (V – Vo) / Wo		0.382		

CALCULO DE FACTORES

LIMITE DE CONTRACCION (LC)		20.19		OBSERVACIONES
RELACION DE CONTRACCION (R)		1.909		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		73.306		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		16.75		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "B"	POZO "C"
PROFUNDIDAD 1.00 m	FECHA 18-VIII-85	REALIZADO POR. A. Cárdenas — F. Mogrovejo

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.80		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		47.75		
	CAPSULA + SUELO SECO		37.72		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		10.03		
	SUELO SECO (Wo)		16.92		
	HUMEDAD EN % W		59.28		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		9.69		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs + 100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		7.31		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.432		

CALCULO DE FACTORES

				OBSERVACIONES
LIMITE DE CONTRACCION (LC)		16.08		
RELACION DE CONTRACCION (R)		1.746		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		75.427		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		17.08		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "B"	POZO "C"
PROFUNDIDAD 2.00m	FECHA 18-VIII-85	REALIZADO POR. F. Mogrovejo - A. Cárdenas

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.78		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		47.75		
	CAPSULA + SUELO SECO		37.22		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		10.53		
	SUELO SECO (Wo)		16.44		
	HUMEDAD EN % W		64.05		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		8.97		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		8.03		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.488		

CALCULO DE FACTORES

LIMITE DE CONTRACCION (LC)		15.25		OBSERVACIONES
RELACION DE CONTRACCION (R)		1.833		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		89.45		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		19.18		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "A"
PROFUNDIDAD 1.00 m	FECHA 18-VIII-85	REALIZADO POR. F. Mogrovejo - A. Cárdenas

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		19.29		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		47.35		
	CAPSULA + SUELO SECO		35.77		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		11.58		
	SUELO SECO (Wo)		16.48		
	HUMEDAD EN % W		70.27		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		7.87		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs + 100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		9.13		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.554		

CALCULO DE FACTORES

				OBSERVACIONES
LIMITE DE CONTRACCION (LC)		14.87		
RELACION DE CONTRACCION (R)		2.094		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		116.00		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		22.64		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "A"
PROFUNDIDAD 2.00 m	FECHA 23 – VIII – 85	REALIZADO POR. F. Mogrovejo – A. Cárdenas

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.70		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		48.69		
	CAPSULA + SUELO SECO		37.15		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		11.54		
	SUELO SECO (Wo)		16.45		
	HUMEDAD EN % W		70.15		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
	DENSIDAD DEL MERCURIO				
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		7.97		$LS = 100\left(1 - \frac{\sqrt[3]{100}}{Vs + 100}\right)$
	CONTRAIDO (V – Vo)		9.03		
	RELACION (V – Vo) / Wo		0.549		

CALCULO DE FACTORES

				OBSERVACIONES
LIMITE DE CONTRACCION (LC)		15.25		
RELACION DE CONTRACCION (R)		2.064		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		113.31		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		22.32		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 1 00m	FECHA 23 – VIII – 85	REALIZADO POR. F. Mogrovejo – A. Cárdenas

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.80		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		46.36		
	CAPSULA + SUELO SECO		35.74		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		10.62		
	SUELO SECO (Wo)		14.94		
	HUMEDAD EN % W		71.08		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		8.30		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V – Vo)		8.70		
	RELACION (V – Vo) / Wo		0.582		

CALCULO DE FACTORES

LIMITE DE CONTRACCION (LC)		12.88		OBSERVACIONES
RELACION DE CONTRACCION (R)		1.717		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		99.93		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		20.62		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00	FECHA 23 - VIII - 85	REALIZADO POR. Fausto Mogrovejo - Angel Cárdenas

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.77		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		47.23		
	CAPSULA + SUELO SECO		36.58		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		10.65		
	SUELO SECO (Wo)		15.81		
	HUMEDAD EN % W		67.36		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm^3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		8.80		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs + 100}}\right)$
	CONTRAIDO (V - Vo)		8.20		
	RELACION (V - Vo) / Wo		0.518		

CALCULO DE FACTORES

LIMITE DE CONTRACCION (LC)		15.56		OBSERVACIONES
RELACION DE CONTRACCION (R)		1.796		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		93.06		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		19.69		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE FACTORES DE CONTRACCION EN SUELOS

ENSAYO Nº	SECTOR	POZO
	C	C
PROFUNDIDAD	**FECHA**	**REALIZADO POR.**
2.00	23-VIII-85	Angel Cardenas - F. Alvarado

DETERMINACION DE HUMEDAD

	CAPSULA Nº				$W\% = \frac{Wa}{Wo} \times 100$
PESO EN gr	CAPSULA		20.78		
	CAPSULA + SUELO HUMEDO		46.81		
	CAPSULA + SUELO SECO		36.22		
	AGUA CONTENIDA (Wa)		10.59		
	SUELO SECO (Wo)		15.44		
	HUMEDAD EN % W		68.58		

DETERMINACION DE VOLUMENES

PESO EN gr	ENVASE + MERCURIO DESALOJADO				$LC = W - \left(\frac{V-Vo}{Wo}\right) \times 100$
	ENVASE				
	MERCURIO DESALOJADO				
	DENSIDAD DEL MERCURIO				$R = \frac{Wo}{Vo}$
VOLUMEN Cm3	MERCURIO DESALOJADO				$VS = (W - LC)\,R$
	SUELO HUMEDO (V) IGUAL AL VOLUMEN DE CAPSULA		17.00		
	SUELO SECO (Vo)		8.30		$LS = 100\left(1 - \sqrt[3]{\frac{100}{Vs+100}}\right)$
	CONTRAIDO (V-Vo)		8.70		
	RELACION (V-Vo)/Wo		0.563		

CALCULO DE FACTORES

				OBSERVACIONES
LIMITE DE CONTRACCION (LC)		12.28		
RELACION DE CONTRACCION (R)		1.860		
CONTRACCION VOLUMETRICA (Vs)		104.72		
CONTRACCION LINEAL (Ls)		21.244		

6.1.1.2 Contenido de Humedad Natural de un Suelo

Para determinar el contenido de humedad de la muestra de un suelo en su estado natural, se saca la relación entre el peso del agua contenida en la muestra (suma de aguas: libre, capilar e higroscópica) y el peso de la muestra después de ser secada al horno.

El contenido de humedad de una muestra, se lo determina mediante la siguiente expresión:

$$W = \frac{Wa}{Ws} \times 100$$

De donde:

W = contenido de humedad natural (en %)

Wa= peso de la muestra humedad - peso de la muestra seca

Ws= peso de la muestra seca

Equipo Utilizado: balanza (con aproximadamente - 0.01 gramos); horno (calibrado entre 105 a 110°C); y, recipiente de porcelana para introducir la muestra al horno.

Procedimiento:

1. Se anotan todos los datos correspondientes a -

la identificación de la muestra sobre la hoja de datos que se emplea en laboratorio, en la que debe constar: Proyecto, Zona, Pozo, Profundidad y otros datos complementarios.

2. Se toma una cierta cantidad de muestra, aproximadamente de 100 a 200 gramos, se la introduce dentro de un recipiente para pesarla; el peso que se obtiene es el de la muestra seca más recipiente.

3. Se deposita el recipiente de la muestra en el horno, dejando secar (temperatura 105 a 110°C) por un tiempo de 24 horas o más. La forma de determinar si la muestra requiere o no de mayor tiempo de secado, es efectuando pesajes a intervalos cortos de tiempo. Si entre estos intervalos de tiempo no disminuye el peso de la muestra, se tendrá la certeza que se ha eliminado totalmente la humedad presente en la muestra.

4. Déjese enfriar la muestra entre dos o tres minutos, para proceder a pesar la muestra seca.

5. El peso real de muetra deberá calcularse disminuyendo el peso del recipiente, el mismo que es constante en ambos pesajes.

Para el estudio de la presente tesis de grado se ha calculado el contenido de humedad natural, de acuerdo al esquema preparado como lo indica en la página , tomándose de 100 a 200 gramos para la realización de este ensayo, y que lo reportamos en las páginas siguientes.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado SECTOR: ZONA "A"

ENSAYADO POR : AC - FM. FECHA : 12 - Julio - 85

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

POZO	A		A		A	
PROFUNDIDAD	1.00	1.00	2.00	2.00	3.00	3.00
RECIPIENTE Nº (Lata)	4B	2B	A-3	#13	F	A-12
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)	69.70	76.90	58.70	57.30	46.10	53.50
PESO DE LATA+SUELO SECO (grs)	60.00	65.70	51.90	50.90	42.10	48.28
PESO DE LATA (grs)	20.30	20.40	20.00	20.70	20.30	20.50
PESO DE SUELO SECO ws	39.70	45.30	31.90	30.20	21.80	27.78
PESO DEL AGUA (Wa)	9.70	11.20	6.80	6.40	4.00	5.22
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)	24.43	24.72	21.32	21.19	18.34	
PROMEDIO	24.58		21.26		18.57	

$$W = \frac{Wa}{Ws} \times 100$$

POZO	B		B		B	
PROFUNDIDAD	1.00	1.00	2.00	2.00	3.00	3.00
RECIPIENTE Nº (Lata)	A2-1	# 7	A-24	# 12	FM1	FM2
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)	74.10	69.60	59.30	68.70	77.30	65.00
PESO DE LATA+ SUELO SECO (grs)	62.60	58.90	48.40	55.40	62.00	53.10
PESO DE LATA (grs)	14.40	14.00	14.50	14.20	20.30	20.50
PESO DE SUELO SECO Ws	48.20	44.90	33.90	41.20	41.70	32.60
PESO DEL AGUA (Wa)	11.50	10.70	10.90	13.30	15.30	11.90
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)	23.86	23.83	32.15	32.28	36.69	36.50
PROMEDIO	23.85		32.22		36.60	

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado

SECTOR: ZONA "A"

ENSAYADO POR : FM-AC

FECHA : 13 - Julio - 85

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

POZO	C		C		C	
PROFUNDIDAD	1.00	1.00	2.00	2.00	3.00	3.00
RECIPIENTE Nº (Lata)	11-AB	11-AR	A-9	A-36	18-A	22-A
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)	58.50	96.30	80.70	75.50	51.10	59.00
PESO DE LATA+SUELO SECO (grs)	53.00	86.00	71.90	67.30	46.50	53.20
PESO DE LATA (grs)	14.60	14.30	14.40	14.50	20.70	20.30
PESO DE SUELO SECO ws	38.40	71.70	57.50	52.80	25.80	32.90
PESO DEL AGUA (Wa)	5.50	10.30	8.80	8.20	4.60	5.80
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)	14.32	14.36	15.30	15.53	17.83	17.63
PROMEDIO	14.34		15.42		17.73	

$$W = \frac{Wa}{Ws} \times 100$$

POZO						
PROFUNDIDAD						
RECIPIENTE Nº (Lata)						
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)						
PESO DE LATA+ SUELO SECO (grs)						
PESO DE LATA (grs)						
PESO DE SUELO SECO Ws						
PESO DEL AGUA (Wa)						
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)						
PROMEDIO						

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado SECTOR: ZONA "B"

ENSAYADO POR : AC - FM FECHA : 16 - VII - 85

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

POZO	A		A		A	
PROFUNDIDAD	1.00	1.00	2.00	2.00	3.00	3.00
RECIPIENTE Nº (Lata)	A-J	J-C	S-J	D-F	P-R	F-E
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)	80.96	84.57	110.00	101.45	70.08	84.77
PESO DE LATA+SUELO SECO (grs)	71.12	74.08	94.66	87.71	61.33	73.50
PESO DE LATA (grs)	20.40	20.40	20.30	20.30	20.50	20.40
PESO DE SUELO SECO ws	50.72	53.68	74.36	67.41	40.83	53.10
PESO DEL AGUA (Wa)	9.84	10.49	15.34	13.74	8.75	11.27
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)	19.40	19.54	20.63	20.38	21.43	21.22
PROMEDIO	19.47		20.50		21.33	

$$W = \frac{Wa}{Ws} \times 100$$

POZO	B		B		B	
PROFUNDIDAD	1.00	1.00	2.00	2.00	3.00	3.00
RECIPIENTE Nº (Lata)	A1.3	A2-3	P.C	E.G	A-0	J-3
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)	91.78	103.43	88.81	97.30	78.94	102.53
PESO DE LATA+ SUELO SECO (grs)	82.35	92.15	78.46	85.58	68.65	82.23
PESO DE LATA (grs)	20.30	20.40	20.30	20.35	20.30	20.30
PESO DE SUELO SECO Ws	62.05	71.75	58.16	65.23	48.35	61.93
PESO DEL AGUA (Wa)	9.43	11.28	10.35	11.72	10.29	13.34
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)	15.20	15.86	17.80	17.97	21.28	21.54
PROMEDIO	15.53		17.88		21.41	

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: Tesis de Grado SECTOR: ZONA B

ENSAYADO POR: AC - FM FECHA: 18 - VII - 85

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

POZO	C		C		C	
PROFUNDIDAD	1.00	1.00	2.00	2.00	3.00	3.00
RECIPIENTE Nº (Lata)	J-C	4B	F	2B	FM2	A-12
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)	68.69	75.90	82.17	95.53	70.59	59.50
PESO DE LATA+SUELO SECO (grs)	60.28	66.09	72.44	83.86	62.28	52.93
PESO DE LATA (grs)	20.40	20.30	20.30	20.40	20.50	20.50
PESO DE SUELO SECO ws	39.88	45.79	52.14	63.46	41.78	32.43
PESO DEL AGUA (Wa)	8.41	9.81	9.73	11.67	8.31	6.57
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)	21.09	21.42	18.66	18.39	19.89	20.26
PROMEDIO	21.26		18.53		20.07	

$$W = \frac{Wa}{Ws} \times 100$$

POZO						
PROFUNDIDAD						
RECIPIENTE Nº (Lata)						
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)						
PESO DE LATA+ SUELO SECO (grs)						
PESO DE LATA (grs)						
PESO DE SUELO SECO Ws						
PESO DEL AGUA (Wa)						
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)						
PROMEDIO						

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado SECTOR: ZONA "C"

ENSAYADO POR : F.M — A.C FECHA : 14 - VII - 85

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

POZO	A		A		A	
PROFUNDIDAD	1.00	1.00	2.00	2.00	3.00	3.00
RECIPIENTE Nº (Lata)	#4	#5	#12	#17	#83	#81
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)	335.04	333.58	342.90	339.37	349.58	350.49
PESO DE LATA+SUELO SECO (grs)	298.11	296.71	308.00	305.05	316.10	317.28
PESO DE LATA (grs)	34.64	34.57	34.52	34.86	34.53	34.83
PESO DE SUELO SECO ws	263.47	262.14	273.48	270.19	281.57	282.45
PESO DEL AGUA (Wa)	36.93	36.87	34.90	34.32	33.48	33.21
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)	14.02	14.07	12.76	12.70	11.89	11.75
PROMEDIO	14.05		12.73		11.82	

$$W = \frac{Wa}{Ws} \times 100$$

POZO	B		B		B	
PROFUNDIDAD	1.00	1.00	2.00	2.00	3.00	3.00
RECIPIENTE Nº (Lata)	#47	#13	#52	#20	#64	#18
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)	134.89	134.87	144.69	144.77	148.84	149.14
PESO DE LATA+ SUELO SECO (grs)	110.17	109.91	119.99	119.89	126.71	126.67
PESO DE LATA (grs)	22.34	22.20	22.37	22.05	22.06	22.31
PESO DE SUELO SECO Ws	87.83	87.71	97.62	97.84	104.65	104.36
PESO DEL AGUA (Wa)	24.72	24.96	24.70	24.88	22.13	22.47
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)	28.14	28.45	25.30	25.42	21.14	21.53
PROMEDIO	28.30		25.36		21.34	

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado SECTOR: ZONA "C"

ENSAYADO POR : AC-FM FECHA : 19-VII-85

CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD

POZO	C		C		C	
PROFUNDIDAD	1.00	1.00	2.00	2.00	3.00	3.00
RECIPIENTE Nº (Lata)	#7	#20	#30	#84	#59	#46
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)	148.83	151.34	143.87	144.02	141.13	142.07
PESO DE LATA+SUELO SECO (grs)	125.15	127.17	126.46	126.88	126.80	127.47
PESO DE LATA (grs)	22.05	22.05	22.11	22.23	23.16	22.01
PESO DE SUELO SECO ws	103.10	105.12	104.35	104.65	103.64	105.46
PESO DEL AGUA (Wa)	23.68	24.17	17.41	17.14	14.33	14.60
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)	22.96	22.99	16.68	16.38	13.82	13.84
PROMEDIO	22.98		16.53		13.83	

$$W = \frac{Wa}{Ws} \times 100$$

POZO						
PROFUNDIDAD						
RECIPIENTE Nº (Lata)						
PESO DE LATA+SUELO HUMEDO (grs)						
PESO DE LATA+ SUELO SECO (grs)						
PESO DE LATA (grs)						
PESO DE SUELO SECO Ws						
PESO DEL AGUA (Wa)						
CONTENIDO DE HUMEDAD % (W)						
PROMEDIO						

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA
224

6.1.1.3 Análisis Granulométrico por Tamización Húmeda

El objeto del análisis granulométrico es el de determinar las propiedades relativas de los diferentes tamaños de partículas presentes en una masa de suelo dado; estableciendo en forma adicional los porcentajes por peso de los distintos tamaños de las partículas.

Método Estandar para el Análisis Granulométrico de los Suelos

A.A.S.H.T.O. D: T - 88 - 70

El análisis granulométrico se lo realiza utilizando el juego reglamentario de tamices dados por la ASTM - 11 - 70.

Para suelos de Grano Fino:

Tamiz Nro.	Abertura en milímetros
Tapa	------
4	4.750
10	2.000
20	0.850
40	0.425
60	0.250
100	0.150
200	0.075
Fondo	------

Para Suelos de Grano Grueso:

Tamiz Nro.	Abertura en milímetros
Tapa	-------
3"	76.200
2"	50.800
1 1/2"	38.100
1"	25.400
3/4"	19.050
1/2"	12.700
3/8"	9.525
Fondo .	-------

Cantidad de Muestra:

La cantidad de muestra necesaria para el ensayo - granulométrico debe ser la precisa para que la partícula de mayor tamaño se la pueda considerar como representativa; como se puede ver en el siguiente cuadro:

Tamaño máximo de las partículas	Peso mínimo de la muestra (kilogramos)
3"	6.00
2"	4.00
1"	2.00
1/2"	1.00
3/8"	0.50
Tamaños menores	0.50

Equipo Utilizado:

- Juego reglamentario de tamices (norma ASTM-11-70)
- Vibrador mecánico o agitador RO - TAP
- Balanza de sensibilidad 0.01 gramos
- Cuarteador mecánico
- Rodillo de madera
- Brocha
- Recipiente resistente a la temperatura
- Horno con termostato de control, que permita - mantener a la muestra a una temperatura de 105 a 110°C.

Preparación de la Muestra:

- De la muestra a ensayarse se toma una cantidad representativa (de acuerdo al cuadro indicado), usando el cuarteador mecánico.

- Si el suelo se encuentra húmedo, tendrá que - ser secado previamente, ya sea en el aire (mínimo 24 horas) o calentándolo a una temperatura no mayor a 60°C (norma AASH TO T-87).

- Desmenuzada la muestra, se la introduce en el juego de tamices Nros. 3", 1", 3/8", 4" y fondo; con el propósito de dividir a la muestra en dos partes: material más --- grueso que la malla Nro. 4 y material más fino que la malla Nro. 4.

Análisis de la Fracción Retenida en el Tamiz Nro.4

La fracción retenida sobre la malla Nro. 4, corresponde a los suelos granulares, los mismos que se los puede clasificar por medio del juego reglamentario de tamices para suelos de grano grueso.

Procedimiento:

1. Se coloca el juego reglamentario de tamices sucesivamente, de acuerdo a la tabla antes indicada, incrementando el tamiz Nro. 4 y el fondo.

2. Se pesa el suelo que se ha retenido en el tamiz Nro. 4; se lo vierte sobre la malla de 3" y se lo tapa.

3. Se agita todo el juego de tamices, horizontalmente con movimientos de rotación y verticalmente con golpes; por un tiempo mínimo de 15 minutos. Si se aplica el sistema de tamizado mecánico, el tiempo de vibración debe ser de 10 minutos.

4. Se retira la tapa y se separan las mallas, vaciando la fracción del suelo que ha sido retenida en cada una de ellas sobre un papel bien limpio. Las partículas que se quedan suspendidas entre los hilos de las mallas se las debe desprender y colocarlas en el papel en que se encuentran las demás partículas correspondientes a esa misma malla.

5. Se pesa cuidadosamente la fracción de la mues-

tra obtenida en (4) de cada malla. Todos los pesos retenidos en cada malla se los anota en el ensayo correspondiente a este ensayo.

6. Se determina el peso acumulado en las mallas y se lo compara con el peso inicial; en caso de que su diferencia sea mayor al 1%, se repite el ensayo.

Análisis de la Fracción que pasa el Tamiz Nro. 4

Análisis con Lavado:

Este procedimiento se lo emplea generalmente para partículas finas plásticas adheridas a partículas más gruesas que pasan por el tamiz Nro. 4.

Para el caso de materiales limpios que pasan por - la malla Nro. 4, sin partículas adheridas a las partículas más gruesas, se aplica el procedimiento antes señalado, pero usando el juego de tamices indicado en el cuadro anterior.

Procedimiento:

1. Se toma la muestra que pasa la malla Nro. 4 y se la deja secar en el horno a una temperatura de 105 a 110°C.

2. Se retira la muestra del horno y se la deja - enfriar a la temperatura del medio ambiente -- por un tiempo de 2 horas.

3. Se pone la muestra en una cacerola, se le agrega agua y se la deja remojar hasta que todo el material se haya disgregado; por un tiempo de 2 a 12 horas.

4. Se vierte todo el contenido de la cacerola sobre la malla Nro. 200; y con la ayuda de agua se pasan todas las partículas de la cacerola a la malla. Se lava el material hasta que el agua que pasa a través del tamiz mantenga su transparencia. En este proceso es necesario ser muy cuidadoso para evitar daños en el tamiz y pérdida de suelo que, eventualmente, pueda salpicar fuera de la malla.

5. El material que queda retenido en la malla Nro. 200 se pasa a un recipiente, lavando la malla con agua.

6. Se deja secar el material en el horno a una temperatura de 105 a 110°C. Al día siguiente se pesa el material y se lo coloca en el juego de mallas sucesivamente desde la Nro. 4 hasta la Nro. 200 y fondo; se vierte la muestra en la malla superior y se la tapa.

7. Se coloca el conjunto de tamices en el vibrador mecánico y se procede a vibrarlo, por un tiempo aproximado de 10 minutos.

8. Se quitan las mallas y se retira la fracción de suelo retenido en cada una de ellas, las mismas que se las deposita en un papel limpio.

9. Se pesa cuidadosamente la fracción de muestra de cada tamiz y se anota el peso en el formulario correspondiente.

10. Se determina el peso acumulado en las mallas y se lo compara con el peso inicial; en caso de que su diferencia sea mayor al 1%, se repite el ensayo.

Cálculos:

- Si la diferencia entre pesajes del suelo, antes y después del ensayo, es menor al 1%, se corrige esta diferencia en la fracción de suelo más grande.

- Los porcentajes de material retenidos en cada malla se los obtiene, dividiendo el peso retenido en cada tamiz para el peso de la muestra seca original.

- Se determinan los porcentajes acumulados del material que ha pasado cada malla, restando el 100% correspondiente a la malla Nro. 4, a este valor se le reduce el porcentaje retenido en el tamiz Nro. 10, y así sucesivamente.

Determinación Gráfica de la Curva Granulométrica:

En la gráfica semilogarítmica se anotan en las abscisas el tamaño de las partículas y, en las ordenadas el porcetanje que pasa en cada tamiz. El producto de la intersección del tamaño de las partículas con el porcentaje que pasa, determina los puntos por donde debe pasar -

la curva granulométrica.

Adjunto a la gráfica, se encuentran las fórmulas - para calcular los coeficientes de uniformidad (Cu) y de concavidad (Cc) los cuales pueden ser calculados solamente en el caso en que menos del 12% del material pase el tamiz Nro. 200; de donde:

$$Cu = \frac{D\ (60)}{D\ (10)}$$

$$Cc = \frac{D\ (30)^2}{D\ (10)\quad D\ (60)}$$

De donde:

- Cu = coeficiente de uniformidad
- Cc = coeficiente de concavidad

- El coeficiente de concavidad es el producto de la relación entre el tanto por ciento de las partículas retenidas en el tamiz Nro. 60 y el porcentaje retenido en el tamiz Nro. 10.

- El coeficiente de concavidad es el producto del - porcentaje retenido en el tamiz Nro. 30 al cuadrado y el producto de los -- porcentajes retenidos en los tamices Nro. 10 y Nro. 60.

Si más del 12% del material que pasa a través del tamiz Nro. 200, es necesario realizar el análisis de suelos por medio del - hidrómetro.

6.1.1.4 Clasificación de Suelos

La clasificación de suelos pretende agrupar a los suelos que reunan determinadas características físicas y como resultado de ellas se pueden determinar sus propiedades constructivas. La clasificación de suelos encamina al ingeniero, por medio de ensayos sencillos, acerca de las propiedades del terreno en el cual se ha de cimentar cualquier obra de - arte, las dificultades o facilidades que se han de suscitar en la obra a -- causa del tipo de suelo, factor determinante en el cálculo del presupuesto o valor de una construcción determinada.

Por lo tanto, la clasificación de suelos determina lo que se pretende hacer y cual es su costo; pero el constructor ha de acoger y apreciar en su verdadero valor los datos obtenidos en la clasifica--- ción de los suelos. En algunos casos, serán suficientes para proyectar y valorar la obra, en otros, al orientar sobre el tipo y propiedades del suelo, definirá el camino que se ha de seguir para determinar y estudiar debidamente el proyecto.

Existen varios métodos de clasificación de suelos, entre otros, tenemos los siguientes:

A.A.S.H.T.O. = Asociación Americana de Agencias - Oficiales de Carreteras y Transportes

U.S.D.A. = Sistema del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos

F.A.A. = Sistema de la Agencia Federal de la Aviación

S.U.C.S. = Sistema de Clasificación Unificada de Suelos

Actualmente en el Ecuador, el Ministerio de Obras Públicas, recomienda para la clasificación de suelos utilizar el sistema - AASHTO y el sistema SUCS.

Todos los sistemas de clasificación de suelos utilizan los límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico y límite de contracción), con un análisis parcial o total de la granulometría y el proceso de eliminación para la clasificación de un suelo.

En todos los sistemas de clasificación de suelos, es absolutamente esencial acompañar el símbolo de clasificación con su debida descripción del suelo, ya que el símbolo particular es muy amplio.

6.1.1.4.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)

El Sistema Unificado de Clasificación - de Suelos es un método rápido para identificar y agrupar a los suelos.

A los suelos los divide en tres grandes grupos:

- Suelos granulares;
- Suelos finos; y,
- Suelos de estructura orgánica

Suelos Granulares:

Más del 50% del material sometido al - tamizado se retiene en el tamiz Nro. 200, dentro del grupo de suelos granulares se encuentran las gravas y las arenas.

GRAVAS: Más del 50% de la fracción gruesa es retenida en el tamiz Nro. 4 (4.76 mm). Símbolo "G".

GW, GP = gravas limpias con poco o sin finos

GM, GC = gravas con finos (considerable contenido de finos)

ARENAS: Más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz Nro. 4 (4.76 mm). Sínbolo "S".

SW, SP = arenas limpias con pocos o sin finos

SM, SC = arenas con finos (considerable dantidad de finos)

Suelos de Partículas Finas:

Más del 50% del material sometido al tamizado pasa por el tamiz Nro. 200. A este grupo pertenecen los suelos finos limosos o arcillosos de alta o baja compresibilidad (ver Fig.6-5a y 6-5b).

Suelos de baja a mediana compresibilidad el límite líquido es menor al 50%. Símbolo "L".

ML = limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas - limosas o arcillosas ligeramente - plásticas.

CL = arcillas inorgánicas de baja o mediana plasticidad, arcillas con -- grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.

OL = limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.

Suelos de Alta Compresibilidad:

El límite líquido está entre 50 y 100%.

MH_1 = limos inorgánicos de baja o media plasticidad, arenas finas o limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos.

CH_1 = arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.

OH_1 = limos y arcillas orgánicas de media o alta plasticidad.

Para suelos de límite líquido mayor al 100%:

MH_2 = limos inorgánicos de alta plasticidad.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

CH_2 = arcillas inorgánicas de muy alta plasticidad.

OH_2 = Limos y arcillas orgánicas de alta plasticidad.

Suelos Altamente Orgánicos: P_1

Son suelos fácilmente identificables - por su olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su estructura fibrosa. Turba y otros suelos altamente orgánicos.

SIMBOLOGIA:

G = grava

S = arena

M = limo

C = arcilla

W = bien graduado

P = mal graduado

L = baja compresibilidad

H = alta compresibilidad

O = suelo orgánico

P_1= Turba

6.1.1.4.2 Utilización de la Carta de Plasticidad

Para utilizar la carta de plasticidad, en primer lugar se tienen que calcular los valores correspondientes al límite líquido e índice plástico (LL; IP).

El producto de la intersección del valor del límite líquido (abscisas), con el valor del índice plástico (ordenadas) nos sitúa en una determinada zona de la carta de plasticidad (gráfico 6.5 a), de donde:

ZONA I: si el límite líquido está comprendido entre 20 y 50% y el punto cae bajo la línea A, el suelo es un limo de baja compresibilidad o suelo orgánico de baja compresibilidad "ML-OL".

ZONA II: si el índice plástico es mayor a 7 y se encuentra sobre la línea A, el suelo es arcilloso de mediana a baja compresibilidad "CL."

ZONA III: si el límite líquido es mayor a 50% y el punto cae bajo la línea A, el suelo es un limo de alta compresibilidad, o suelo orgánico de alta compresibilidad "MH_1 - OH_1".

ZONA IV: si el límite líquido es mayor a 50% y el punto cae sobre la línea A, el suelo es una arcilla de alta compresibilidad."CH_1".

ZONA V: si el límite líquido está entre 100 y 500% y el punto cae por bajo la línea A, el suelo es un limo inorgánico de alta plasticidad y limos y arcillas orgánicas de alta plasticidad - "MH_2 - OH_2".

ZONA VI: si el límite líquido está entre valores de 100 y 500 y el punto cae sobre la línea A, el suelo es arcilla inorgánica de muy alta plasticidad "CH_2".

6.1.1.4.3 Procedimiento Auxiliar para Identificación de Suelos en el Laboratorio por el Método "S.U.C.S."

El análisis granulométrico realizado en el laboratorio da como resultado los porcentajes que pasan por el tamiz Nro. 200. Si menos del 50% de material para por el tamiz Nro. 200, el suelo es - granular; si más del 50% del material pasa por el tamiz Nro. 200, el suelo es de granos finos (suelo fino).

Si se trata de suelos granulares, se -- analiza el porcentaje de la fracción gruesa que se retiene en el tamiz Nro. 4; si más del 50% de la fracción gruesa se retiene en el tamiz Nro. 4: gravas (G), si más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz Nro. 4: arenas (S).

Si se trata de suelos finos, se determina en primer lugar si el límite líquido es mayor o menor que 50, obtenido - este dato se entra a la carta de plasticidad y se ubica el punto de intersección del límite líquido con el índice plástico; el mismo que nos indicará si se encuentra: sobre, entre o bajo la línea "A", luego se sigue la ramificación en la cual se cumplan las condiciones anotadas hasta llegar a su clasificación final.

Para clasificar las arenas y gravas, se analiza el porcentaje de material que pasa el tamiz Nro. 200.

Si menos del 5% pasa el tamiz Nro. 200= GW - GP ó SW - SP.

Entre el 5% y el 12% pasa el tamiz Nro. 200 = GW - GM ó SW - SM.

Si más del 12% pasa el tamiz Nro. 200: se entra a la carta de plasticidad y se determina si el punto se encuentra: sobre, entre o bajo la línea "A"; estos suelos pueden ser: GM, GM-GC; GC; ó SM, SM-SC, SC.

6.1.1.4.4 Clasificación de Suelos "A.A.S.H.T.O"

Esta clasificación se fundamenta en los resultados obtenidos en los ensayos granulométricos, tomando como referencia los pesos retenidos en los tamices Nro. 10, 40, 200 y los ensayos de los límites líquido y plástico.

Para su clasificación general, la "AASHTO", divide a los suelos en dos grupos: los suelos granulares y suelos finos.

Suelos Granulares:

Menos del 35% del material sometido al tamizado pasa por el tamiz Nro. 200. A este tipo de suelo corresponden los subgrupos: A-1-a; A-1-b; A-2-4; A-2-5; A-2-6 y A-2-7.

GRUPO A-1: Son mezclas de suelos bien gradados, compuestos de fragmentos de piedra, grava, arena y material ligante poco plástico. Se incluyen también aquellas mezclas bien gradadas que no tienen material ligante.

GRUPO A-1-a: Son mezclas de piedra o - grava, con o sin material ligante fino, bien gradadas. Los tantos por ciento que pasan por los tamices son los siguientes: Nro. 10= 50% máximo; Nro. 40=30% máximo; Nro. 200=15% máximo. El índice de plasticidad= 6 máximo; el índice de grupo= cero (0)

GRUPO A-1-b: Son mezclas de arena gruesa, con o sin material fino ligante, bien gradadas. Los tantos por ciento - que pasan por lo tamices son los siguientes: Nro. 40 = 50% máximo; Nro. 200 = 25% máximo. El índice de plasticidad = 6 máximo; el índice de grupo = cero (0).

GRUPO A-2: Son mezclas más proporcionadas de grava, arena limo y arcilla. Tienen material fino (limo y arcilla) - en exceso a los límites establecidos por los grupos A-1 y A-3.

GRUPO A-2-4: Pertenecen a este grupo -
GRUPO A-2-5: aquellos materiales cuyo contenido de material fino es máximo el 35%. Son mezclas de arena y grava - con suelos finos limosos o arcillosos de baja plasticidad. Su límite líquido = 40% máximo; índice plástico = 10 máximo; y, el índice de grupo = cero (0). Para el suelo A-2-4: límite líquido = 41 mínimo; y, el índice plástico = 10 máximo para el suelo A-2-5.

GRUPO A-2-6: Pertenecen a este grupo -
GRUPO A-2-7 los materiales cuyo contenido de material fino es máximo el 35%. Son mezclas de arena y grava con finos altamente plásticos. Límite líquido = 40% máximo; índice plástico = 10 mínimo; índice de grupo = 4 máximo. Para los suelos A-2-6 el límite líquido

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA
241

= 41% mínimo; índice plástico = 11 mínimo; el índice de grupo = 4 máximo - para A-2-7.

GRUPO A-3: Pertenecen a este grupo las arenas de los ríos o playas con o sin material fino (limo y arcilla). Son - mezclas de arena fina mal gradada, con cantidades limitades de arena gruesa y grava. Los tantos por ciento que pasan por los tamices son los siguientes: Nro. 40 = 51% mínimo; Nro. 200 = 10% máximo. Son suelos no plásticos con índice de grupo = 0 (cero).

Suelos Finos:

Más del 35% del material sometido al tamizado pasa por el tamiz Nro. 200. A este tipo de suelo corresponden los -- grupos: A-4; A-5; A-6; A-7 y los subgrupos A-7-5 y A-7-6.

GRUPO A-4: Son suelos limosos poco o - nada plásticos, en los cuales el 75% o más del material pasa por el tamiz - Nro. 200. Además se incluyen a este grupo las mezclas de limo con grava y - arena hasta un 64%. El límite líquido = 40 máximo; índice plástico = 10 máximo; índice de grupo = 8 máximo.

GRUPO A-5: Son suelos limosos semejantes a los A-4, de características micaseas. Tienen mayor elasticidad y alta compresibilidad. El límite líquido = 41 mínimo; índice plástico = 10 máximo; índice de grupo = 12 máximo. Son suelos muy peligrosos para la construcción en general.

GRUPO A-6: A este grupo pertenecen las arcillas plásticas en las cuales el 75% o más pasa por la malla Nro. 200. - Además se incluyen los suelos finos arcillosos que contengan hasta un 64% -

de arena y grava. Presentan grandes cambios de volumen cuando absorben - agua. El límite líquido = 40% máximo; índice plástico = 11 mínimo; índice - de grupo = 16 máximo.

GRUPO A-7: Son suelos arcillosos, semejantes a los A-6, pero con límites líquidos muy elevados. Son suelos de alta compresibilidad. El límite líquido = 41% mínimo; índice plástico = 11 mínimo; índice de grupo = 20 máximo.

SUBGRUPO A-7-5: Son suelos con índice plástico bajo en relación con sus límites líquidos. Son arcillas de alta - compresibilidad y experimentan grandes cambios de volumen. El índice de plasticidad es igual o menor que el límite líquido menos 30 (LL-30).

SUBGRUPO A-7-6: Son arcillas de alta - comprensibilidad y experimentan grandes cambios de volumen (arcillas expansivas); el índice de plasticidad es elevado, con relación a el límite líquido.

Un factor determinante que influye di-- rectamente en la clasificación de suelos por el método de la AASHTO, es el INDICE DE GRUPO.

INDICE DE GRUPO:

Para suelos que se encuentran en un mismo grupo y su comportamiento es similar, se los diferencia, determinando su límite líquido, índice plástico e índice de grupo.

El índice de grupo para los suelos granulares está comprendido entre "0 y 4" máximo, para suelos limosos entre "8 y 12" máximo; para suelos arcillosos entre "16 y 20" máximo.

Para determinar el índice de grupo de un suelo, se hace mediante la aplicación de la siguiente expresión:

$$IG = 0{,}2a + 0.005\ a.c + 0.01\ b.d$$

En donde:

a = porcentaje de material más fino que el tamiz Nro. 200, mayor que el 35% pero menor al 75% (se lo expresa en número entero y positivo).

0	40
35%	75%
mínimo	máximo

Si el % $\leq$ 35%, tenemos que: a=0 (cero)

Si el % $\geq$ 75%, tenemos que: a=40

b = porcentaje de material que pasa el tamiz Nro. 200, mayor que el 15% pero menor al 55% (expresado en número entero y positivo).

0	40
15%	55%
mínimo	máximo

Si el % $\leq$ 15%, tenemos que: b=0 (cero)

Si el % $\geq$ 55%, tenemos que: b=40

c = Parte de límite líquido comprendida entre 40 como mínimo y 60 como máximo (expresado en número entero y positivo y variará de 1 a 20).

Si el límite líquido es $\leq$ 40%: c = 0

Si el límite líquido es $\geq$ 60%: c = 20

0	20
40%	60%
mínimo	máximo

d = parte del índice de plasticidad comprendida entre 10 como mínimo y 30 como máximo (está expresado en número entero y positivo y varía de 1 a 20).

0	20
10%	30%
mínimo	máximo

Si el límite líquido es $\leq$ 10%: d = 0

Si el límite líquido es $\geq$ 30%: d = 20

Método Gráfico

La fig. 6-5 nos proporciona una forma de utilizar el límite líquido y el límite plástico para obtener el valor del índice de grupo de los suelos finos comprendidos entre los grupos A-4, A-7; para los cuales el hecho de tener más del 50% de material más fino que el tamiz Nro. 200, permite utilizar el gráfico para determinar el índice de grupo.

Procedimiento: Con la ayuda de una regla se hace coincidir el valor del tanto por ciento que pasa el tamiz Nro. 200 con el valor del límite líquido; interceptando la recta del índice plástico en un determinado punto, el mismo que señala su valor correspondiente. Tomando como base el punto del índice plástico, se traza una perpendicular a esta recta, hasta que se intercepte con el índice de grupo. Este punto de intercepción da el valor correspondiente al índice de grupo (IG) de un suelo.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAFICO PARA DETERMINAR EL "INDICE DE GRUPO"

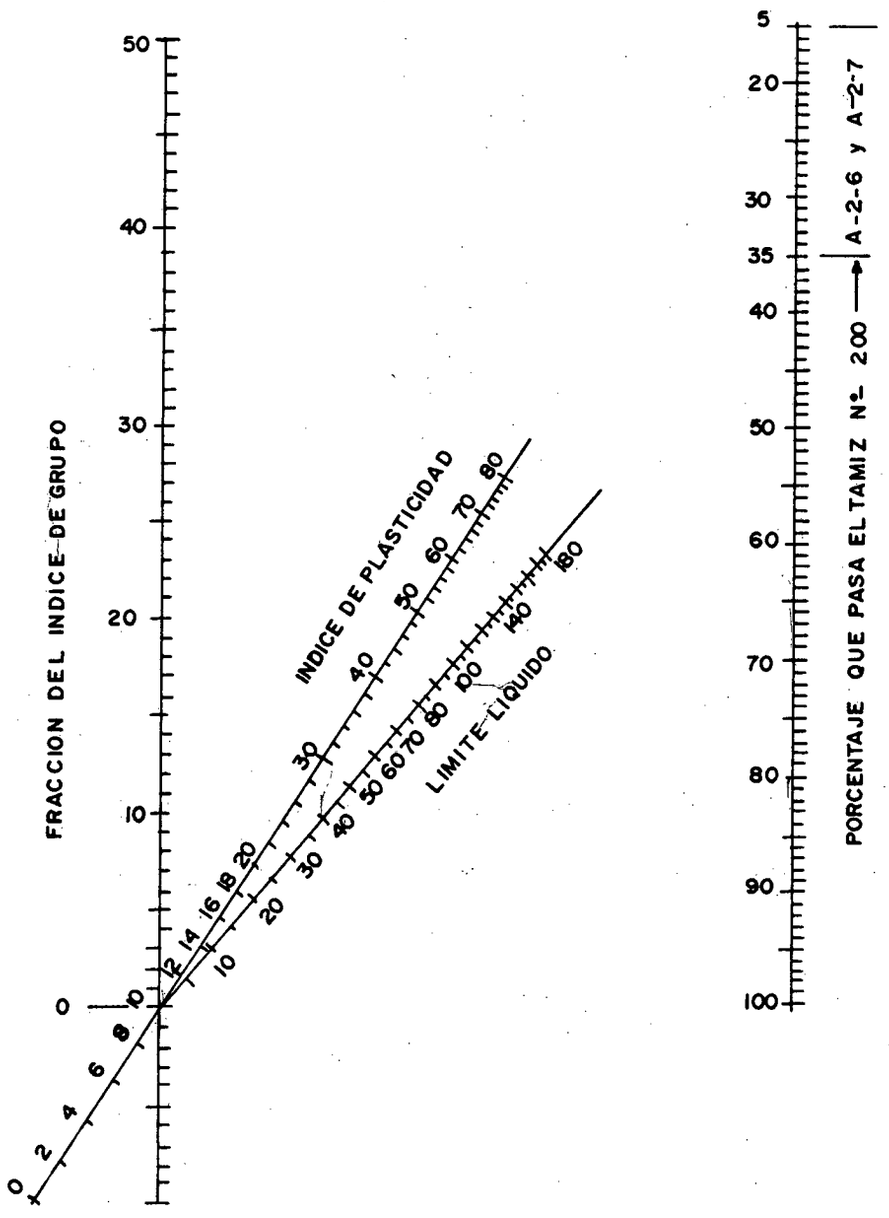


Fig. 6.5.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "A"
MUESTRA : Pozo "A"
PROFUNDIDAD : 1.00 m

FECHA : 26-VI-85
ENSAYADO POR : FM-AC.
CALCULOS : AC-FM
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	4.05	4.05	1.01	98.98	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	8.20	12.25	2.05	96.93	
Nº 20	4.80	17.05	1.20	95.73	
Nº 30					
Nº 40	2.10	19.15	0.52	95.20	
Nº 70	7.80	26.95	1.95	93.25	
Nº 100	8.70	35.65	2.18	91.08	
Nº 200	13.90	49.55	3.48	87.61	
FONDO	350.45	400.00	87.61	0.00	
TOTAL	400.00	400.00	100.00		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 50.05 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	66.00
LIMITE PLASTICO	29.44
INDICE PLASTICO	36.56
INDICE DE GRUPO	20.00
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "A"
MUESTRA : Pozo "A"
PROFUNDIDAD : 2.00 m

FECHA : 25-VI-85
ENSAYADO POR : FM-AC.
CALCULOS : FM-AC
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	2.10	2.10	0.525	99.475	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	5.20	7.30	1.300	98.175	
Nº 20	7.30	14.60	1.825	96.350	
Nº 30					
Nº 40	4.70	19.30	1.175	95.175	
Nº 70	9.30	28.60	2.325	92.850	
Nº 100	7.80	36.40	1.950	90.900	
Nº 200	10.50	46.90	2.625	88.275	
FONDO	353.10	400.00	88.275	0.000	
TOTAL	400.00	400.00	100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 47.10 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	68.75
LIMITE PLASTICO	29.82
INDICE PLASTICO	38.93
INDICE DE GRUPO	20.00
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 25-VI-85
SECTOR : "A"
ENSAYADO POR : FM-AC.
MUESTRA : Pozo "A"
CALCULOS : AC-FM
PROFUNDIDAD : 3.00 m
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	%ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	1.20	1.20	0.300	99.700	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	3.40	4.60	0.850	98.950	
Nº 20	6.20	10.80	1.550	97.300	
Nº 30					
Nº 40	5.70	16.50	1.425	95.875	
Nº 70	7.60	24.10	1.900	93.975	
Nº 100	10.40	34.50	2.600	91.375	
Nº 200	9.80	44.30	2.450	88.925	
FONDO	355.70	400.00	88.925	00.000	
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 44.37 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	66.70
LIMITE PLASTICO	32.60
INDICE PLASTICO	34.10
INDICE DE GRUPO	20.00
CLASIFICACION	S.U.C.S CHI-OHI
	A.A.S.H.T.O. A-7-5

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "A"
MUESTRA : Pozo "B"
PROFUNDIDAD : 1.00 m

FECHA : 25-VI-85
ENSAYADO POR : AC-FM
CALCULOS : FM-AC
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	1.30	1.30	0.33	99.67	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	2.80	4.10	0.70	99.30	
Nº 20	5.20	9.30	1.30	97.67	
Nº 30					
Nº 40	4.90	14.20	1.23	96.44	
Nº 70	6.10	20.30	1.53	94.91	
Nº 100	4.90	25.20	1.23	93.68	
Nº 200	11.30	36.50	2.83	90.85	
FONDO	363.50	400.00	90.88	0.00	
TOTAL	400.00		100.00		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 37.10 gr

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	72.97
LIMITE PLASTICO	26.01
INDICE PLASTICO	46.87
INDICE DE GRUPO	20.00
CLASIFICACION	S.U.C.S CHI
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "A"
MUESTRA : Pozo "B"
PROFUNDIDAD : 2.00 m.

FECHA : 27-VI-85
ENSAYADO POR : AC-FM
CALCULOS : FM-AC
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4					
PASA EL Nº 4					
Nº 10	0.90	0.90	0.225	99.775	
Nº 20	2.20	3.10	0.550	99.225	
Nº 30	2.80				
Nº 40	2.80	5.90	0.700	98.525	
Nº 70	5.00	10.90	1.250	97.275	
Nº 100	0.80	11.70	0.200	97.075	
Nº 200	11.70	23.40	2.925	94.150	
FONDO	376.60	400.00	94.150	0.000	
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 23.40 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	76.90
LIMITE PLASTICO	26.64
INDICE PLASTICO	50.26
INDICE DE GRUPO	20.00
CLASIFICACION	S.U.C.S CH,
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "A"
MUESTRA : Pozo "B"
PROFUNDIDAD : 3.00 m

FECHA : 29-VI-85
ENSAYADO POR : FEM - ACG.
CALCULOS : ARC - FEM.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	2.10	2.10	0.525	99.475	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	1.30	3.40	0.325	99.150	
Nº 20	6.30	9.70	1.575	97.575	
Nº 30					
Nº 40	5.40	15.10	1.350	96.225	
Nº 70	4.30	19.40	1.075	95.150	
Nº 100	9.10	28.50	2.275	92.875	
Nº 200	12.15	40.65	3.038	89.837	
FONDO	359.35	400.00	89.837	0.000	
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO : 400.00 gr.
PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO : 40.65 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	73.50 %
LIMITE PLASTICO	24.11 %
INDICE PLASTICO	49.39 %
INDICE DE GRUPO	20.00
CLASIFICACION	S.U.C.S CH,
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 24 - VI - 85
SECTOR : "A"
ENSAYADO POR : FM - AC
MUESTRA : Pozo "C"
CALCULOS : FM - AC
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	2.50	2.50	0.63	99.37	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	9.30	11.80	2.32	97.05	
Nº 20	11.90	23.70	2.98	94.07	
Nº 30					
Nº 40	14.20	37.90	3.55	90.52	
Nº 70	22.60	60.50	5.65	84.87	
Nº 100	13.30	73.80	3.32	81.55	
Nº 200	21.60	95.40	5.40	76.15	
FONDO	304.60	400.00	76.15	00.00	
TOTAL	400.00		100.00		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 96.90 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	47.90 %
LIMITE PLASTICO	21.30 %
INDICE PLASTICO	26.60 %
INDICE DE GRUPO	15
CLASIFICACION	S.U.C.S CL
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "A"
MUESTRA : Pozo "C"
PROFUNDIDAD : 2.00m

FECHA : 24-VI-85
ENSAYADO POR : AC-FM
CALCULOS : FM-AC
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	5.30	5.30	1.32	98.68	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	12.50	17.80	3.13	95.55	
Nº 20	7.80	25.60	1.95	93.60	
Nº 30					
Nº 40	8.80	34.40	2.20	91.40	
Nº 70	14.10	48.50	3.52	87.88	
Nº 100	7.50	56.00	1.88	86.00	
Nº 200	13.90	69.90	3.47	82.53	
FONDO	330.10	400.00	82.53	00.00	
TOTAL	400.00		100.00		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.
PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 70.50 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	47.70 %
LIMITE PLASTICO	24.23 %
INDICE PLASTICO	23.47 %
INDICE DE GRUPO	15
CLASIFICACION	S.U.C.S CL
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "A"
MUESTRA : Pozo "C"
PROFUNDIDAD : 3.00 m

FECHA : 24 - VI - 85
ENSAYADO POR : AC - FM
CALCULOS : AC — FM.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	2.90	2.90	0.725	99.275	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	11.20	14.10	2.800	96.475	
Nº 20	9.40	23.50	2.350	94.125	
Nº 30					
Nº 40	8.30	31.80	2.075	92.050	
Nº 70	15.20	47.00	3.800	88.250	
Nº 100	6.80	53.80	1.700	86.550	
Nº 200	13.70	67.50	3.425	83.125	
FONDO	332.50	400.00	83.125	-	
TOTAL	400.00		100.00		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 67.50 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	48.30 %
LIMITE PLASTICO	27.55 %
INDICE PLASTICO	20.75 %
INDICE DE GRUPO	14
CLASIFICACION	S.U.C.S CL
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "B"
MUESTRA : Pozo "A"
PROFUNDIDAD : 1.00

FECHA : 2 - VII - 85
ENSAYADO POR : F.M - A.C.
CALCULOS : F.M - A.C.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	2.00	2.00	0.50	99.500	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	5.30	7.30	1.325	98.175	
Nº 20	7.80	15.10	1.950	96.225	
Nº 30					
Nº 40	12.40	27.50	3.100	93.125	
Nº 70	20.60	48.10	5.150	87.975	
Nº 100	19.80	67.90	4.950	83.025	
Nº 200	12.00	79.90	3.000	80.025	
FONDO	320.10	400.00	80.025	-	
TOTAL	400.00		100.00		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 79.90 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	59.00 %
LIMITE PLASTICO	24.00 %
INDICE PLASTICO	35.00 %
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 2 - VII - 85
SECTOR : "B"
ENSAYADO POR : FEM - ARC
MUESTRA : Pozo "A"
CALCULOS : ARC - FML
PROFUNDIDAD : 2.00 m
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	5.30	5.30	1.3250	98.6750	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	10.85	16.15	2.7125	95.9625	
Nº 20	7.40	23.55	1.8500	94.1125	
Nº 30					
Nº 40	6.30	29.85	1.5750	92.5375	
Nº 70	9.75	39.60	2.4375	90.1000	
Nº 100	15.70	55.30	3.9250	86.1750	
Nº 200	20.30	75.60	5.0750	81.0000	
FONDO	324.40	400.00	81.1000		
TOTAL	400.00		100.0000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 75.60 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	61.10%
LIMITE PLASTICO	27.50%
INDICE PLASTICO	33.60%
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA: 2-VII-85
SECTOR : "B"
ENSAYADO POR : FEM-ARC.
MUESTRA : Pozo "A"
CALCULOS : FM-AC.
PROFUNDIDAD : 3.00 m
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	3.30	3.30	0.825	99.175	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	5.70	9.00	1.425	97.750	
Nº 20	6.20	15.20	1.550	96.200	
Nº 30					
Nº 40	13.70	28.90	3.425	92.775	
Nº 70	14.80	43.70	3.700	89.075	
Nº 100	17.90	61.60	4.475	84.600	
Nº 200	26.90	88.50	6.725	77.875	
FONDO	311.50	400.00	77.875		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400,00 gr

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 88.50 gr

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	60.20 %
LIMITE PLASTICO	26.00 %
INDICE PLASTICO	34.20 %
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1
	A.A.S.H.T.O. A-7-5

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA BIBLIOTECA

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado

SECTOR : B

MUESTRA : Pozo B

PROFUNDIDAD : 1.00 m.

FECHA : 3-VII-85

ENSAYADO POR : F.M.L - A.C.G

CALCULOS : F.M.L - A.C.G.

USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	3.80	3.80	0.950	99.05	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	4.30	8.10	1.075	97.975	
Nº 20	6.10	14.20	1.525	96.450	
Nº 30					
Nº 40	5.40	19.60	1.350	95.100	
Nº 70	7.80	27.40	1.950	93.150	
Nº 100	9.90	37.30	2.475	90.675	
Nº 200	11.30	48.60	2.825	87.850	
FONDO	351.40	400.00	87.850		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 48.65 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	55.80
LIMITE PLASTICO	25.04
INDICE PLASTICO	30.76
INDICE DE GRUPO	19
CLASIFICACION	S.U.C.S CH$_1$
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 3-VII-85

SECTOR : B
ENSAYADO POR : F.M.L - A.C.G.

MUESTRA : Pozo B
CALCULOS : F.M.L - A.C.G

PROFUNDIDAD : 2.00 m.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	1.20	1.20	0.300	99.700	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	4.80	6.00	1.200	98.500	
Nº 20	6.70	12.70	1.675	96.825	
Nº 30					
Nº 40	10.20	22.90	2.550	94.275	
Nº 70	11.30	34.20	2.825	91.450	
Nº 100	15.40	49.60	3.850	87.600	
Nº 200	16.90	66.50	4.225	83.375	
FONDO	333.50	400.00	83.375		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 66.60 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	58.60
LIMITE PLASTICO	27.05
INDICE PLASTICO	31.55
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S. CH_1
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de grado
FECHA : 3-VII-85
SECTOR : B
ENSAYADO POR : F.M.L - A.C.G
MUESTRA : POZO B
CALCULOS : F.M.L - A.C.G
PROFUNDIDAD : 3.00 m.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	6.20	6.20	1.550	98.450	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	11.70	17.90	2.925	95.525	
Nº 20	9.10	27.00	2.275	93.250	
Nº 30					
Nº 40	8.70	35.70	2.175	91.075	
Nº 70	14.90	50.60	3.725	87.350	
Nº 100	18.30	68.90	4.575	82.775	
Nº 200	20.40	89.30	5.100	77.675	
FONDO	310.70	400.00	77.675		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 89.30 gr

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	58.90
LIMITE PLASTICO	25.25
INDICE PLASTICO	33.65
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 5- VII - 85
SECTOR : "B"
ENSAYADO POR : F.M. — A.C.
MUESTRA : Pozo C "
CALCULOS : A.C - F.M.
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	3.40	3.40	0.850	99.150	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	5.70	9.10	1.425	97.725	
Nº 20	16.30	25.40	4.075	93.650	
Nº 30					
Nº 40	5.10	30.50	1.275	92.375	
Nº 70	17.40	47.90	4.350	88.025	
Nº 100	15.30	63.20	3 825	84.200	
Nº 200	15.90	79.10	3.975	80.225	
FONDO	320.90	400.00	80.225		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr
PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 79.10 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	55.60
LIMITE PLASTICO	26.30
INDICE PLASTICO	29.30
INDICE DE GRUPO	19
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "B"
MUESTRA : Pozo C""
PROFUNDIDAD : 2.00 m

FECHA : 5-VII-85
ENSAYADO POR : FM-AC
CALCULOS : AC-FM.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	1.60	1.60	0.400	99.600	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	6.20	7.80	1.550	98.050	
Nº 20	17.50	25.30	4.375	93.675	
Nº 30					
Nº 40	4.20	29.50	1.050	92.625	
Nº 70	20.30	49.80	5.075	87.550	
Nº 100	16.70	66.50	4.175	83.375	
Nº 200	18.10	84.60	4.525	78.850	
FONDO	315.40	400.00	78.850	-	
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 84.60 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	60.00
LIMITE PLASTICO	35.29
INDICE PLASTICO	24.71
INDICE DE GRUPO	18
CLASIFICACION	S.U.C.S OH,
	A.A.S.H.T.O. A-7-5

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "B"
MUESTRA : Pozo "C"
PROFUNDIDAD : 3.00 m

FECHA : 6-VII-85
ENSAYADO POR : FM-AC
CALCULOS : FM-AC
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4					
PASA EL Nº 4					
Nº 10	2.40	2.40	0.600	99.400	
Nº 20	1.70	4.10	0.425	98.975	
Nº 30					
Nº 40	12.80	16.90	3.200	95.775	
Nº 70	16.90	33.80	4.225	91.550	
Nº 100	12.30	46.10	3.075	88.475	
Nº 200	28.60	74.70	7.150	81.325	
FONDO	325.30	400.00	81.325		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 74.90 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	60.50
LIMITE PLASTICO	31.00
INDICE PLASTICO	29.50
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1 – OH1
	A.A.S.H.T.O. A – 7-5

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 7-VII-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : F.M.L-A.G.C.
MUESTRA : Pozo A
CALCULOS : F.M.L- A.C.G
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	0.60	0.60	0.150	99.850	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	1.80	2.40	0.450	99.400	
Nº 20	2.10	4.50	0.525	98.875	
Nº 30					
Nº 40	3.20	7.70	0.800	98.075	
Nº 70	4.20	11.90	1.050	97.025	
Nº 100	5.70	17.60	1.425	95.600	
Nº 200	7.40	25.00	1.850	93.750	
FONDO	375.00	400.00	93.750		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 25.65 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	70.40
LIMITE PLASTICO	34.22
INDICE PLASTICO	36.18
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S OH1
	A.A.S.H.T.O. A-7-5

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de grado
FECHA : 8-VII-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : F.M.L - A.C.G
MUESTRA : Pozo A
CALCULOS : F.M.L - A.C.G
PROFUNDIDAD : 2.00 m.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4					
PASA EL Nº 4					
Nº 10	1.80	1.80	0.450	99.550	
Nº 20	2.30	4.10	0.575	98.975	
Nº 30					
Nº 40	1.45	5.55	0.362	98.162	
Nº 70	2.30	7.85	0.575	98.038	
Nº 100	8.30	16.15	2.075	95.962	
Nº 200	7.80	23.95	1.950	94.013	
FONDO	376.05	400.00	94.013		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 24.00 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	69.80
LIMITE PLASTICO	29.79
INDICE PLASTICO	40.01
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH$_1$
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de grado
FECHA : 8-VII-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : F.M.L - A.C.G.
MUESTRA : Pozo A
CALCULOS : F.M.L - A.C.G
PROFUNDIDAD : 3.00 m.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	%ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	3.20	3.20	0.800	99.200	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	1.20	4.40	0.300	98.900	
Nº 20	2.30	6.70	0.575	98.325	
Nº 30					
Nº 40	1.40	8.10	0.350	97.975	
Nº 70	1.10	9.20	0.275	97.700	
Nº 100	2.70	11.90	0.675	97.025	
Nº 200	3.20	15.10	0.800	96.225	
FONDO	384.90	400.00	96.225		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 15.00 gr

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	75.30	
LIMITE PLASTICO	36.84	
INDICE PLASTICO	38.46	
INDICE DE GRUPO	20	
CLASIFICACION	S.U.C.S	OH_1
	A.A.S.H.T.O.	A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 5-VII-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : F.M. — A.C.
MUESTRA : Pozo "B"
CALCULOS : A.C - F.M.
PROFUNDIDAD : 1.00 m
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	1.80	1.80	0.450	99.550	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	2.10	3.90	0.525	99.025	
Nº 20	1.30	5.20	0.325	98.700	
Nº 30					
Nº 40	1.00	6.20	0.250	98.450	
Nº 70	2.80	9.00	0.700	98.750	
Nº 100	5.20	14.20	1.300	96.450	
Nº 200	4.70	18.90	1.175	95.275	
FONDO	381.10	400.00	95.275		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 18.84 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	67.00
LIMITE PLASTICO	29.92
INDICE PLASTICO	37.08
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1
	A.A.S.H.T.O. A-7-6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 7-VII-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : FM-AC
MUESTRA : Pozo "B"
CALCULOS : AC-FM.
PROFUNDIDAD : 2.00 m
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	0.30	0.30	0.075	99.925	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	1.60	1.90	0.400	99.525	
Nº 20	0.80	2.70	0.200	99.325	
Nº 30					
Nº 40	1.30	4.00	0.325	99.000	
Nº 70	2.40	6.40	0.600	98.400	
Nº 100	3.20	9.60	0.800	97.600	
Nº 200	5.10	14.70	1.275	96.325	
FONDO	385.30	400.00	96.325		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400,00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 14.65 gr

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	71.00
LIMITE PLASTICO	30.81
INDICE PLASTICO	40.19
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH,
	A.A.S.H.T.O. A-7-5

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : C"
MUESTRA : Pozo "B"
PROFUNDIDAD : 3.00 m

FECHA : 7 - VII - 85
ENSAYADO POR : FM
CALCULOS : AC
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4					
PASA EL Nº 4					
Nº 10	2.30	2.30	0.575	99.425	
Nº 20	1.70	4.00	0.425	99.000	
Nº 30					
Nº 40	1.40	5.40	0.350	98.650	
Nº 70	0.80	6.20	0.200	98.450	
Nº 100	3.70	9.90	0.925	97.525	
Nº 200	5.20	15.10	1.300	96.225	
FONDO	384.90	400.00	96.225		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr
PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 15.08 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	74.00
LIMITE PLASTICO	33.09
INDICE PLASTICO	40.91
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1
	A.A.S.H.T.O. A-7-5

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : "C"
MUESTRA : Pozo "C"
PROFUNDIDAD : 1.00 m

FECHA : 8 - VII - 85
ENSAYADO POR : FM - AC
CALCULOS : AC - FM.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	2.10	2.10	0.525	99.545	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	3.20	5.30	0.800	98.745	
Nº 20	1.90	7.20	0.475	98.270	
Nº 30					
Nº 40	0.70	7.90	0.175	98.095	
Nº 70	2.80	10.70	0.775	97.325	
Nº 100	5.30	16.00	1.325	96.000	
Nº 200	7.80	23.80	1.950	94.050	
FONDO	376.20	400.00	94.050		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr.

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 23.80 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	72.00
LIMITE PLASTICO	31.55
INDICE PLASTICO	40.45
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CHi
	A.A.S.H.T.O. A-7-5

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
SECTOR : " C "
MUESTRA : Pozo " C "
PROFUNDIDAD : 2.00

FECHA : 8 - VII - 85
ENSAYADO POR : F.ML. A.R.C.
CALCULOS : ARC. — FEML.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	0.70	0.70	0.175	99.825	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	1.70	2.40	0.425	99.400	
Nº 20	2.70	5.10	0.675	98.725	
Nº 30					
Nº 40	4.80	9.90	1.200	97.525	
Nº 70	6.60	16.50	1.650	95.875	
Nº 100	7.20	23.70	1.800	94.075	
Nº 200	6.10	29.80	1.525	92.550	
FONDO	370.20	400.00	92.550		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 30.00 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	62.40
LIMITE PLASTICO	28.40
INDICE PLASTICO	34.00
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH1
	A.A.S.H.T.O. A - 7 - 6

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO : Tesis de Grado
FECHA : 8-VII-85
SECTOR : "C"
ENSAYADO POR : F.M.L - A.C.G.
MUESTRA : Pozo "C"
CALCULOS : F.M.L - A.C.G
PROFUNDIDAD : 3.00 m.
USO :

ANALISIS GRANULOMETRICO

TAMIZ	PESO RETENIDO PARCIAL	PESO RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	% ESPECIF.
3"					
2 1/2"					
2"					
1 1/2"					
1"					
3/4"					
1/2"					
3/8"					
Nº 4	1.10	1.10	0.275	99.725	
PASA EL Nº 4					
Nº 10	1.70	2.80	0.425	99.300	
Nº 20	2.40	5.20	0.600	98.700	
Nº 30					
Nº 40	3.20	8.40	0.800	97.900	
Nº 70	6.10	14.50	1.525	96.375	
Nº 100	7.20	21.70	1.800	94.575	
Nº 200	8.70	30.40	2.175	92.400	
FONDO	369.60	400.00	92.400		
TOTAL	400.00		100.000		

PESO TOTAL ANTES DEL LAVADO 400.00 gr

PESO TOTAL DESPUES DEL LAVADO 30.30 gr.

CLASIFICACION

LIMITE LIQUIDO	77.70
LIMITE PLASTICO	34.55
INDICE PLASTICO	43.15
INDICE DE GRUPO	20
CLASIFICACION	S.U.C.S CH_1
	A.A.S.H.T.O. A - 7-5

CLASIFICACION DE LOS SUELOS

ZONA	POZO	PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	CLASIFICACION		
				I.G.	AASHTO	SUCS
A	A	1,o	Arcilla de alta plasticidad: café amarilla	20	A-7-6	CH1
A	A	2,o	Arcilla de alta plasticidad: café clara	20	A-7-6	CH1
A	A	3,o	Arcilla de alta plasticidad: café-clara amaril	20	A-7-5	CH1-OH1
A	B	1,o	Arcilla de alta plasticidad: café-obscuro negra	20	A-7-6	CH1
A	B	2,o	Arcilla de alta plasticidad: café-obscuro	20	A-7-6	CH1
A	B	3,o	Arcilla de alta plasticidad: café obscuro	20	A-7-6	CH1
A	C	1,o	Arcilla limosa med. plasticidad: blanco-verde	15	A-7-6	CL

ZONA	POZA	PROFUNDIDAD	DESCRIPCION	CLASIFICACION		
				I.G.	AASHTO	SUCS
A	C	2,o	Arcilla limosa med. plasticidad: blanca-verde	15	A-7-6	CL
A	C	3,o	Arcilla limosa med. plasticidad: blanca-verde	14	A-7-6	CL
B	A	1,o	Arcilla de alta plasticidad: blanca-amarillenta	20	A-7-6	CH1
B	A	2,o	Arcilla de alta plasticidad: blanca-amarillenta	20	A-7-6	CH1
B	A	3,o	Arcilla de alta plasticidad: blanca-amarillenta	20	A-7-5	CH1
B	B	1,o	Arcilla de alta plasticidad: café-clara	19	A-7-6	CH1
B	B	2,o	Arcilla de alta plasticidad: café-clara	20	A-7-6	CH1
B	B	3,o	Arcilla de alta plasticidad: café-clara	20	A-7-6	CH1
B	C	1,o	Arcilla plástica color café-amarillento	19	A-7-6	CH1
B	C	2,o	Arcilla plástica color café-amarillento	18	A-7-5	OH1
B	C	3,o	Arcilla plástica color café-amarillento	20	A-7-5	CH1-OH1
C	A	1,o	Arcilla plástica color café amarillento	20	A-7-5	OH1
C	A	2,o	Arcilla plástica color café amarillento	20	A-7-6	CH1
C	A	3,o	Arcilla plástica color café amarillento	20	A-7-6	OH1
C	B	1,o	Arcilla de alta plasticidad: blanca-verdosa	20	A-7-6	CH1
C	B	2,o	Arcilla de alta plasticidad: blanca-verdosa	20	A-7-5	CH1
C	B	3,o	Arcilla de alta plasticidad: blanca-verdosa	20	A-7-5	CH1
C	C	1,o	Arcilla plástica color café obscura	20	A-7-5	CH1
C	C	2,o	Arcilla plástica color café obscura	20	A-7-6	CH1
C	C	3,o	Arcilla plástica color café obscura	20	A-7-5	CH1

De los ensayos en la determinación de - los límites de consistencia, límite líquido, límite plástico e índice plástico, presentados en las páginas Nros. 175 a 201 , se resume en la tabla Nro. 6-2.

TABLA 6-2

TABLA: 6.2. PROPIEDADES INDICE

MUESTRA			LIMITES DE ATTERBERG		
ZONA	POZO	(H) mts.	LIMITE LIQUIDO (L.L. %)	LIMITE PLASTICO (L.P. %)	INDICE PLASTICO (I.P. %)
A	A	1.00	66.00	29.44	36.56
		2.00	68.75	29.82	38.93
		3.00	66.70	32.60	34.10
	B	1.00	72.97	26.01	46.96
		2.00	76.90	26.64	50.26
		3.00	73.50	24.11	49.39
	C	1.00	47.90	21.30	26.60
		2.00	47.70	24.23	23.47
		3.00	48.30	27.55	20.75
B	A	1.00	59.00	24.00	35.00
		2.00	61.10	27.50	33.60
		3.00	60.20	26.00	34.20
	B	1.00	55.80	25.04	30.76
		2.00	58.60	27.05	31.55
		3.00	58.90	25.25	33.65
	C	1.00	55.60	26.30	29.30
		2.00	60.00	35.29	24.71
		3.00	60.50	31.00	29.50
C	A	1.00	70.40	34.22	36.18
		2.00	69.80	29.79	40.01
		3.00	75.30	36.84	38.46
	B	1.00	67.00	29.92	37.08
		2.00	71.00	30.81	40.19
		3.00	74.00	33.09	40.91
	C	1.00	72.00	31.55	40.45
		2.00	62.40	28.40	34.00
		3.00	77.70	34.55	43.15

De donde sepuede deducir, que existen - los siguientes rangos de variación:

LIMITE LIQUIDO: 77.70 —— 47.70%

LIMITE PLASTICO: 36.84 —— 21.30%

INDICE PLASTICO: 50.26 —— 20.75%

Que corresponden a las fechas del muestreo: mayo - agosto de 1985.

Con los valores que se indican en la ta

bla 6-2, se procede a ubicar estos suelos en las cartas de plasticidad en - los sistemas de clasificación de suelos: SUCS y AASHTO, en los gráficos 6-5a y 6-5b, respectivamente. Observándose claramente que el 78% de estos suelos corresponden a arcillas de alta plasticidad, el 11% a arcillas limosas muy plásticas y el 11% a arcillas poco plásticas.

GRAFICO 6-5a

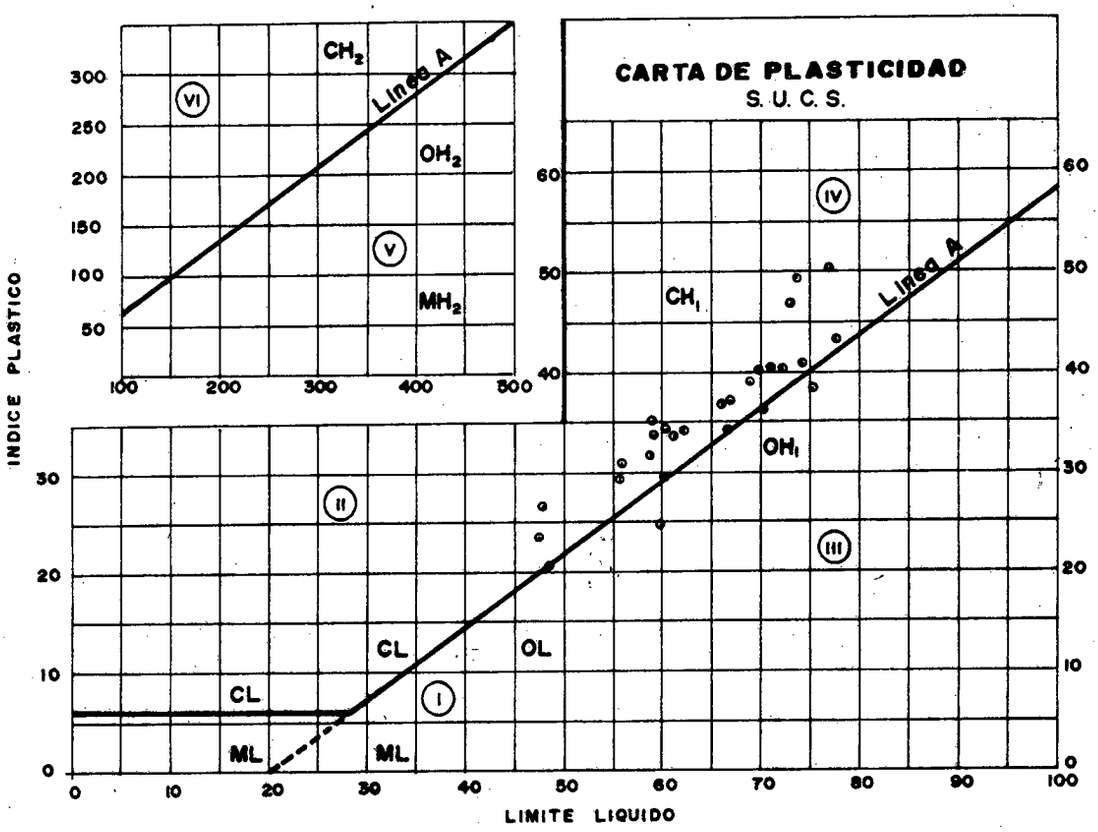


Grafico. 6.5a.

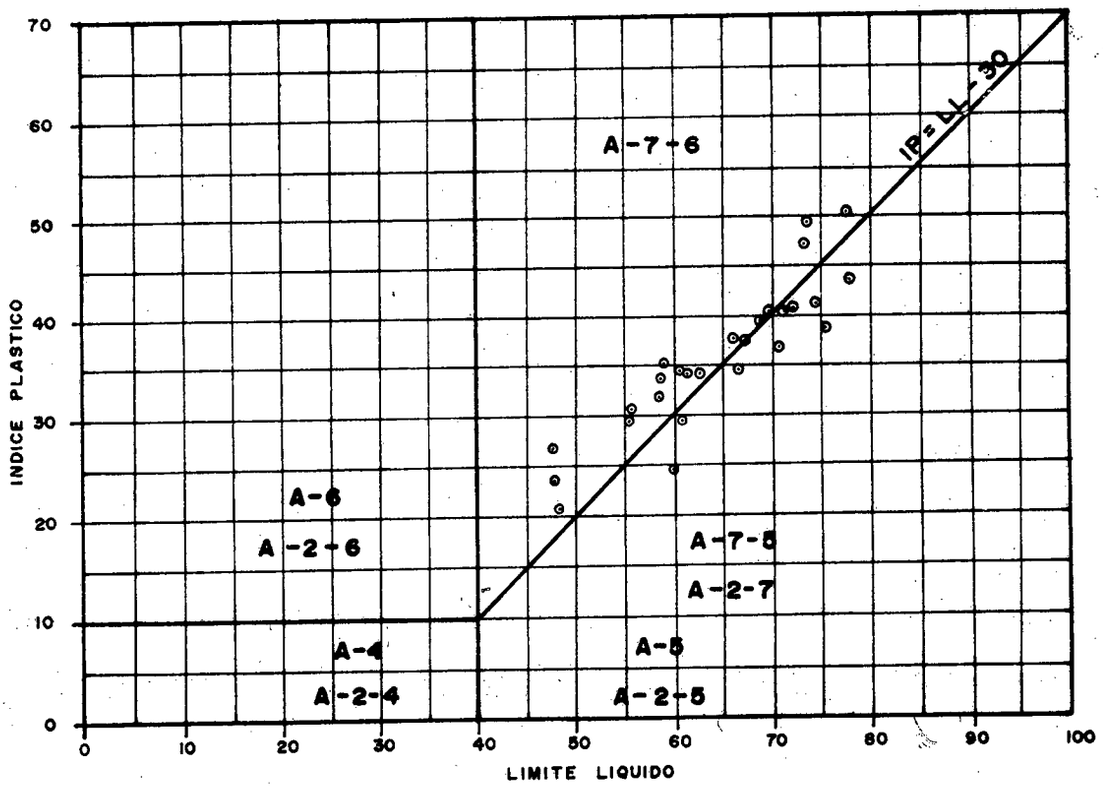


Gráfico 6.5b **Carta de plasticidad**
Clasificación de suelos AASHTO

Métodos de Identificación de Arcillas - Expansivas

1. Método según Holtts y Gibbs
2. Método según Ranganathan y Stayana-- rayana
3. Método según Sowers y Kenedy

Método según HOLTTS Y GIBBS

Holtts y Gibbs, propusieron una clasifi cación para las arcillas expansivas, página Nro. 63 , capítulo III, en fun ción del índice de plasticidad, que trata de relacionar los valores obtenidos de este índice con el potencial de hinchamiento de las muestras que se ensayaron, a nuestro criterio poseen un alto contenido de expansión como se indica en la tabla Nro. 6-3.

TABLA 6-3

TABLA: 6.3. RELACION ENTRE INDICE DE PLASTICIDAD Y EL GRADO DE EXPANSION SEGUN HOLTS Y GIBBS

ZONA	POZO	H (m)	INDICE DE PLASTICIDAD (IP %)	POTENCIAL DE HINCHAMIENTO.
A	A	1.00	36.56	MUY ALTO
		2.00	38.93	MUY ALTO
		3.00	34.10	ALTO
	B	1.00	46.96	MUY ALTO
		2.00	50.26	MUY ALTO
		3.00	49.39	MUY ALTO
	C	1.00	26.60	ALTO A MEDIO
		2.00	23.47	ALTO A MEDIO
		3.00	20.75	ALTO A MEDIO
B	A	1.00	35.00	MUY ALTO
		2.00	33.60	ALTO
		3.00	34.20	ALTO
	B	1.00	30.76	ALTO
		2.00	31.55	ALTO
		3.00	33.65	ALTO
	C	1.00	29.30	ALTO
		2.00	24.71	ALTO
		3.00	29.50	ALTO
C	A	1.00	36.18	MUY ALTO
		2.00	40.01	MUY ALTO
		3.00	38.46	MUY ALTO
	B	1.00	37.08	MUY ALTO
		2.00	40.19	MUY ALTO
		3.00	40.91	MUY ALTO
	C	1.00	40.45	MUY ALTO
		2.00	34.00	ALTO
		3.00	43.15	MUY ALTO

Método según Ranganathan y Stayanarayana

Propusieron que para poder determinar - el potencial de expansión o hinchamiento que pueden tener las arcillas ex-- pansivas, utilizando el índice de contracción, página 67 , Capítulo III.- Mediante este método se puede observar en la tabla 6.4 que las muestras en- sayadas corresponden a un alto potencial de hinchamiento.

TABLA 6-4

TABLA: 6.4.- CONTRACCION VOLUMETRICA SEGUN RANGHANATAN Y STAYANARAYANA

ZONA	POZO	H (mts)	LIMITE LIQUIDO (L.L.)	LIMITE DE CONTRACCION (L.C.)	INDICE DE CONTRACCION (IC=LL-LC)	POTENCIAL DE HINCHAMIENTO
A	A	1.00	66.00	16.31	49.69	ALTO
		2.00	68.75	16.81	51.94	ALTO
	B	1.00	72.97	12.93	60.04	MUY ALTO
		2.00	76.90	12.15	64.75	MUY ALTO
	C	2.00	47.70	19.85	27.85	MEDIO
B	A	2.00	61.10	21.70	39.40	ALTO
	B	1.00	55.80	20.19	35.61	ALTO
	C	1.00	55.60	16.08	39.52	ALTO
		2.00	60.00	15.25	44.75	ALTO
C	A	1.00	70.40	14.87	55.53	ALTO
		2.00	69.80	15.25	54.55	ALTO
	B	1.00	67.00	12.88	54.12	ALTO
		2.00	71.00	15.56	55.44	ALTO
	C	2.00	62.40	12.28	50.12	ALTO

Método según Sowers y Kennedy

Sowers y Kennedy establecieron que para valores de la relación agua-plasticidad (Rw), para valores negativos Rw, la expansión puede ser aguda.

Valores que son calculados de acuerdo a la ecuación 3.2, de la página 67

TABLA 6-5

TABLA: 6.5. RELACION AGUA—PLASTICIDAD
SEGUN SOWERS Y KENNEDY

MUESTRA			CONTENIDO DE HUMEDAD (W %)	LIMITE PLASTICO (L.P. %)	INDICE PLASTICO I.P. = LL—L.P.	RELACION AGUA-PLASTICIDAD. (RW)
ZONA	POZO	H (mts)				
A	A	1.00	24.58	29.44	36.56	- 13.29
		2.00	21.26	29.82	38.93	- 21.29
		3.00	18.57	32.60	34.10	- 41.14
	B	1.00	23.85	26.01	46.96	- 4.60
		2.00	32.22	26.64	50.26	11.10
		3.00	36.60	24.11	49.39	25.29
	C	1.00	14.34	21.30	26.60	- 26.17
		2.00	15.42	24.23	23.47	- 37.54
		3.00	17.73	27.55	20.75	- 47.33
B	A	1.00	19.47	24.00	35.00	- 12.94
		2.00	20.50	27.50	33.60	- 20.83
		3.00	21.33	26.00	34.20	- 13.65
	B	1.00	15.53	25.04	30.76	- 30.92
		2.00	17.88	27.05	31.55	- 29.06
		3.00	21.41	25.25	33.65	- 11.41
	C	1.00	21.26	26.30	29.30	- 17.20
		2.00	18.53	35.29	24.71	- 67.83
		3.00	20.07	31.00	29.50	- 37.05
C	A	1.00	14.05	34.22	36.18	- 55.75
		2.00	12.73	29.79	40.01	- 42.64
		3.00	11.82	36.84	38.46	- 65.05
	B	1.00	28.30	29.92	37.08	- 4.37
		2.00	25.36	30.81	40.19	- 13.56
		3.00	21.34	33.09	40.91	- 28.72
	C	1.00	22.98	31.55	40.45	- 21.19
		2.00	16.53	28.40	34.00	- 34.91
		3.00	13.83	34.55	43.15	- 48.02

$$RW = \frac{W\% - L.P.}{I.P.} \times 100$$

RW = RELACION AGUA—PLASTICIDAD
W = COTENIDO DE HUMEDAD
L.P. = LIMITE PLASTICO
I.P. = INDICE PLASTICO

Se puede observar que de acuerdo a esta tabla el 89% de los resultados nos dan valores negativos, indicando de esta manera el grado de peligro que presentan estos suelos.

Después de haber analizado los diferentes métodos de identificación de estos suelos, y por la relación que existe entre ellos, se puede confirmar que se trata de arcillas de "alta plastici-

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
282
BIBLIOTECA

dad", y que deberán ser tomadas en cuenta cuidadosamente para el diseño de las cimentaciones, especialmente en las zonas estudiadas y que corresponden a la "A" y "C" por las evidencias de las secuencias gráficas presentadas en el capítulo V.

6.1.1.5 Gravedad Específica de un Suelo

6.1.1.5.1 Calibración de los matraces que usan en la determinación de la Gravedad Específica

El peso del agua que un matraz puede contener, varía de acuerdo a la temperatura; esto se debe en parte, a que la densidad del agua varía con la temperatura y también provoca contracciones y extensión en el pírex.

Por eso es conveniente dibujar para cada uno de los matraces una gráfica de calibración, en la que consten en las abscisas las temperaturas correspondientes y en las ordenadas los pesos del matraz lleno de agua hasta la marca de aforo. En la gráfica se puede obtener la capacidad del matraz a cualquier temperatura, dentro de los límites tolerables.

Equipo Utilizado: matraz calibrado con capacidad de 500 cc.; termómetro graduado de 0° a 50°C, con divisiones de 1°C; balanza de sensibilidad 0.01 gramos; desecador apropiado (papel filtro); solución disolvente de grasas (éter); y, agua destilada.

Procedimiento:

1. Se limpia perfectamente el matraz - con detergente o amoníaco, con la finalidad de disolver todo tipo de grasas adheridas al matraz.

2. Se seca el matraz interior y exte--- riormente, se lo pesa en la balanza de sensibilidad 0.01 gramos y, se registra el peso (Wb).

3. Se llena el matraz con agua destilada hasta la marca de aforo y se pone a hervir de 5 a 10 minutos en baño de maría, con la finalidad de extraer el aire entrampado.

4. Se retira el matraz del baño de ma-- ría y se mide la temperatura; si la temperatura es mayor a 40°C, se hace bajar la temperatura introduciendo el matraz en un recipiente que contenga agua helada.

5. Se afora perfectamente el agua destilada hasta que la parte inferior del meñisco coincida con la marca de aforo; luego se elimina toda el agua que - queda en el interior del cuello del matraz, sobre la marca de aforo, pasando luego a secar la parte exterior del matraz. Se pesa y se anota: peso del matraz + peso del agua a la temperatura Tc.

6. Se deja enfriar el matraz hasta que la temperatura del agua baje unos -

5°C; se repite este proceso 5 a 6 veces, dejando enfriar cada vez el matraz, hasta llegar a una temperatura de 10°C.

Cálculos

Existe un procedimiento teórico que determina con bastante exactitud los puntos para la calibración del matraz, - el mismo que requiere exclusivamente del peso del matraz y las diferentes - temperaturas que han de servir para determinar la curva.

La fórmula a utilizarse es la siguiente:

$$W_2 = Wm + Vm\ (1 + \Delta t E)(\gamma t - \gamma a)$$

De donde:

W_2 = peso del matraz o pipeta-agua (gr)

Wm = peso del matraz limpio y seco (gr)

Vm = volumen calibrado del matraz a la temperatura Tc (°C)

Δt = t - Tc

Tc = temperatura de calibración del matraz

E = coeficiente de expansión cúbrica - del pírez (0.1×10^{-4})

γt = peso unitario del agua a temperatura t (ver tabla adjunta)

γa = peso unitario del aire a la temperatura t y a la presión atmosférica. Este tiene un valor aproximado de: 0.0012 gr/cm3.

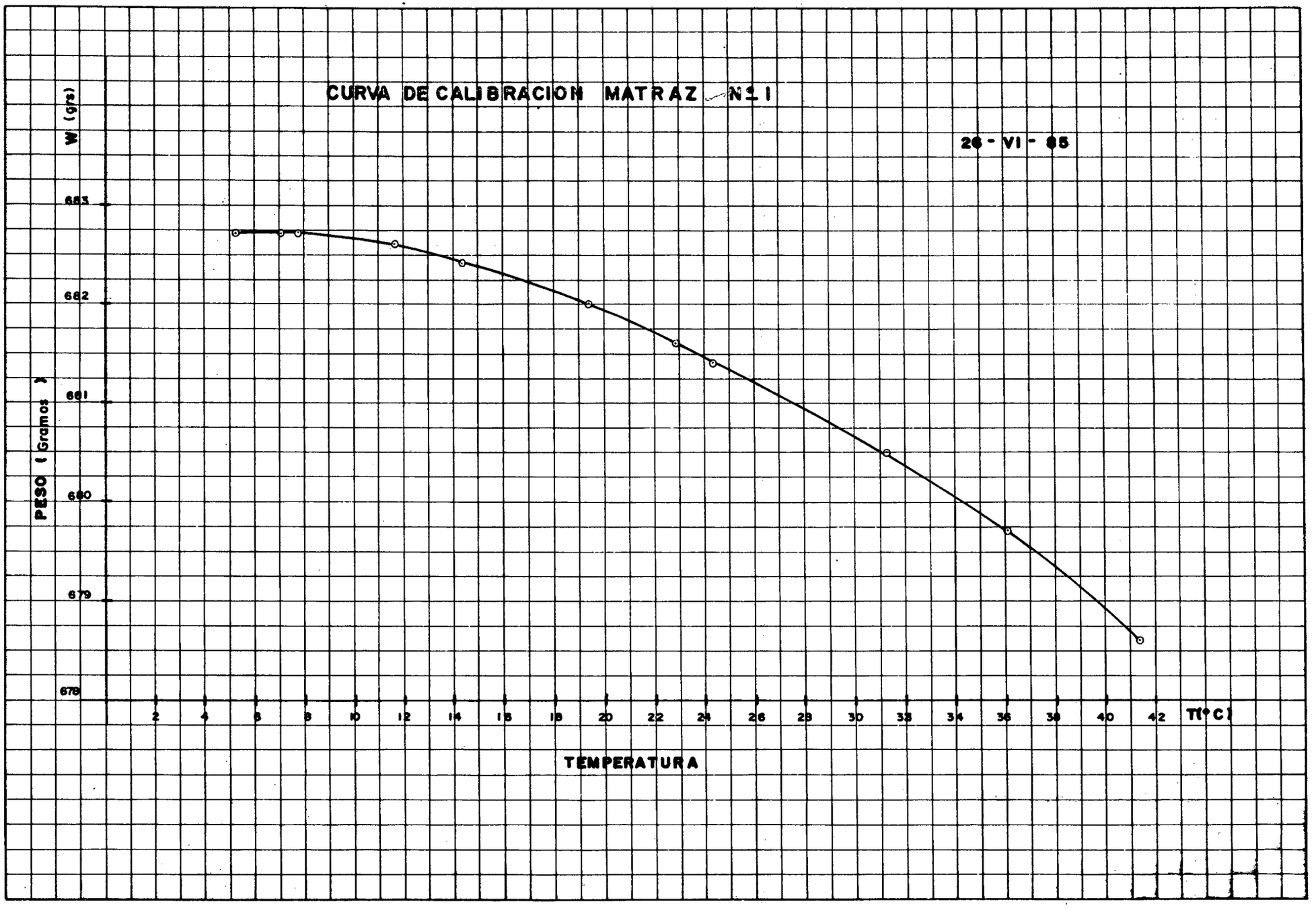
DENSIDAD DEL AGUA A DIFERENTES TEMPERATURAS

TEMPERATURA DEL AGUA EXPRESADA EN °C	DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA: t = K
18	0.9986244
19	0.9984347
20	0.9982343
21	0.9980233
22	0.9978019
23	0.9975702
24	0.9973286
25	0.9970770
26	0.9968151
27	0.9965451
28	0.9962652
29	0.9959761
30	0.9956780
35	0.9942835

PROCEDIMIENTO PRACTICO

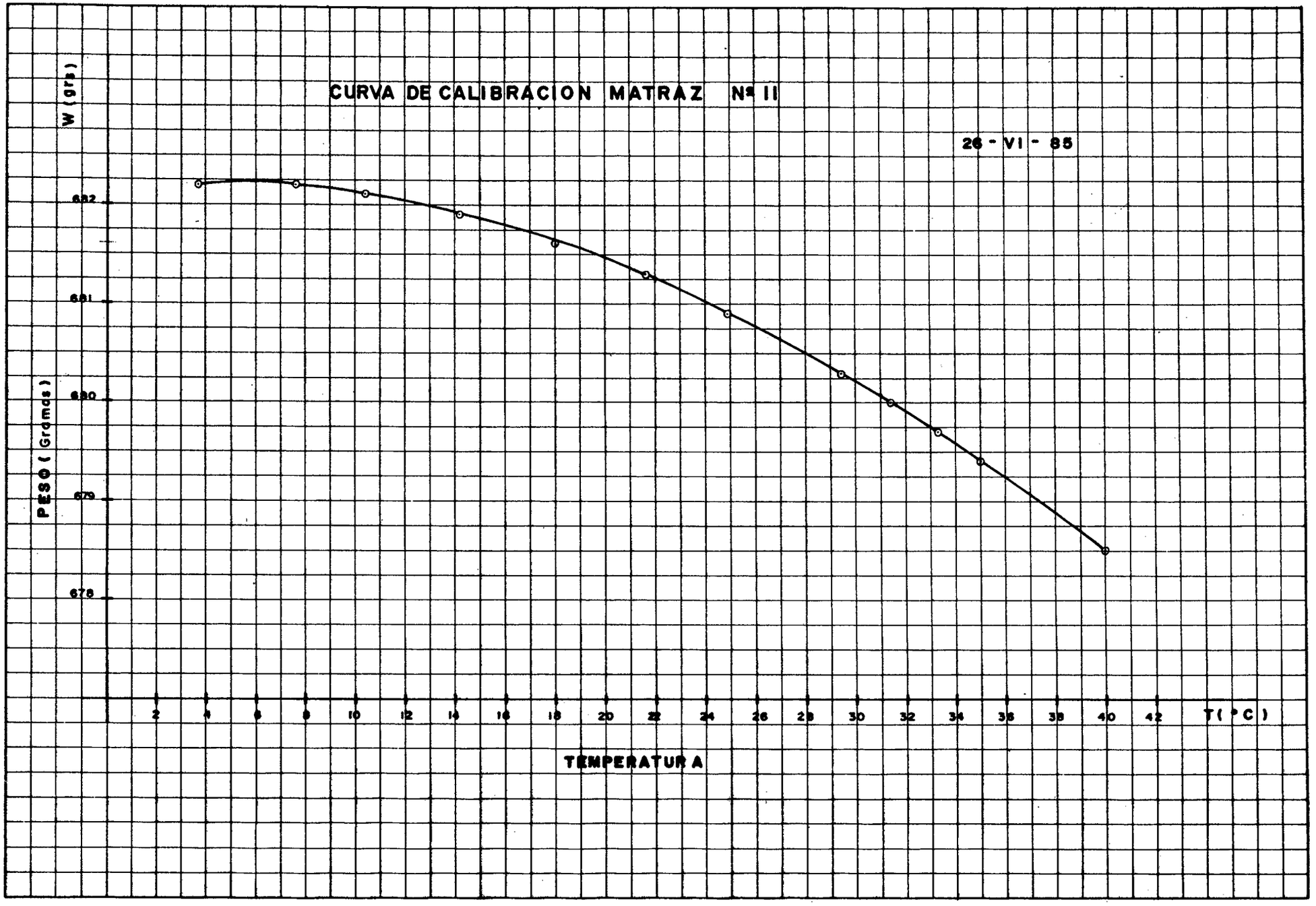
VALORES PARA GRAFICO DE CURVA DE CALIBRACION. Matraz Nro. 1

W_2 = Peso del matraz + agua	Temperatura Tc (°C)
678.60	41.30
679.70	36.00
680.50	31.00
680.90	28.00
681.40	24.30
681.60	22.80
682.00	19.30
682.40	14.30
682.60	11.60
682.70	7.70
682.70	7.00
682.70	5.00


CURVA DE CALIBRACION MATRAZ Nº 1
26 - VI - 85
W (grs)
PESO (Gramos)
683
682
681
680
679
678
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
T(°C)
TEMPERATURA

VALORES PARA GRAFICO DE CURVA DE CALIBRACION. Matraz Nro. 11

W_2 = Peso del matraz + agua	Temperatura Tc (°C)
678.50	40.00
679.40	35.00
679.70	33.30
680.00	31.40
680.30	29.40
680.90	24.90
681.30	21.60
681.60	18.00
681.90	14.20
682.10	10.40
682.20	7.60
682.20	3.65


CURVA DE CALIBRACION MATRAZ Nº II
26 - VI - 85
W (grs)
PESO (Gramos)
682
681
680
679
678
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
22
24
26
28
30
32
34
36
38
40
42
T(°C)
TEMPERATURA

6.1.1.5.2 Determinación de la Gravedad Específica de un Suelo

La gravedad específica de un suelo es - la relación entre el peso de los sólidos del material y el peso de volumen - de agua que dichos sólidos desalojan.

Para el caso de los suelos finos, la - gravedad específica se da en relación al agua destilada a una temperatura de 4°C; para gravas o piedras, la gravedad específica se da en relación al agua limpia a la temperatura ambiente, con el material en estado de saturación.

La gravedad específica se la expresa - por un número, el mismo que sirve para fines de clasificación. Para su determinación se utilizan matraces calibrados a diferentes temperaturas (matraz - Nro. 1 y matraz Nro. 11).

Por lo general, la gravedad específica de los suelos varía entre los siguientes límites:

Cenizas volcánicas	2.30 a 2.50
Suelos orgáñicos	2.40 a 2.65
Arenas y gravas	2.65 a 2.67
Limos inorgánicos y guijarros arcillosos	2.67 a 2.72
Arcillas poco o medianamente plásticas	2.72 a 2.78
Arcillas medianamente y muy plásticas	2.78 a 2.84
Arcillas ventoníticas	2.84 a 2.88

Gravedad Específica de la Fracción que pasa el Tamiz Nro.40

A.A.S.H.T.O. Designación: T - 84 - 70

Este método describe el procedimiento para la determinación de la gravedad específica de los suelos finos.

Equipo Utilizado: balanza de sensibilidad 0.01 gramos; horno con termostato de control que permita mantener a la muestra a una temperatura de 105 $\pm$ 5°C.; termómetro graduado de 0°C a 50°C, con divisiones de 1°C.; matraz calibrado con capacidad de 500 cc.; bandeja de porcelana; pipeta; y, embudo de vidrio.

Procedimiento:

1. De la muestra que pasa el tamiz Nro. 40, se toman unos 200 gramos, se los coloca en la bandeja de porcelana y se deja secar al horno a una temperatura constante de 110°C, durante un tiempo mínimo de 12 horas. Transcurrido este tiempo de secado, se retira la muestra del horno y se la deja enfriar a la temperatura ambiental en un lugar seco, de tal manera que no adquiera humedad.

2. Se lava perfectamente el matraz calibrado con agua destilada. De la muestra secada al aire se pesan entre 100 y 150 gramos.

3. De los 100 ó 150 gramos de material

seco se los vacía en el matraz y se llena éste con agua destilada hasta el cuello.

4. Se le da al matraz un baño de maría con el fin de expulsar todo el aire entrampado en el suelo.

. Si el ensayo se realiza con materiales arenosos, generalmente son suficientes 10 minutos de hervido en el baño de maría; pero si los suelos son arcillosos se recomienda que el tiempo de hervido sea el de 30 minutos.

5. Se retira el matraz del baño de maría y se lo deja enfriar hasta que adquiera la temperatura ambiental; se le agrega al matraz agua destilada hasta la marca de aforo e inmediatamente se toma la temperatura, introduciendo el termómetro hasta el centro de la suspensión.

. Se mezcla bien la suspensión para que la temperatura sea uniforme en toda la muestra; esta temperatura obtenida se anota en el renglón de temperatura "T" de registro de cálculos.

6. Después de tomar la temperatura, debe aforarse perfectamente, de manera que la parte inferior del meñisco coincida con la marca de calibración del matraz; esto se logra fácilmente con la ayuda de una pipeta.

7. Se seca el matraz exterior e interiormente, de tal manera que sobre la --

marca de aforo no exista agua.

8. Después de aforado y limpio el ma--- traz, se lo pesa con una precisión - ± 0.01 gramos, anotando el peso en el renglón "Wmsl" de la hoja de cálculo.

9. Se coloca la mezcla de suelo y agua en la bandeja de porcelana, asegurándose que no queden partículas en el interior del matraz y, se la introduce - en el horno. Se retira la bandeja del horno, se la deja enfriar; luego se obtiene el peso seco de la muestra "Ws" y se anota en elcasillero respectivo - de la hoja de cálculos.

El ensayo de gravedad específica debe - hacerse simultáneamente con dos matraces, con el objeto de tener una comprobación. Si estos valores no difieren en más del 1% se deberá promediar los - resultados. Para el caso de una diferencia mayor, se debe repetir el ensayo.

Cálculos.

La fórmula para calcular la gravedad específica de la fracción que pasa por el tamiz Nro. 40, viene dada por la siguiente expresión: $Gs = \frac{Ws \times K}{Ws + Wml - Wmsl}$

De donde:

Gs = gravedad específica

Ws = peso de la muestra seca (gr)

K = peso específico del agua a T°C

Wml = peso del matraz + agua a la - temperatura de ensayo (gr)

Wmsl = peso del matraz + muestra ± agua (gr)

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado SECTOR: "A"

LOCALIZACION: Catamayo POZO: "A"

DESCRIPCION: color café clara PROFUNDIDAD: 2.00 m

REALIZADO POR: FML — ACG. FECHA: 28-V-85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	Baño de María	Baño de María		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	712.90	713.40		
TEMPERATURA °C	18°30'	20°00'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	681.92	681.93		
PLATO EVAPORADOR Nº	1a	#2		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	349.78	354.41		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	300.10	304.70		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	48.98	49.71		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.99841	0.99819		
Ww = Ws + Wbw — Wbws	18.00	18.24		
Gs = K Ws / Ww	2.717	2.720		
PROMEDIO	2.719			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado SECTOR: "A"

LOCALIZACION: Catamayo POZO: "B"

DESCRIPCION: color cafe' oscura PROFUNDIDAD: 2.00 m.

REALIZADO POR: FML - ACG FECHA: 27-V-85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20°C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	Baño de María	Baño de María		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	712.90	712.40		
TEMPERATURA °C	18°.30'	18°.45'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	682.10	681.60		
PLATO EVAPORADOR Nº	1a	# 2		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	348.70	353.30		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	300.10	304.70		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	48.60	48.60		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.99841	0.99841		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	17.80	17.80		
Gs = K Ws / Ww	2.726	2.726		
PROMEDIO	2.726			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado — SECTOR: "A"

LOCALIZACION: Catamayo — POZO: "B"

DESCRIPCION: color cafe oscuro — PROFUNDIDAD: 3.00 m

REALIZADO POR: AC - FM — FECHA: 29 - V - 85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	B de M	B de M		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	712.60	712.30		
TEMPERATURA °C	20°.00'	20°.00'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	681.92	681.45		
PLATO EVAPORADOR Nº	#84	4A		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	226.77	211.11		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	178.45	162.50		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	48.32	48.61		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.99823	0.99823		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	17.64	17.76		
Gs = K Ws / Ww	2.734	2.732		
PROMEDIO	2.733			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado SECTOR: "A"

LOCALIZACION: Catamayo POZO: "C"

DESCRIPCION: blanca verdosa PROFUNDIDAD: 2.00

REALIZADO POR: FML - ACG. FECHA: 27-V-85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	B de M.	B de M.		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	713.40	712.80		
TEMPERATURA °C	20°.00'	20°.27		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	681.94	681.44		
PLATO EVAPORADOR Nº	M1	M2		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	216.10	219.70		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	166.50	170.10		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	49.60	49.60		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.9981	0.9981		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	18.14	18.24		
Gs = K Ws / Ww	2.729	2.714		
PROMEDIO	2.722			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado — SECTOR: "B"

LOCALIZACION: Catamayo — POZO: "A"

DESCRIPCION: blanca amarillenta — PROFUNDIDAD: 2.00 m

REALIZADO POR: FEML - ARCG — FECHA: 28-V-85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	B de M	B de M		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	712.20	712.50		
TEMPERATURA °C	19°42'	18°18'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	681.98	681.64		
PLATO EVAPORADOR Nº	#84	#13		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	227.50	227.60		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	178.60	178.10		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	48.90	49.50		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.998176	0.998652		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	18.68	18.64		
Gs = K Ws / Ww	2.613	2.652		
PROMEDIO	2.633			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado SECTOR: "B"

LOCALIZACION: Catamayo POZO: "B"

DESCRIPCION: color café clara PROFUNDIDAD: 2.00 m

REALIZADO POR: FML — ACG FECHA: 27-V-85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	B de M.	B de M.		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	713.00	712.90		
TEMPERATURA °C	18°.00'	18°.20'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	681.97	681.78		
PLATO EVAPORADOR Nº	#84	1a		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	228.05	349.75		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	178.45	300.10		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	49.60	49.65		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.9985	0.9979		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	18.57	18.53		
Gs = K Ws / Ww	2.667	2.674		
PROMEDIO	2.671			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado SECTOR: "B"

LOCALIZACION: Catamayo POZO: "C"

DESCRIPCION: color café amarillento PROFUNDIDAD: 2.00 m

REALIZADO POR: FML – A.C.G. FECHA: 27-V-85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	B de M.	B de M.		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	712.53	712.42		
TEMPERATURA °C	20°.00'	21°.00'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	681.63	681.53		
PLATO EVAPORADOR Nº	B_1	4A		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	227.92	212.28		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	178.10	162.50		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	49.82	49.78		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.99819	0.99868		
Ww = Ws + Wbw – Wbws	18.92	18.89		
Gs = K Ws / Ww	2.628	2.632		
PROMEDIO	2.630			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado SECTOR: "C"

LOCALIZACION: Catamayo POZO: "A"

DESCRIPCION: Color café amarillento PROFUNDIDAD: 2.00 m.

REALIZADO POR: ACG — FEM. FECHA: 28-V-85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	Baño de María	Baño de María		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	713.10	712.55		
TEMPERATURA °C	21°.00'	20°.00'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	681.93	681.43		
PLATO EVAPORADOR Nº	2A	M2		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	226.95	268.23		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	177.80	219.10		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	49.15	49.13		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.99868	0.99819		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	17.98	18.01		
Gs = K Ws / Ww	2.730	2.723		
PROMEDIO	2.727			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado SECTOR: "C"

LOCALIZACION: Catamayo POZO: "B"

DESCRIPCION: color blanca verdosa PROFUNDIDAD: 2.00 m.

REALIZADO POR: FEML - ACG. FECHA: 27 - V - 85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	Baño de María	Baño de María		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	713.50	713.10		
TEMPERATURA °C	16°12'	16°12'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	682.30	681.79		
PLATO EVAPORADOR Nº	B_1	4B		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	227.30	211.70		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	178.10	162.50		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	49.20	49.20		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.9988	0.9988		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	18.00	17.89		
Gs = K Ws / Ww	2.730	2.747		
PROMEDIO	2.739			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado — SECTOR: "C"

LOCALIZACION: Catamayo — POZO: "B"

DESCRIPCION: color blanca verdosa — PROFUNDIDAD: 3.00 m

REALIZADO POR: AC - FM — FECHA: 29-V-85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	B de M.	B de M.		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	713.70	712.95		
TEMPERATURA °C	18°.00'	20°.00'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	682.13	681.45		
PLATO EVAPORADOR Nº	1a	M2		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	349.80	268.65		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	300.10	219.10		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	49.70	49.55		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.99862	0.99823		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	18.13	18.05		
Gs = K Ws / Ww	2.738	2.740		
PROMEDIO	2.739			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado SECTOR: "C"

LOCALIZACION: Catamayo POZO: "C"

DESCRIPCION: color café oscura PROFUNDIDAD: 2.00

REALIZADO POR: FEM - ACG. FECHA: 27 - V - 85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	Baño de María	Baño de María		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	713.60	712.80		
TEMPERATURA °C	18°20'	21°00'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	682.12	681.36		
PLATO EVAPORADOR Nº	2A	#6		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	227.40	203.70		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	177.80	154.10		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	49.60	49.60		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.9986	0.9980		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	18.12	18.16		
Gs = K Ws / Ww	2.733	2.726		
PROMEDIO	2.729			

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

PROYECTO: Tesis de Grado — SECTOR: "C"

LOCALIZACION: Catamayo — POZO: "C"

DESCRIPCION: color café oscura — PROFUNDIDAD: 3.00

REALIZADO POR: ARC-FEM. — FECHA: 29-V-85

ENSAYO Nº	1	2		
VOLUMEN DEL FRASCO A 20° C	500.00	500.00		
FRASCO No (MATRAZ)	1	11		
METODO DE REMOCION DEL AIRE	B de Mario	B de Mario		
PESO DEL FRASCO + AGUA + SUELO = Wbws	713.70	713.00		
TEMPERATURA °C	18°.00'	19°.00'		
PESO DEL FRASCO + AGUA = Wbw	682.12	681.60		
PLATO EVAPORADOR Nº	M_1	M_2		
PESO DEL PLATO EVAP. + SUELO SECO	216.23	219.53		
PESO DEL PLATO EVAPORADOR	166.50	170.10		
PESO DEL SUELO SECO = Ws	49.73	49.43		
FACTOR DE CORRECCION = K	0.99862	0.99843		
Ww = Ws + Wbw − Wbws	18.15	18.03		
Gs = K Ws / Ww	2.736	2.737		
PROMEDIO	2.737			

OBSERVACIONES:

6.1.1.6 Ensayo de Expansión Libre

Holtts y Gibbs (1956) han dado criterios para averiguar el potencial de hinchamiento de un suelo llamado "VOLUMEN DE SEDIMENTACION".

El ensayo consiste en verter lentamente 10 cm3 de suelo seco, pasado por el tamiz Nro. 40, en una probeta de 100 cm3 llena de agua (destilada) y se puede observar el aumento de volumen debido al hinchamiento.

El resultado se expresa en % de aumento de volumen respecto del volumen inicial 10 cm3.

Según los autores citados, los suelos que den, un aumento de volumen superior al 100%, pueden permitir un cambio de volumen importante cuando se encuentra bajo presiones ligeras.

Si por el contrario, el cambio de volumen es inferior al 50%, es muy raro que el suelo presente cambio de volumen importante.

Sin embargo DOPSSONF, indica que varias arcillas - de Texas, con un aumento de volumen del orden del 50% ha causado serios y muchos problemas debido a la expansión.

Para determinar el % de expansión se utiliza la siguiente fórmula de cálculo:

$$\% \text{ Expansión} = \frac{VF - Vo}{Vo}$$

En donde:

VF = volumen final (lecturas a las 24 horas)

Vo = volumen inicial

Vo = Gs x 10 cm3

Gs = peso específico del suelo

Los resultados del ensayo de expansión libre lo indicamos en la siguiente tabla.

ENSAYO DE EXPANSION LIBRE TABLA 6-6

TABLA Nº 6-6.

ZONA	POZO	PROF. (m)	FECHA	Gs	Vo	VF 24 horas	°/o Expanc.	PROMEDIO
A	A	2.00	17 VII 85	2719	2719	51 40	89.04	87.02
	A	2.00	17 VII 85	2719	27 19	50 30	84 99	
	B	200	17 VII 85	2726	2726	66.6	14431	134.77
	B	200	17 VII 85	2726	2726	61.40	125 24	
	C	200	17 VII 85	2722	2722	44 50	63.48	57.42
	C	200	17 VII 85	2722	2722	41.20	51 36	
B	A	200	22 VII 85	2 633	26 33	42.20	60 27	59.32
	A	200	22 VII 85	2 633	26 33	41.70	58 37	
	B	200	22 VII 85	2671	2671	38.40	43.77	43.33
	B	200	22 VII 85	2671	2671	38.70	44 89	
	C	200	22 VII 85	2630	2630	42.90	63 12	64 07
	C	200	22 VII 85	2630	26 30	43.40	65 02	
C	A	200	30 VII 85	2727	2727	47 30	7345	75.10
	A	200	30 VII 85	2727	27 27	48.20	76 75	
	B	200	30 VII 85	2739	2739	51 50	88.02	92.22
	B	200	30 VII 85	2739	27 39	53 80	96.42	
	C	200	30 VII 85	2729	2729	56 20	10594	104 84
	C	200	30 VII 85	2729	2729	5560	103.74	

6.1.1.7 Análisis Químico para Obtener el Contenido de Sulfatos y Carbonatos

En el capítulo II al explicar el fenómeno de la ex

pansión (2.1), se decía que la dilatación de las arcillas coloidales están - relacionadas con su mineralogía, y con la naturaleza de los cationes inter-- cambiables, así mismo el PH del suelo está influenciado por la composición - de los mismos factores, la composición y concentración de las sales solubles y la presencia o ausencia de yeso y carbonatos de metales alcalino-térreos.

Los datos sobre el efecto del contenido de humedad indican que la seguridad de las predicciones del % de sodio intercambiable - a partir del PH, disminuye a medida que aumenta el contenido de humedad, un aumento de 1,oo ó más en el PH, a medida que aumenta el contenido de humedad cambia de un valor bajo a otro alto.

Las experiencias permiten establecer los siguien-- tes conceptos con relación al PH de pasta de suelos saturados:

- PH de 8.5 ó mayores indican un porcentaje de sodio intercambiable de 15 ó mayor, con la presencia de carbonatos de metales alcalino-térreos.

- En suelos cuyo PH es menor que 8.5 el porcentaje de sodio intercambiable, puede ser o no ma-- yor que 15.

- Suelos cuyo PH es menor que7.5 casi nunca con-- tienen carbonatos de metales alcalino-térreos.

- Y si el PH es menor que 7, el suelo tendrá seguramente cantidades de hidrógeno intercambiable.

Los iones de bicarbonato, se forman como consecuencia de la solución del CO2 en el agua. El CO2 (monóxido de carbono) puede ser de origen atmosférico o biológico y el agua que contiene CO2 es un activo agente químico intemperizante.

Los iones carbonato y bicarbonatos están relacionados entre sí, y la cantidad que hay de cada uno es función del PH de la solución. Los carbonatos de metales alcalino-térreos que se encuentran en cantidades notables en los suelos consisten en calcita, dolomita y posiblemente magnetita.

Si se toma materiales finos como la arcilla y el limo, se puede reconocer un orden de sucesión en las transformaciones del mineral, etapas de intemperismo en la composición de la arcilla.

PRIMERA ETAPA: El material es altamente alcalino (PH 10 a 8), debido a la liberación de sales alcalinas, los depósitos de sal que se acumulan incluyen yeso (sulfato de calcio hidratado) y calcita (carbonato de calcio), que aparecen en forma de manchas blancas.

Los únicos minerales de la arcilla secundarios que se forman son: illita, alofana, glauconita y algún grupo de la clorita,

SEGUNDA ETAPA INTERMEDIA: El material es alcalino (PH 9 a 7) los depósitos de sales han desaparecido, excepto el carbonato de calcio y de yeso, están presentes cuando originalmente eran abundantes.

Los minerales de arcilla secundarios aún incluyen

miembros de grupo: illita y clorita. Además en esta etapa se forman grandes cantidades de minerales del tipo 2:I, pertenecientes del grupo montmorillonítico (monmorillonita, beleidita, nortronita y saponita).

La montmorillonita, necesita magnesio para su síntesis, que se precipita en forma de hidróxido, cuando la reacción es infe--- rior a PH 10, una reacción muy alcalina favorece la formación de la montmorillonita.

TERCERA ETAPA AVANZADA: El material va ligeramente alcalino a neutro y a ácido (PH 8 a 5).

Los minerales secundarios incluyen cantidades mu-- cho menores de los grupos montmorilloníticos 2:1 y casi nada del grupo de: - illita y clorita, estos minerales de arcilla se descomponen en su mayoría en caolinita y halloisita.

CUARTA ETAPA FINAL: El material es muy ácido (PH 5 a 4). Los minerales de arcilla han desaparecido, todos los componentes de: montmorillonita, illita y clorita y aún quedan pequeñas cantidades de caolinita y halloisita.

Como vemos, después de haber sido realizado el ensayo correspondiente, a nuestro criterio los suelos analizados corresponden a la segunda etapa descrita, existiendo una variación del PH entre 8.45 a -- 7.75, muestras que a continuación las identificamos de acuerdo a las zonas, pozos y profundidades a las que han sido recogidas para llevarlas al Laboratorio de Análisis Instrumental de la Universidad Técnica Particular de Loja.

Universidad Técnica Particular de Loja

LOJA — ECUADOR

Apartado 608
Teléfs: 960 275
960 375
Télex No. 4133
UNITEL ED

Oficio No. .....

LABORATORIO DE ANALISIS INSTRUMENTAL

Muestra: Suelos

Procedencia: Catamayo

Solicitantes: Egdos: Fausto Mogrovejo y Angel Cárdenas

Análisis solicitados: p.H., sulfatos, carbonato, bicarbonatos, carbonatos totales.

Fecha de recepción: 1985-06-29

Fecha de análisis : 1985-07-16

Muestras	p.H.	$SO_4^{=}$ %	$CO_3^{=}$ %	CO_3H^{-} %	$CO_3^{=}$ Totales %
A9	8.45	4.803	3.390	13.600	16.990
A15	8.00	6.240	1.910	11.814	13.724
A22	8.10	9.126	2.630	64.694	67.324
A24	7.90	7.600	1.398	00.740	2.138
A27	7.75	10.700	0.000	8.540	8.540

f) .....

RESPONSABLE DE LABORATORIO

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
LABORATORIO DE ANALISIS INSTRUMENTAL

MUESTRA	ZONA	POZO	PROFUNDIDAD	PH
A9	A	C	2,oo	8.45
A15	A	B	2,oo	8.00
A22	C	B	2,oo	8.10
A24	C	C	2,oo	7.90
A27	B	A	2,oo	7.75

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
312 BIBLIOTECA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR
DEPARTAMENTO DE CIENCIAS QUIMICAS
12 de Octubre y Carrión
Apartado 2184
Quito – Ecuador

Quito, 21 de Agosto de 1985

LAT-083-85

6.1.1.7.- **ENSAYO TERMICO DIFERENCIAL**

I N F O R M E

Informe de dos análisis térmicos diferenciales (DTA), a partir de una muestra suministrada al Laboratorio de Análisis Térmico del Departamento de Química de la Universidad Católica del Ecuador, realizados a pedido del Sr. Germán Carrera.

Fueron realizados dos experimentos mediante un barrido desde 50 hasta 1.200 ^{o}C:

- 1ra. muestra: 15,6 mg calentados a 10 ^{o}C min $^{-1}$ en un flujo de 40 cc min $^{-1}$ de nitrógeno
- 2a. muestra: 25,0 mg calentados a 10^{o}C min $^{-1}$ en un flujo de 40 cc min $^{-1}$ de nitrógeno

NOTAS:

- las muestras fueron extraídas de su envoltura de parafina en el mismo momento de prepararlas, pesarlas y relizar los experimentos
- las muestras fueron pulverizadas hasta un diámetro medio aproximado de partícula de 60 micras
- el analizador utilizado fue un sistema DTA 1700 Perkin-Elmer

RESULTADOS:

Tal como aparece en las dos curvas DTA adjuntas, existen tres endotermas para un valor medio de temperatura de 112, 501 y 880,5 ^{o}C.

Dichas endotermas corresponden, la primera a la pérdida de agua del silicato de calcio, la segunda a la descomposición del hidróxido de calcio, y la tercera a la deshidratación final de los silicatos remanentes así como a lsa transiciones sólido-sólido.

Dichas tres curvas son específicas de un cemento Portland.

==========

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS QUIMICAS
12 de Octubre y Carrión
Apartado 2184
Quito – Ecuador

Quito, 21 de Agosto de 1985
LAT-081-85

Sr.D. Germán Carrera
6 de Diciembre 1231
CIUDAD

De mis consideraciones:

Tal como habíamos quedado a finales del pasado mes de Julio, durante los días 19 y 20 de Agosto fue realizado en el Laboratorio de Análisis Térmico del Departamento de Química el análisis solicitado por Usted, de una muestra que nos proporcionó bajo la siguiente especificación:

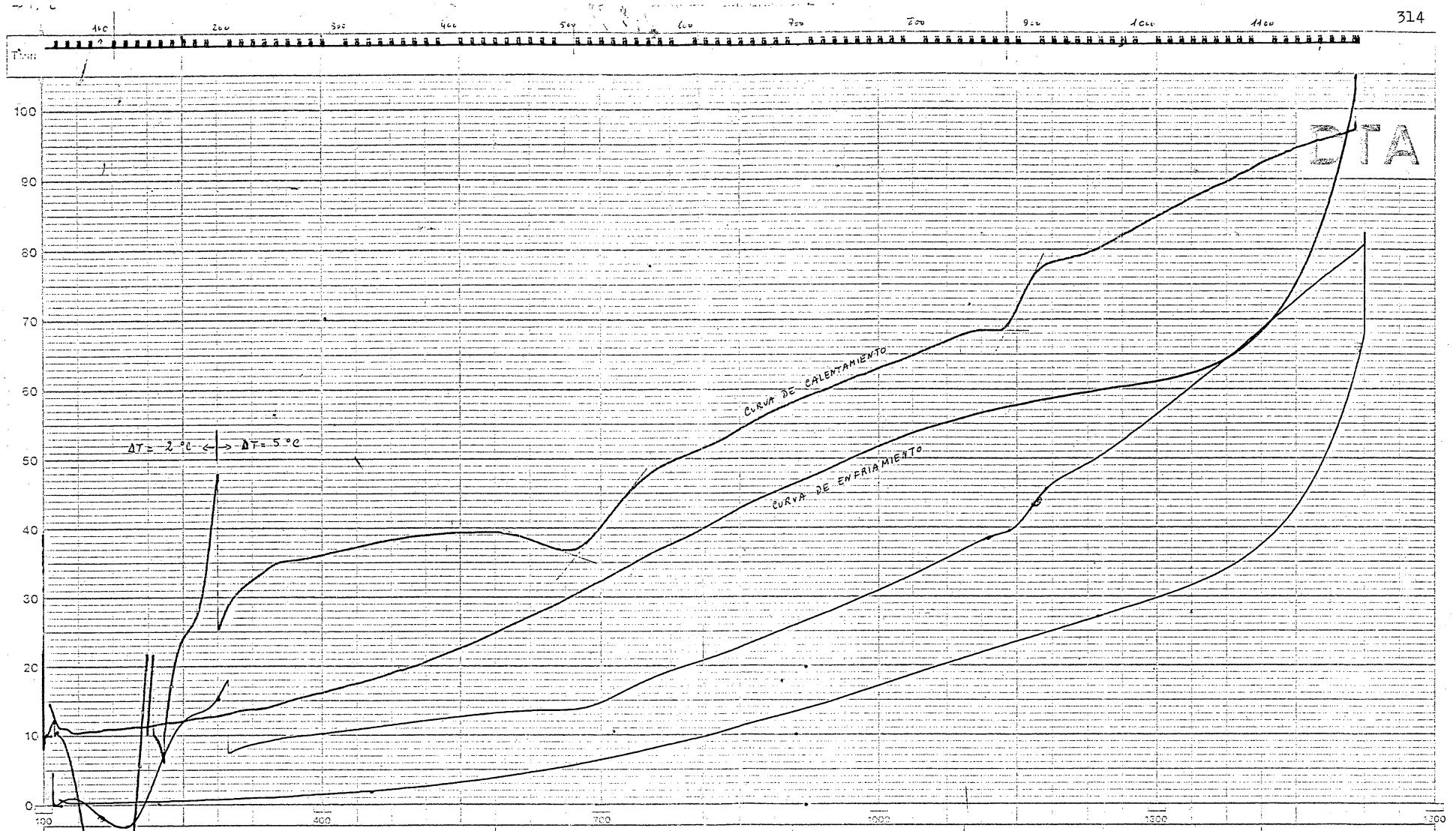
MUESTRA INALTERADA
Sector "C"
Pozo Nro. 3
Prof. 2.00 ml
Ubicación: Urb. Asociación Empleados Bco. Central de Catamayo
Prov. de Loja

El Análisis Térmico Diferencial (DTA) de dicha muestra aparece en el informe correspondiente que podrá ser retirado previa su cancelación. Asimismo puede también retirarse la muestra sobrante dentro de un período de un mes a partir de la fecha.

Muy atentamente,

J.A. Llauger

Dr. Juan Andrés Llauger
DIRECTOR DEL DEPARTAMENTO



MULTI-STEP PROGRAMS

P1 P2 P3 P4

TEMP (°C)

TIME (min)

RATE (°C/min)

Y SENSITIVITY (FULL SCALE)

X DTA MODE ΔT 2-5 °C

□ DSC MODE ΔQ ____ x10 ____ mcal/sec

REFERENCE

Al_2O_3

Calibrado: 50 °C - 1200 °C

TEMP SCALE

T_{MIN} 50 °C

T_{SPAN} 1200 °C

ATMOSPHERE

N_2 40 cc/min

TEMP PROGRAM

LOWER TEMP (T_{MIN}) 50 °C

UPPER TEMP (T_{MAX}) 1200 °C

HEATING RATE 10 °C/min

COOLING RATE 10 °C/min

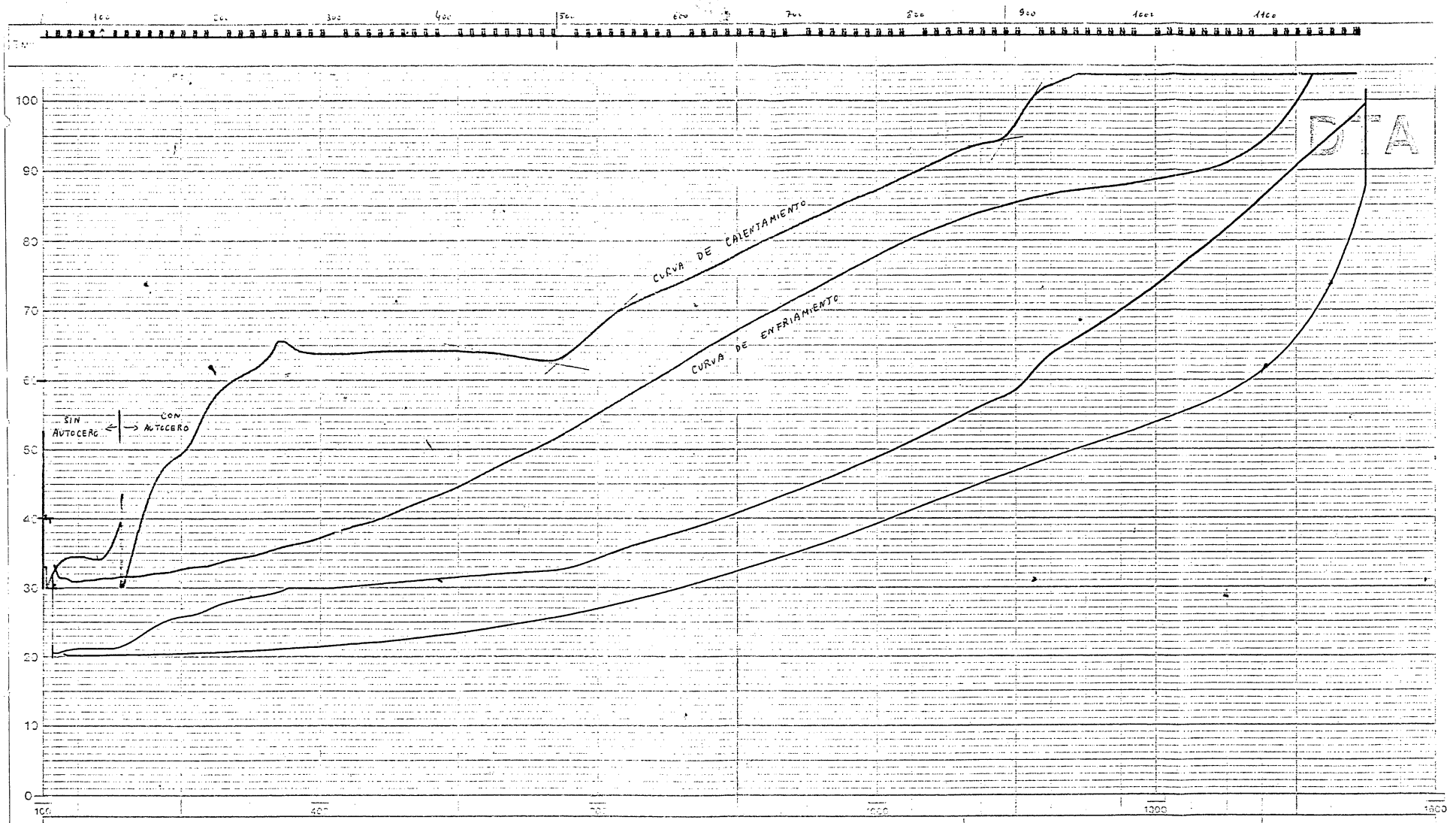
SAMPLE ID

MATERIAL Cemento

WEIGHT 25,0 mg

DATE 20-Ag-85

OPERATOR JALL



MULTI-STEP PROGRAMS

P1 P2 P3 P4

TEMP / °C

TIME / min

RATE / °C/min

Y SENSITIVITY (FULL SCALE)

X DTA MODE ΔT 5 °C

T DSC MODE ΔC ____ mcal/sec

REFERENCE

Al_2O_3

Pol. band: 50 °C – 1200 °C

TEMP SCALE

TMIN 50 °C

TMAX 1200 °C

ATMOSPHERE

N_2 40 cc/min

TEMP PROGRAM

LOWER TEMP (TMIN) 50 °C

UPPER TEMP (TMAX) 1200 °C

HEATING RATE 10 °C/min

COOLING RATE 0.0 °C/min

SAMPLE ID

MATERIAL Cemento

WEIGHT 15,6 mg

DATE 19-Ag-85

OPERATOR JALL

UNIVERSIDAD ... BIBLIOTECA 316

6.1.2 Ensayos Mecánicos

6.1.2.1 Ensayo de Compresión Incofinada

A.A.S.H.T.O. Designación T 208 - 70

A. S. T. M. Designación 2166 - 66

La prueba de compresión no confinada, consiste en determinar la resistencia final de compresión y la resistencia final al corte de los suelos cohesivos. Normalmente las muestras de suelos no perturbados se recuperan en un tubo shelby, se cortan a dos veces el diámetro y se someten a la compresión axial. Los resultados se representan en la gráfica de una curva de esfuerzo-deformación, de la que se elige la resistencia máxima de carga o de compresión final (qu).

Si se supone que la muestra cede bajo el corte a lo largo de un plano de 45° en relación al eje, como sucede en las arcillas, por lo que se puede demostrar que la resistencia al corte es la mitad de la resistencia a la compresión.

Equipo:

- Máquina de compresión confinada (con un sistema de lectura de carga de rango suficientemente bajo para obtener lecturas de carga aproximada).
- Deformímetro de carátula (lectura con presición de 0.01 mm por división).
- Calibrador (pie de rey con aproximación 0.1 mm)
- Equipo para moldear la muestra a partir de mues

tras de tubo (opcional)

- Balanza de sensibilidad 0.01 gramos
- Horno con termostato de control, temperatura de $105 \pm 5°C$

Procedimiento:

1. Preparar una muestra de tubo con relación L/d - entre dos y tres.

2. Colocar las muestras en recipientes húmedos o - dejarlas en el cuarto de humedad para prevenir su desecamiento mientras se prepara la máquina de compresión.

. Calcular la densidad de la muestra y pesar dos- latas de contenido de humedad de forma que se pueda determinar el contenido de humedad de la muestra después de terminar el experimento.

3. Alinear cuidadosamente la muestra en la máquina de compresión, de tal forma que los extremos estén perfectamente perpendiculares al eje del espécimen, con la finalidad de - evitar una parte plana al inicio de la curva esfuerzo-deformación unitaria.

4. Establecer el cero en el equipo de carga (deformímetro de carátula para registrar la deforma-- ción de un anillo de carga) y establecer el cero en el deformímetro.

En este momento es necesario aplicar una carga muy pequeña sobre la muestra (del orden de una unidad del deformímetro de -

carga).

Prender la máquina y tomar lecturas en los deformímetros de carga y deformación como sigue (para un deformímetro de 0.01 mm. por división).

10, 25, 50, 75, 100 y de aquí en adelante cada 50 a 100 divisiones del deformímetro, hasta que suceda cualquiera de los siguientes:

a. La carga sobre la muestra decrece significativamente.
b. La carga se mantiene constante por cuatro lecturas.
c. La deformación sobrepasa significativamente el 20% de la deformación unitaria.

Determinar el contenido de humedad para cada muestra.

5. Calcular la deformación unitaria, el área corregida, y el esfuerzo unitario, para suficientes lecturas (unos 8 a 10 puntos bien espaciados) para definir la curva esfuerzo-deformación unitaria adecuadamente.

6. Dibujar el círculo de Mohr utilizando el qu máximo y mostrar la cohesión del suelo.

Calcular la cohesión del suelo utilizando el círculo de Mohr y suponer que el suelo tiene un ángulo de fricción interna, $\emptyset = 0°$

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO	UBICACION	SECTOR
Tesis de grado	Catamayo (La toma)	"A"
POZO	**PROFUNDIDAD**	**FECHA**
"A"	2.00 m.	9-VIII-85

DATOS DE LA MUESTRA

DIAMETRO 3.50 cm	AREA Ao 9.621 cm^2	ALTURA Lo 5.25 cm
VOLUMEN 50.51 cm^3	PESO 105.26 gr	PESO U. HUMEDO 2.084 gr/cm^3
CONT. HUMEDAD W% 20.08	P. U. SECO 1.736 gr/cm^3	L.R.C 1.184 Kg/d.V.

LECTURA DEL DEFOMIMETRO ($\times 10^{-3}$ Cm)	DEFORMIMETRO DE CARGA (UNIDAD.)	ΔL (Cm)	$\varepsilon = \frac{\Delta L}{Lo}$	$1-\varepsilon$	$A' = \frac{Ao}{1-E}$ Cm^2	CARGA TOTAL (Kg)	ESFUERZO (Kg/C m^2)
00					9.621		
10	4.5	0.01	0.19	0.9981	9.639	5.328	0.553
20	11.5	0.02	0.38	0.9962	9.657	13.616	1.410
30	21.0	0.03	0.57	0.9943	9.676	24.864	2.570
40	31.0	0.04	0.76	0.9924	9.695	36.704	3.786
50	42.0	0.05	0.95	0.9905	9.713	49.728	5.120
60	54.0	0.06	1.14	0.9886	9.731	63.936	6.570
70	64.0	0.07	1.33	0.9867	9.751	75.776	7.771
80	76.0	0.08	1.52	0.9848	9.769	89.984	9.211
90	87.0	0.09	1.71	0.9829	9.788	103.008	10.524
100	96.5	0.10	1.90	0.9810	9.807	114.256	11.650
110	107.0	0.11	2.09	0.9791	9.826	126.688	12.893
120	116.0	0.12	2.28	0.9772	9.845	137.344	13.951
130	124.5	0.13	2.47	0.9753	9.865	147.408	14.942
140	132.0	0.14	2.67	0.9733	9.885	156.288	15.811
150	140.0	0.15	2.86	0.9714	9.904	165.760	16.737
160	147.5	0.16	3.05	0.9695	9.924	174.640	17.598
170	155.0	0.17	3.24	0.9676	9.943	183.520	18.457
180	162.0	0.18	3.43	0.9657	9.963	191.808	19.252
200	175.0	0.20	3.81	0.9619	10.002	207.200	20.716
230	191.5	0.23	4.38	0.9562	10.062	226.736	22.534
260	207.0	0.26	4.95	0.9505	10.122	245.088	24.213
300	225.0	0.30	5.71	0.9429	10.204	266.400	26.107
320	232.0	0.32	6.09	0.9391	10.245	274.688	26.812
360	243.5	0.36	6.86	0.9314	10.329	288.304	27.912
400	252.0	0.40	7.62	0.9238	10.414	298.368	28.651
440	257.5	0.44	8.38	0.9162	10.501	304.880	29.033
450	258.0	0.45	8.57	0.9143	10.523	305.472	29.029
460	250.0	0.46	8.76	0.9124	10.545	296.000	28.070

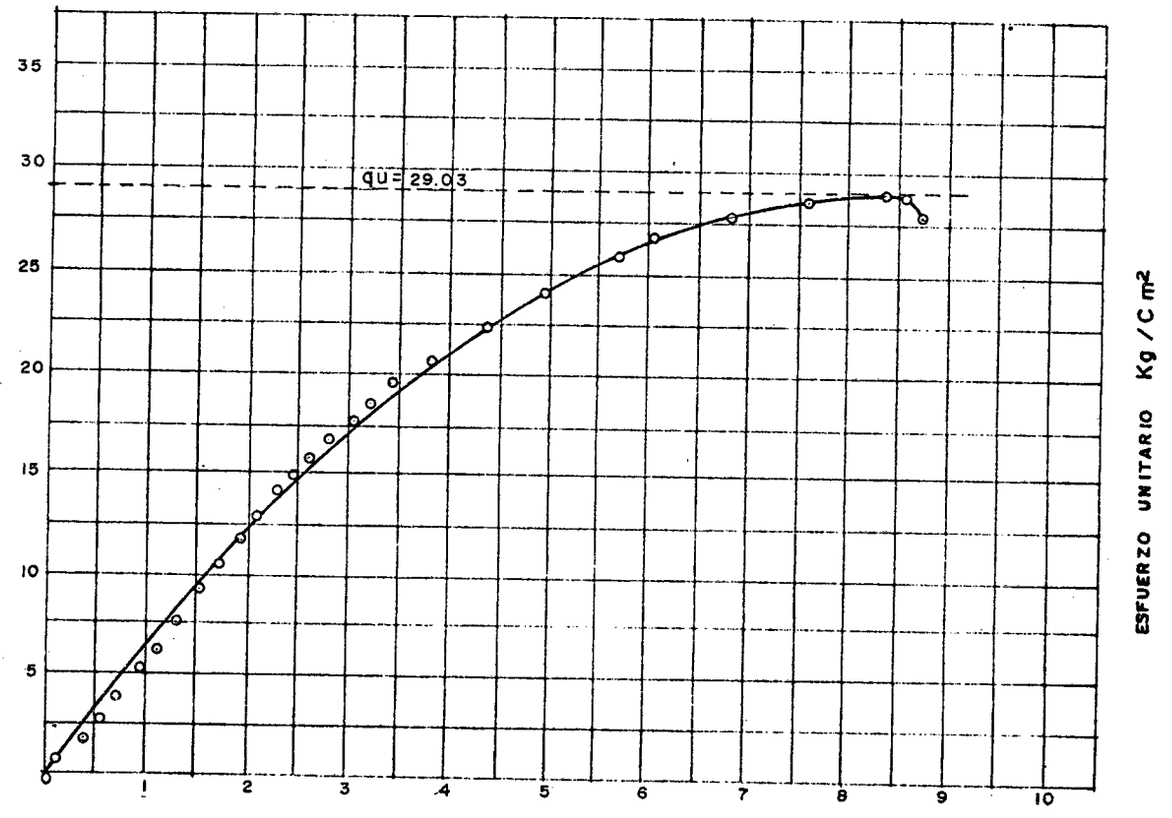
320
BIBLIOTECA

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

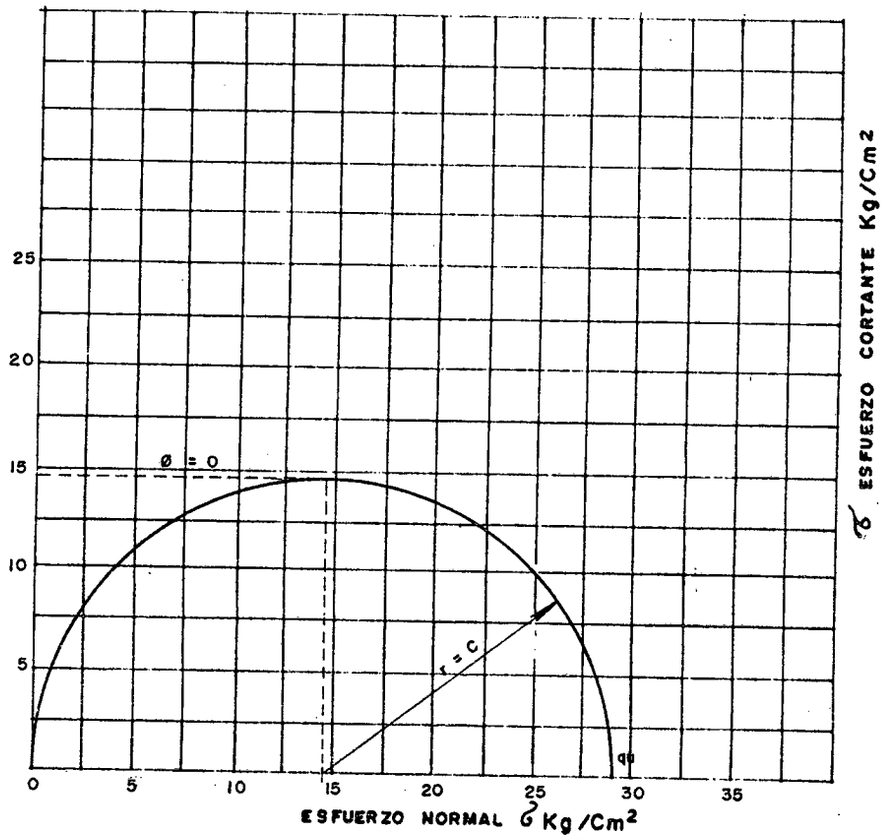
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

COMPRESION SIMPLE

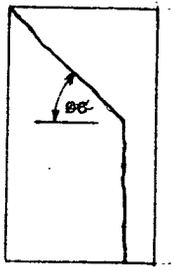
CURVA ESFUERZO – DEFORMACION



CIRCULO DE MOHR



FALLA



qu = 29.03 Kg/cm2

ØC = 45°

C = qu/2 = 14.52 Kg/cm2

Ø = 0°

τ = 14.52 Kg/cm2

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO: Tesis de grado	UBICACION: Catamayo (la toma)	SECTOR: "A"
POZO: "B"	PROFUNDIDAD: 1.00 m	FECHA: 9-VIII-85

DATOS DE LA MUESTRA

DIAMETRO: 4.59 cm	AREA Ao: 16.65 cm^2	ALTURA Lo: 9.21 cm
VOLUMEN: 152.396 cm^3	PESO: 277.60 gr	PESO U. HUMEDO: 1.822 gr/cm^3
CONT. HUMEDAD W%: 24.15	P. U. SECO: 1.468 gr/cm^3	L.R.C: 1.184 Kg/div.

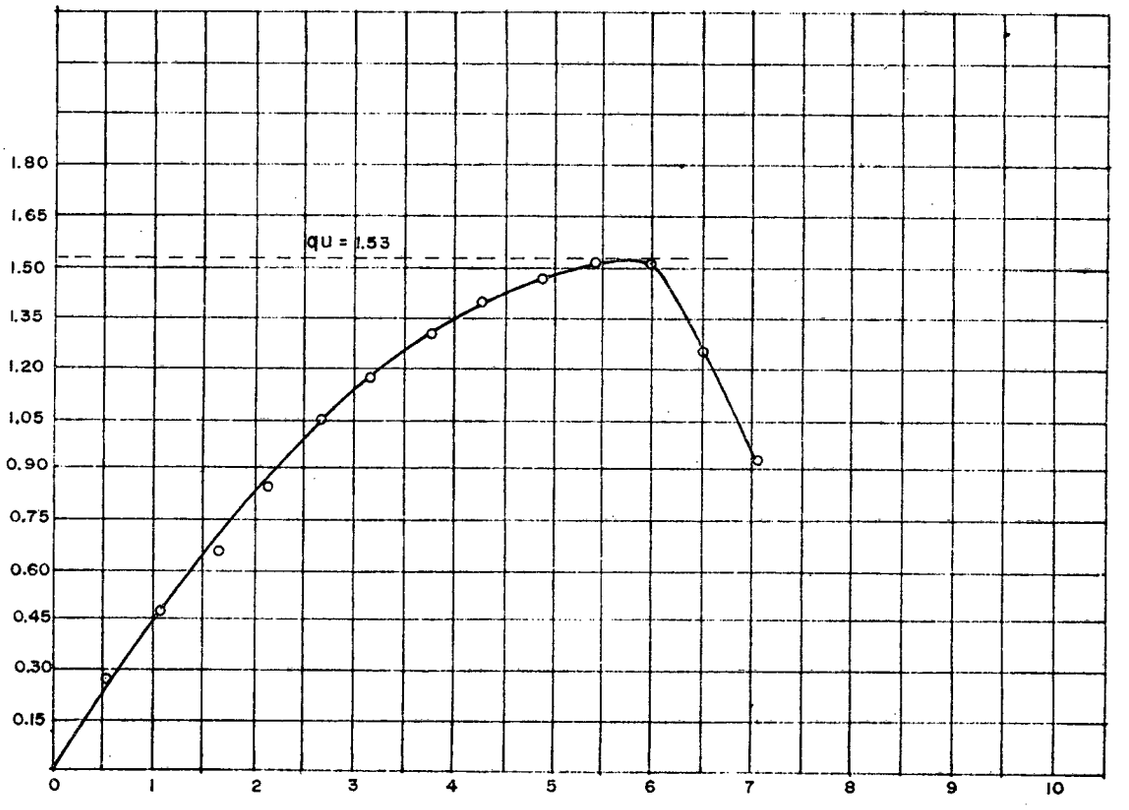
LECTURA DEL DEFOMIMETRO ($\times 10^{-3}$ cm)	DEFORMIMETRO DE CARGA (UNIDAD.)	ΔL (Cm)	$\varepsilon = \frac{\Delta L}{Lo}$	$1-\varepsilon$	$A' = \frac{Ao}{1-E}$ Cm^2	CARGA TOTAL (Kg)	ESFUERZO (Kg/Cm^2)
00					16.650		
50	4.00	0.05	0.54	0.9946	16.740	4.736	0.283
100	7.00	0.10	1.09	0.9891	16.833	8.288	0.492
150	9.80	0.15	1.63	0.9837	16.926	11.603	0.685
200	12.50	0.20	2.17	0.9783	17.019	14.800	0.869
250	15.20	0.25	2.71	0.9729	17.113	17.997	1.052
300	17.30	0.30	3.26	0.9674	17.211	20.483	1.190
350	19.00	0.35	3.80	0.9620	17.308	22.496	1.299
400	20.30	0.40	4.34	0.9596	17.405	24.035	1.381
450	21.80	0.45	4.88	0.9512	17.504	25.811	1.475
500	22.80	0.50	5.43	0.9457	17.606	26.995	1.533
550	22.90	0.55	5.97	0.9403	17.707	27.113	1.531
600	19.60	0.60	6.51	0.9349	17.809	23.206	1.303
650	14.50	0.65	7.06	0.9940	17.915	17.168	0.958

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

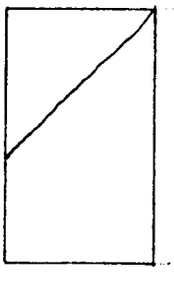
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

COMPRESION SIMPLE

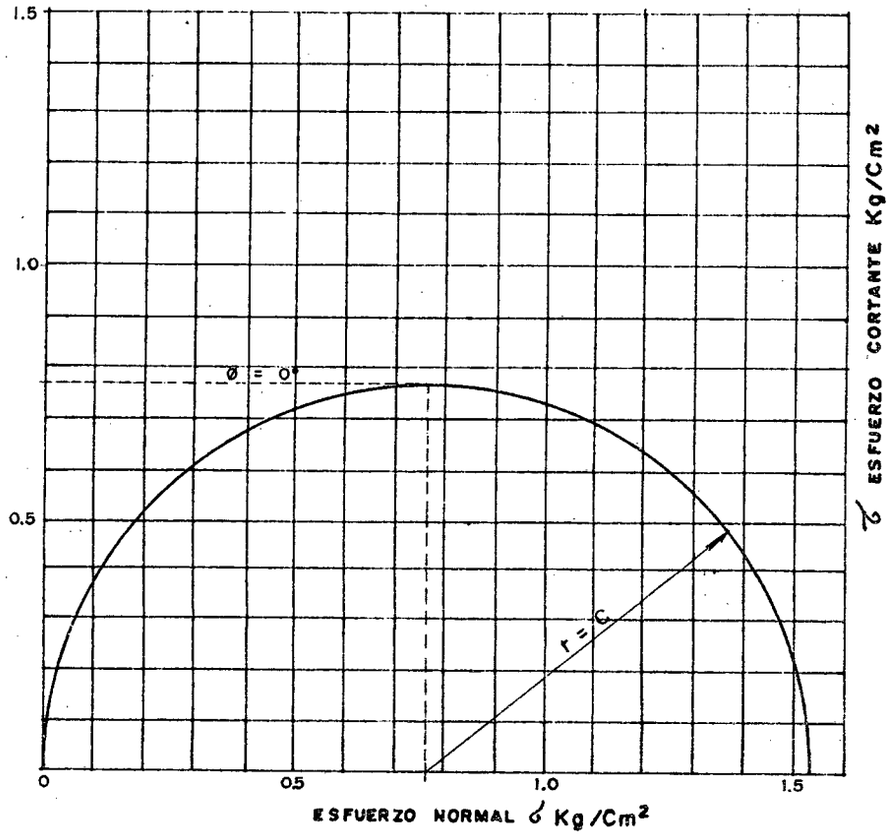
CURVA ESFUERZO – DEFORMACION



FALLA



CIRCULO DE MOHR



qu = 1.53 Kg/cm²

Ø C = 45°

C = 0.77 Kg/cm²

Ø = 0°

τ = 0.77 Kg/cm²

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO: Tesis de grado	UBICACION: Cotamayo (La toma)	SECTOR: "A"
POZO: "B"	PROFUNDIDAD: 2.00 m.	FECHA: 3-VII-85

DATOS DE LA MUESTRA

DIAMETRO: 4.56 cm	AREA Ao: 16.46 cm^2	ALTURA Lo: 9.35 cm
VOLUMEN: 152.69 cm^3	PESO: 281.50 gr	PESO U. HUMEDO: 1.845 gr/cm^3
CONT. HUMEDAD W%: 32.21	P. U. SECO: 1.396 gr/cm^3	L.R.C: 1.184 Kg/div.

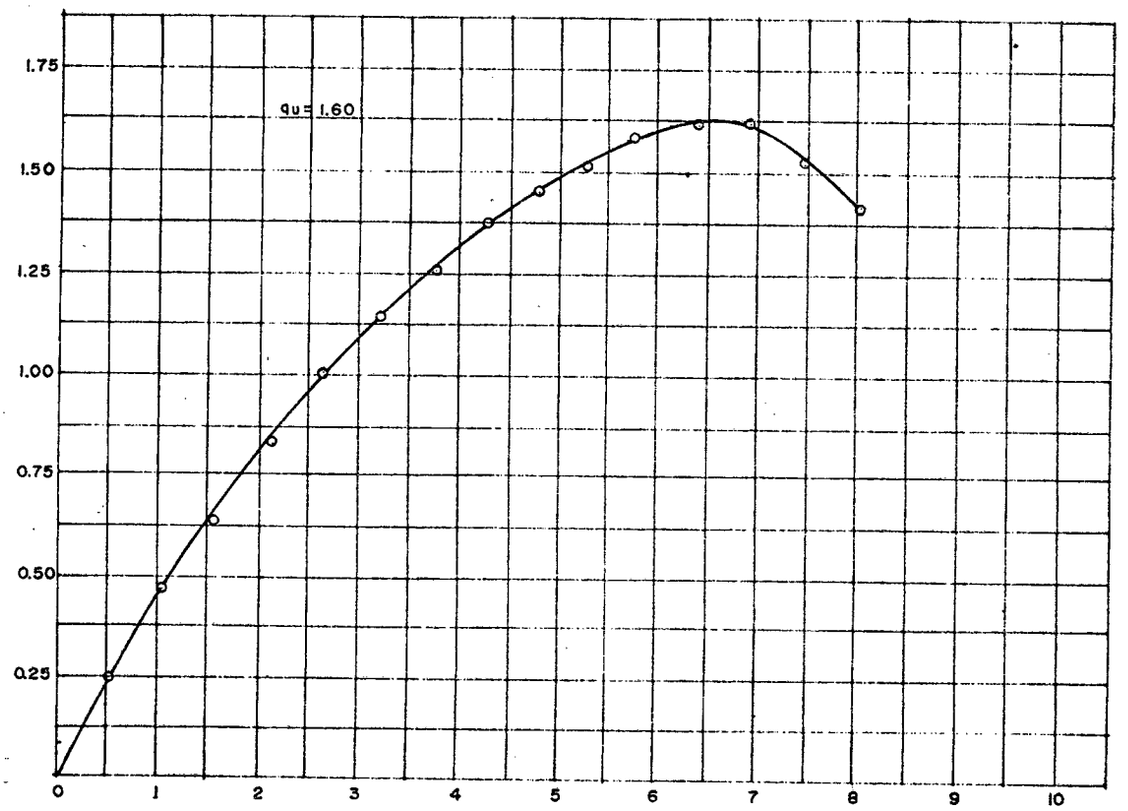
LECTURA DEL DEFOMIMETRO ($\times 10^{-3}$ cm)	DEFORMIMETRO DE CARGA (UNIDAD.)	ΔL (Cm)	$\varepsilon = \frac{\Delta L}{Lo}$	$1-\varepsilon$	$A' = \frac{Ao}{1-E}$ Cm^2	CARGA TOTAL (Kg)	ESFUERZO (Kg/C m^2)
00					16.460		
50	3.50	0.05	0.53	0.9947	16.548	4.144	0.250
100	6.60	0.10	1.06	0.9894	16.653	7.814	0.469
150	9.00	0.15	1.60	0.9840	16.728	10.656	0.637
200	11.80	0.20	2.14	0.9786	16.820	13.971	0.831
250	14.30	0.25	2.67	0.9733	16.911	16.931	1.002
300	16.50	0.30	3.21	0.9679	17.006	19.536	1.149
350	18.20	0.35	3.74	0.9626	17.099	21.549	1.260
400	20.00	0.40	4.28	0.9572	17.196	23.680	1.377
450	21.00	0.45	4.81	0.9519	17.292	24.864	1.438
500	22.40	0.50	5.35	0.9465	17.390	26.523	1.525
550	23.50	0.55	5.88	0.9412	17.488	27.824	1.591
600	23.80	0.60	6.42	0.9358	17.589	28.179	1.602
650	23.80	0.65	6.95	0.9305	17.689	28.179	1.593
700	23.00	0.70	7.49	0.9251	17.792	27.232	1.531
750	21.20	0.75	8.02	0.9198	17.895	25.100	1.403

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

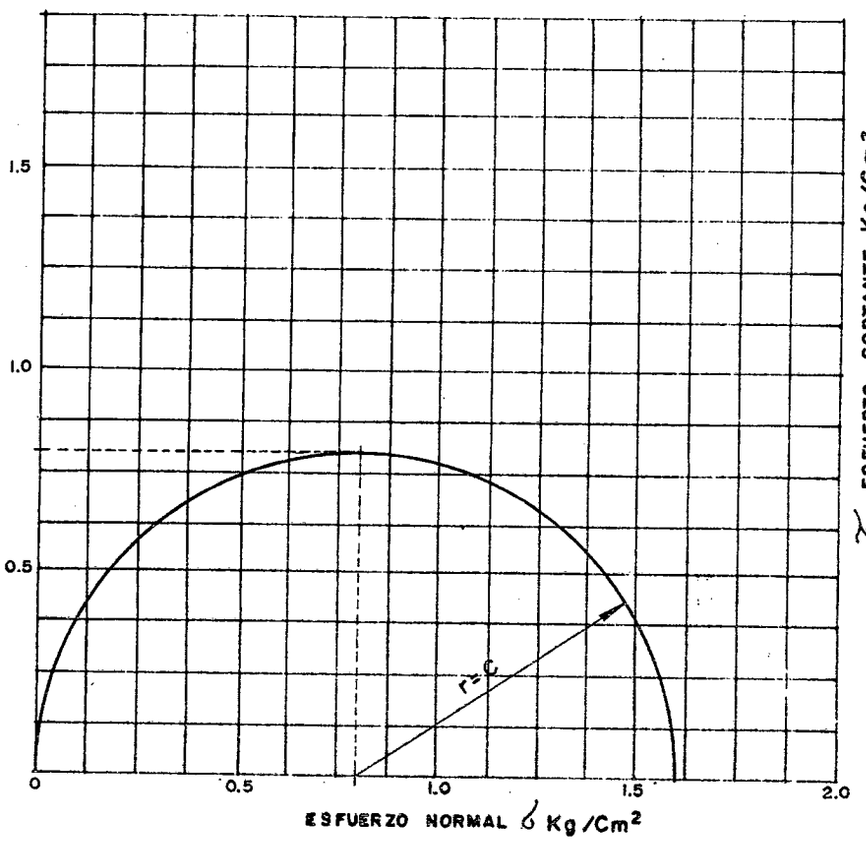
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

COMPRESION SIMPLE

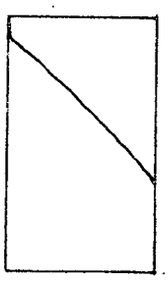
CURVA ESFUERZO – DEFORMACION



CIRCULO DE MOHR



FALLA



qu = 1.60 Kg/cm²

ϕ C = 45°

C = 0.80 Kg/cm²

ϕ = 0°

τ = 0.80 Kg/cm²

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO	UBICACION	SECTOR
TESIS	CATAMAYO (LA TOMA)	"A"
POZO	**PROFUNDIDAD**	**FECHA**
"B"	3.00 m	3 - VII - 85

DATOS DE LA MUESTRA

DIAMETRO 4.60 cm	AREA Ao 16.619 cm^2	ALTURA Lo 9.20 cm
VOLUMEN 152.89 cm^3	PESO 281.16 gr	PESO U. HUMEDO 1.839 gr/cm^3
CONT. HUMEDAD W% 35.40	P. U. SECO 1.358 gr/cm^3	L.R.C 1.184 Kg/d.V.

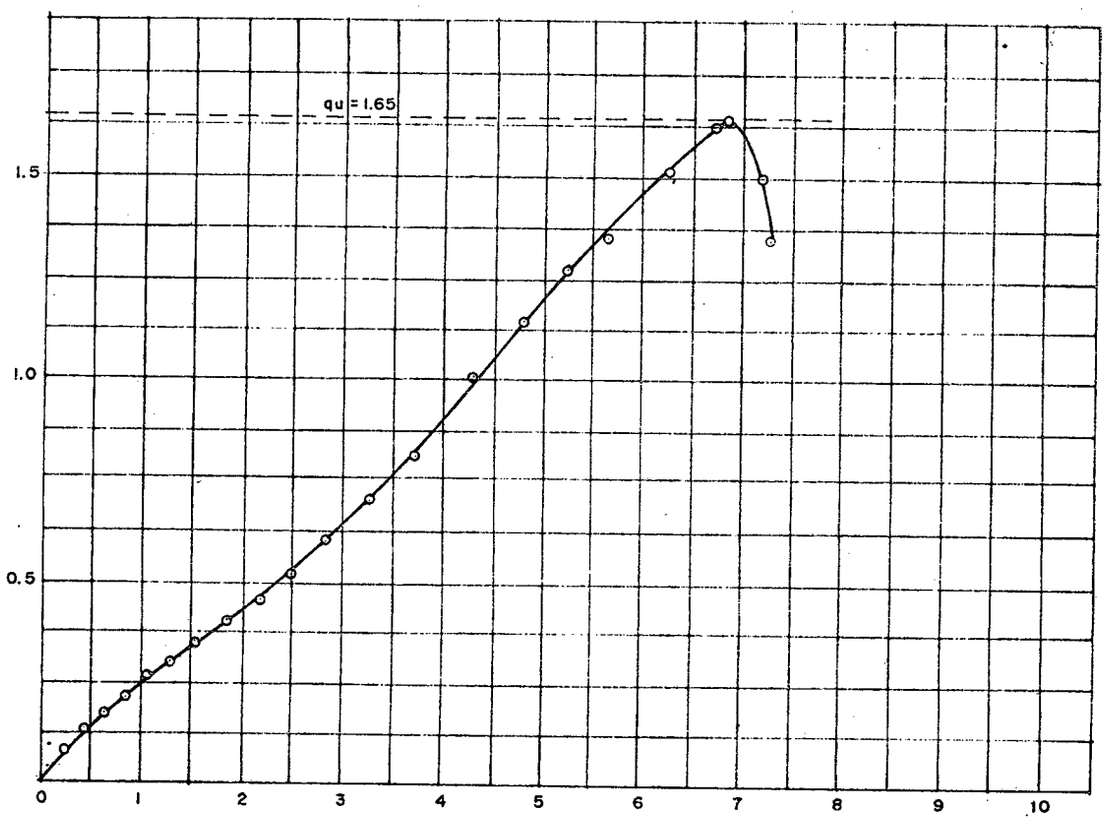
LECTURA DEL DEFOMIMETRO ($x10^{-3}$ cm)	DEFORMIMETRO DE CARGA (UNIDAD.)	ΔL (Cm)	$\varepsilon = \frac{\Delta L}{Lo}$	$1-\varepsilon$	$A' = \frac{Ao}{1-E}$ Cm^2	CARGA TOTAL (Kg)	ESFUERZO (Kg/C m^2)
00					16.619		
10	0.50	0.01	0.10	0.9989	16.637	0.592	0.036
20	1.00	0.02	0.22	0.9978	16.656	1.184	0.071
30	1.40	0.03	0.33	0.9967	16.674	1.658	0.099
40	1.90	0.04	0.43	0.9956	16.692	2.250	0.135
50	2.10	0.05	0.54	0.9946	16.709	2486	0.149
60	2.50	0.06	0.65	0.9935	16.728	2960	0.177
70	3.00	0.07	0.76	0.9924	16.746	3.552	0.212
90	3.50	0.09	0.98	0.9902	16.783	4.144	0.247
100	3.90	0.10	1.09	0.9891	16.802	4.618	0.275
120	4.10	0.12	1.30	0.9870	16.838	4.854	0.288
130	4.50	0.13	1.41	0.9859	16.857	5.328	0.316
140	5.00	0.14	1.52	0.9848	16.876	5.920	0.351
170	5.80	0.17	1.85	0.9815	16.932	6.867	0.406
180	6.00	0.18	1.96	0.9804	16.951	7.104	0.419
200	6.50	0.20	2.17	0.9783	16.988	7.696	0.453
210	7.00	0.21	2.28	0.9772	17.007	8.288	0.487
230	7.50	0.23	2.50	0.9750	17.045	8.880	0.521
240	8.00	0.24	2.61	0.9739	17.064	9.472	0.555
260	8.70	0.26	2.83	0.9717	17.103	10.301	0.602
280	9.50	0.28	3.04	0.9696	17.140	11.248	0.656
300	10.20	0.30	3.26	0.9674	17.179	12.077	0.703
320	11.00	0.32	3.48	0.9652	17.218	13.024	0.756
340	12.00	0.34	3.70	0.9630	17.258	14.208	0.823
360	13.00	0.36	3.91	0.9609	17.295	15.392	0.890
400	15.00	0.40	4.35	0.9565	17.375	17.760	1.022
440	17.00	0.44	4.78	0.9522	17.453	20.128	1.153
480	19.00	0.48	5.22	0.9478	17.534	22.496	1.283
520	20.20	0.52	5.65	0.9435	17.614	23.917	1.358
580	22.55	0.58	6.30	0.9370	17.736	26.699	1.505
620	24.50	0.62	6.74	0.9326	17.820	29.008	1.628
630	24.90	0.63	6.85	0.9315	17.841	29.482	1.652
660	22.50	0.66	7.17	0.9283	17.903	26.640	1.488
670	22.00	0.67	7.28	0.9272	17.924	26.048	1.453

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

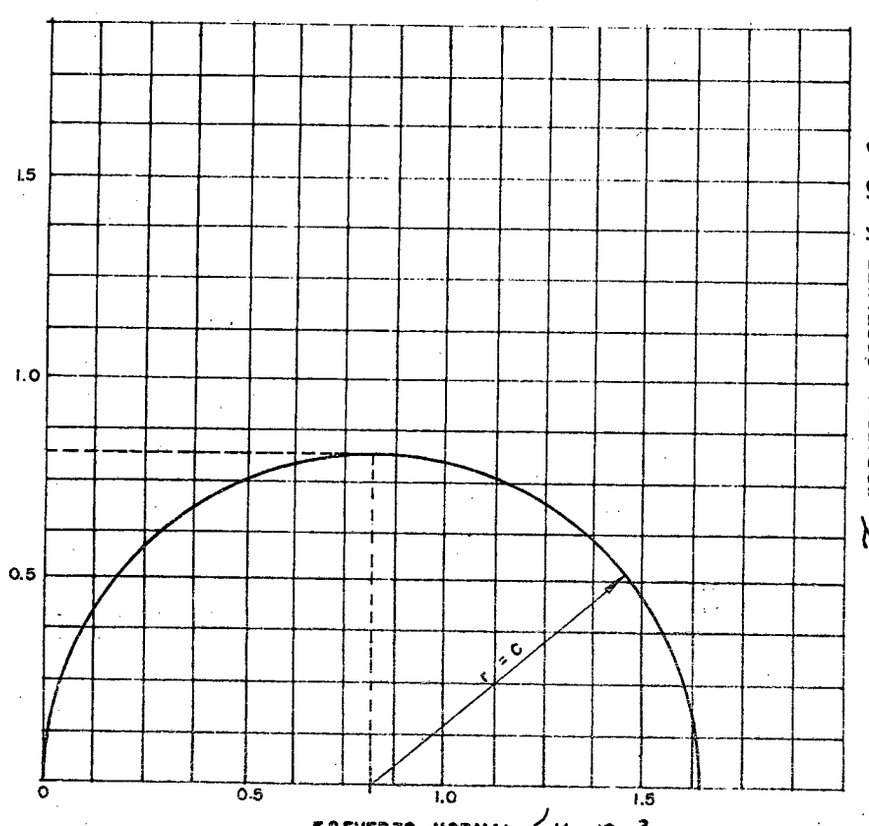
COMPRESION SIMPLE

CURVA ESFUERZO – DEFORMACION



CIRCULO DE MOHR

FALLA





qu = 1.65 Kg/cm²

φ C = 45°

C = 0.83 Kg/cm²

φ = 0°

τ = 0.83 Kg/cm²

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO: Tesis de Grado	UBICACION: CATAMAYO (LA TOMA)	SECTOR: "B"
POZO: "A"	PROFUNDIDAD: 2.00 m	FECHA: 10-VII-85

DATOS DE LA MUESTRA

DIAMETRO: 3.50 cm	AREA Ao: 9.621 cm^2	ALTURA Lo: 6.60 cm
VOLUMEN: 63.499 cm^3	PESO: 118.77 gr	PESO U. HUMEDO: 1.870 gr/cm^3
CONT. HUMEDAD W%: 32.22	P. U. SECO: 1.144 gr/cm^3	L.R.C: 1.184 Kg/div.

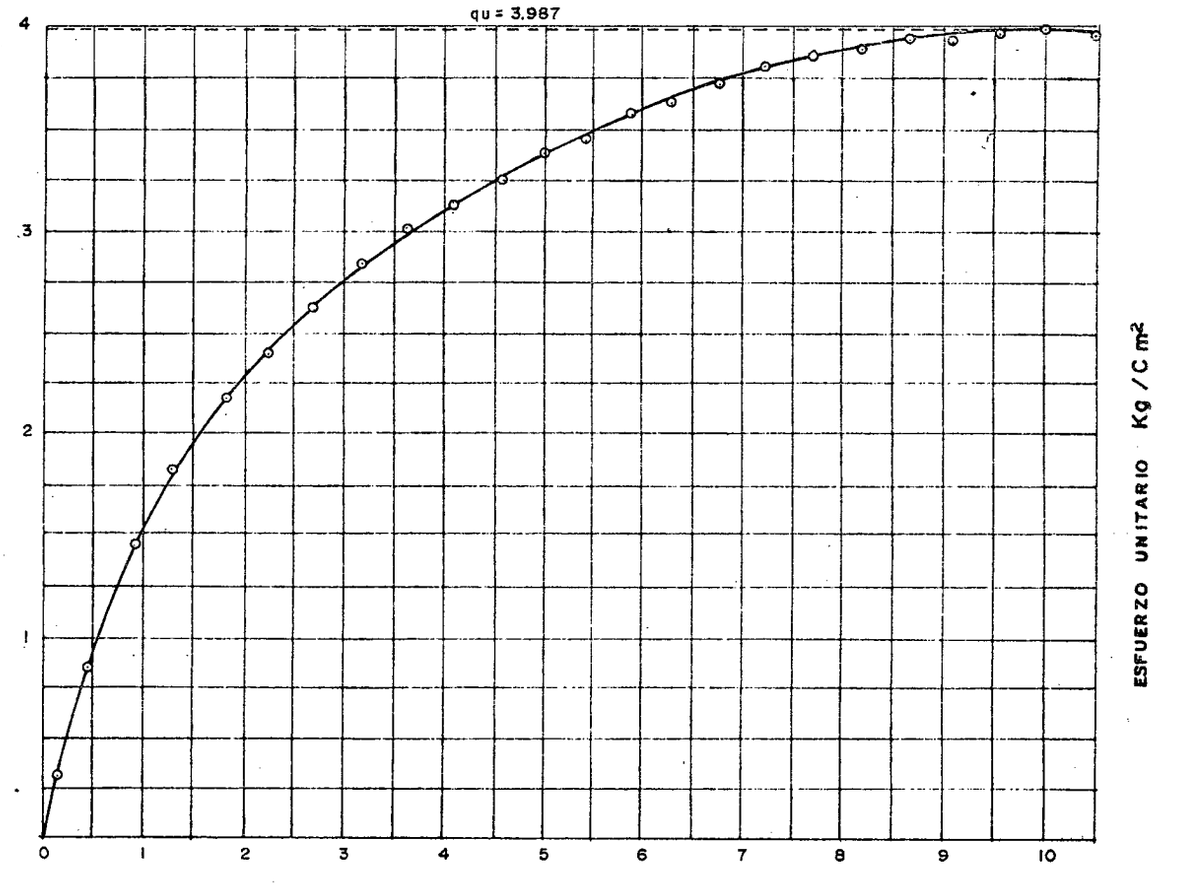
LECTURA DEL DEFOMIMETRO ($\times 10^{-3}$ cm)	DEFORMIMETRO DE CARGA (UNIDAD.)	ΔL (Cm)	$\varepsilon = \frac{\Delta L}{Lo} \times 10^{-2}$	$1-\varepsilon$	$A' = \frac{Ao}{1-E}$ Cm^2	CARGA TOTAL (Kg)	ESFUERZO (Kg/C m^2)
00					9.621		
10	2.50	0.01	0.15	0.9985	9.635	2.960	0.307
30	7.00	0.03	0.45	0.9955	9.664	8.288	0.858
60	12.00	0.06	0.91	0.9909	9.709	14.208	1.463
90	15.00	0.09	1.36	0.9864	9.754	17.760	1.821
120	18.00	0.12	1.82	0.9818	9.799	21.312	2.175
150	20.00	0.15	2.27	0.9773	9.844	23.680	2.406
180	22.00	0.18	2.73	0.9727	9.891	26.048	2.634
210	24.00	0.21	3.18	0.9682	9.937	28.416	2.860
240	25.50	0.24	3.64	0.9636	9.984	30.192	3.024
270	27.00	0.27	4.09	0.9591	10.031	31.968	3.187
300	27.90	0.30	4.54	0.9546	10.079	33.034	3.278
330	29.00	0.33	5.00	0.9500	10.127	34.336	3.391
360	29.60	0.36	5.45	0.9455	10.176	35.046	3.444
390	31.00	0.39	5.91	0.9409	10.225	36.704	3.590
420	31.50	0.42	6.36	0.9364	10.274	37.296	3.630
450	32.50	0.45	6.82	0.9318	10.325	38.480	3.727
480	33.20	0.48	7.27	0.9273	10.375	39.309	3.789
510	33.80	0.51	7.73	0.9227	10.427	40.019	3.838
540	34.50	0.54	8.18	0.9182	10.478	40.848	3.898
570	35.00	0.57	8.64	0.9136	10.531	41.440	3.935
600	35.10	0.60	9.09	0.9091	10.583	41.558	3.927
630	35.50	0.63	9.54	0.9046	10.636	42.032	3.952
660	36.00	0.66	10.00	0.9000	10.690	42.624	3.987
690	36.00	0.69	10.45	0.8955	10.744	42.624	3.967
700	36.00	0.70	10.61	0.8939	10.763	42.624	3.160

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

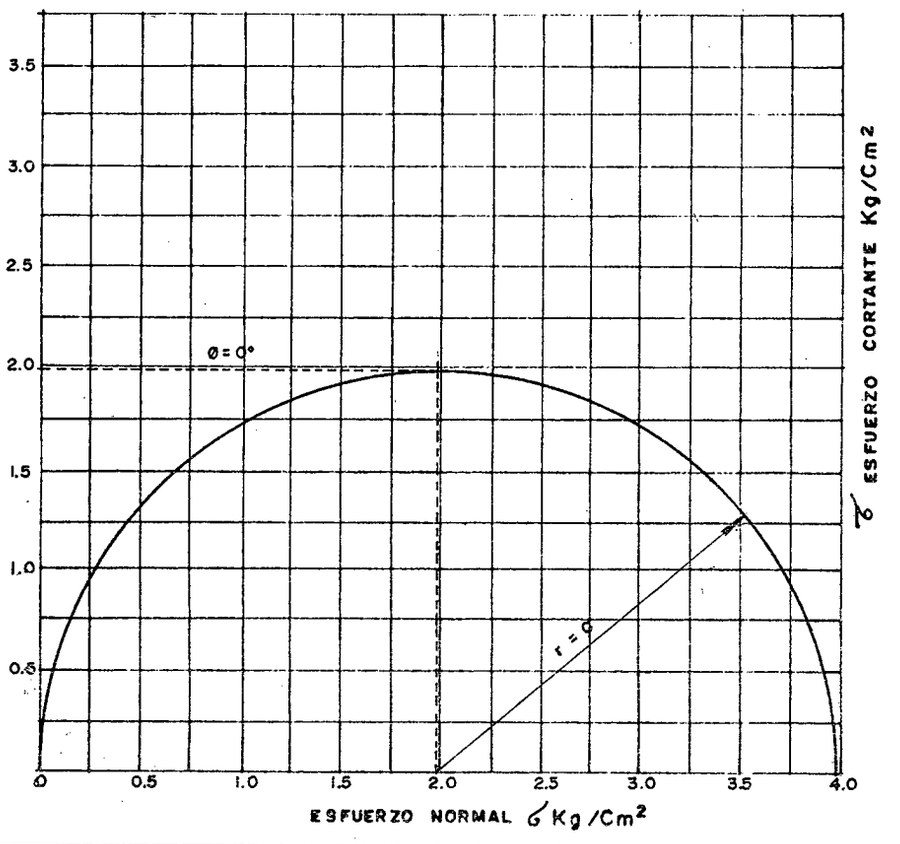
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

COMPRESION SIMPLE

CURVA ESFUERZO – DEFORMACION



CIRCULO DE MOHR



FALLA



qu = 3.987 Kg/cm²

ϕc = 45°

C = 1.99 Kg/cm²

Ø = 0°

γ = 1.99 Kg/cm²

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO	UBICACION	SECTOR
Tesis de Grado	CATAMAYO (LA TOMA)	"C"
POZO	**PROFUNDIDAD**	**FECHA**
"B"	2.00 m	10-VII-85

DATOS DE LA MUESTRA

DIAMETRO	3.50 cm	AREA Ao	9.620 cm^2	ALTURA Lo	7.10 cm
VOLUMEN	68.302 cm^3	PESO	165.15 gr	PESO U. HUMEDO	2.418 gr/cm^3
CONT. HUMEDAD W%	20.18	P. U. SECO	2.012 gr/cm^3	L.R.C	1.184 Kg/div.

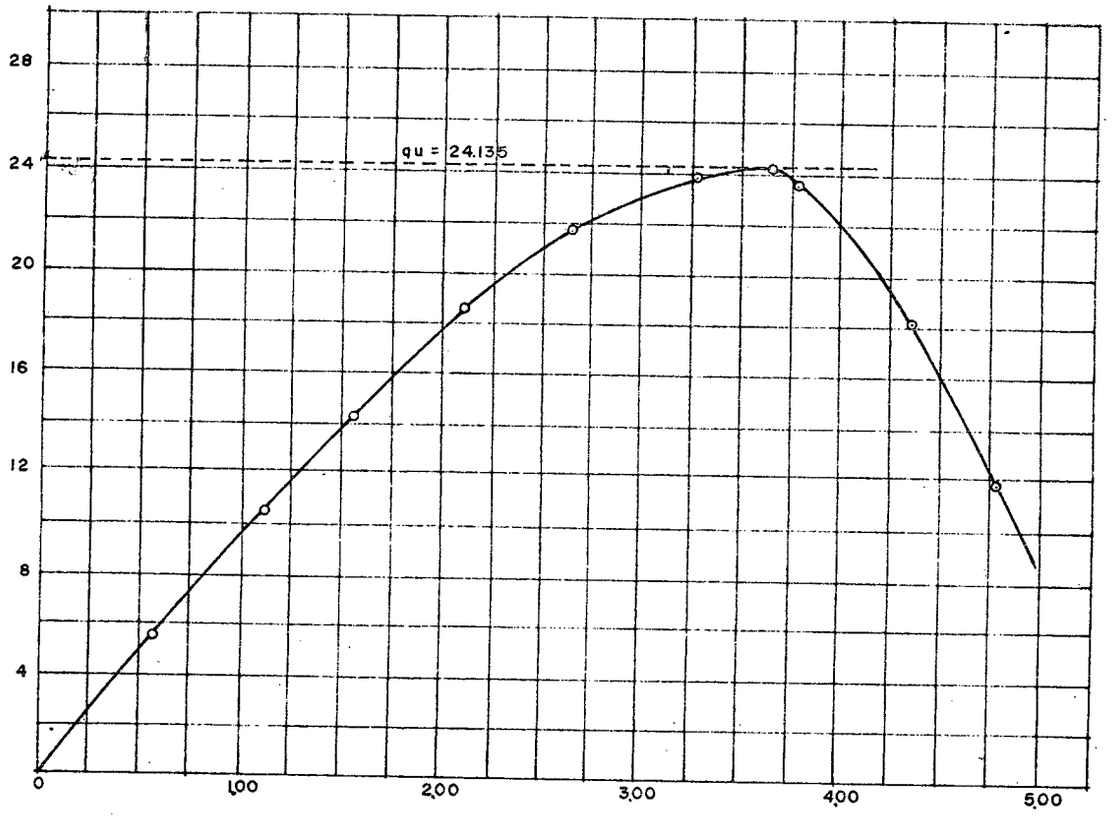
LECTURA DEL DEFOMIMETRO ($\times 10^{-3}$ Cm)	DEFORMIMETRO DE CARGA (UNIDAD.)	ΔL (Cm)	$\varepsilon = \frac{\Delta L}{Lo} \times 10^{-2}$	$1-\varepsilon$	$A' = \frac{Ao}{1-E}$ Cm^2	CARGA TOTAL (Kg)	ESFUERZO (Kg/Cm^2)
00					9.620		
40	43.50	0.04	0.56	0.9944	9.674	51.504	5.324
80	85.00	0.08	1.12	0.9888	9.728	100.640	10.345
110	117.50	0.11	1.54	0.9846	9.770	139.120	14.240
150	157.45	0.15	2.10	0.9790	9.826	186.420	18.972
190	182.43	0.19	2.67	0.9733	9.884	215.990	21.853
230	201.01	0.23	3.23	0.9677	9.941	237.990	23.941
260	203.54	0.26	3.66	0.9634	9.985	240.990	24.135
270	201.00	0.27	3.80	0.9620	10.000	237.980	23.798
310	154.56	0.31	4.36	0.9564	10.058	182.990	18.194
340	102.20	0.34	4.79	0.9521	10.104	221.000	11.975
380	91.21	0.38	5.35	0.9465	10.163	107.990	10.626
420	83.78	0.42	5.91	0.9409	10.224	99.190	9.080

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

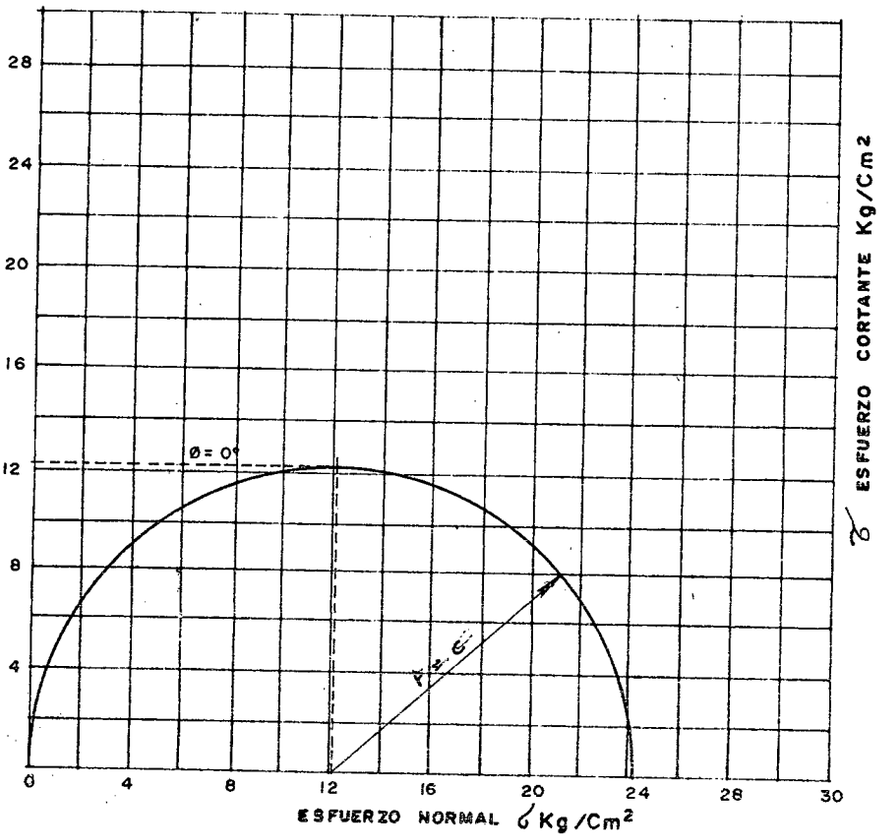
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

COMPRESION SIMPLE

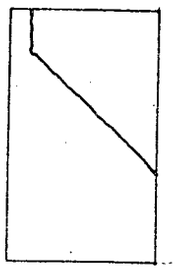
CURVA ESFUERZO – DEFORMACION



CIRCULO DE MOHR



FALLA



qu = 24.135 Kg/cm²

σC = 45°

C = 12.07 Kg/cm2

Ø = 0°

τ = 12.07 Kg/cm2

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

BIBLIOTECA

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO	UBICACION	SECTOR
Tesis de Grado	CATAMAYO (La Toma)	" C "
POZO	**PROFUNDIDAD**	**FECHA**
" C "	3.00 m	10 - VII - 85

DATOS DE LA MUESTRA

DIAMETRO 4.20 cm	AREA Ao 13.854 cm^2	ALTURA Lo 7.30 cm
VOLUMEN 101.13 cm^3	PESO 248.88 gr	PESO U. HUMEDO 2.461 gr/cm^3
CONT. HUMEDAD W% 18.15	P. U. SECO 2.083 gr/cm^3	L.R.C 1.184 Kg/div.

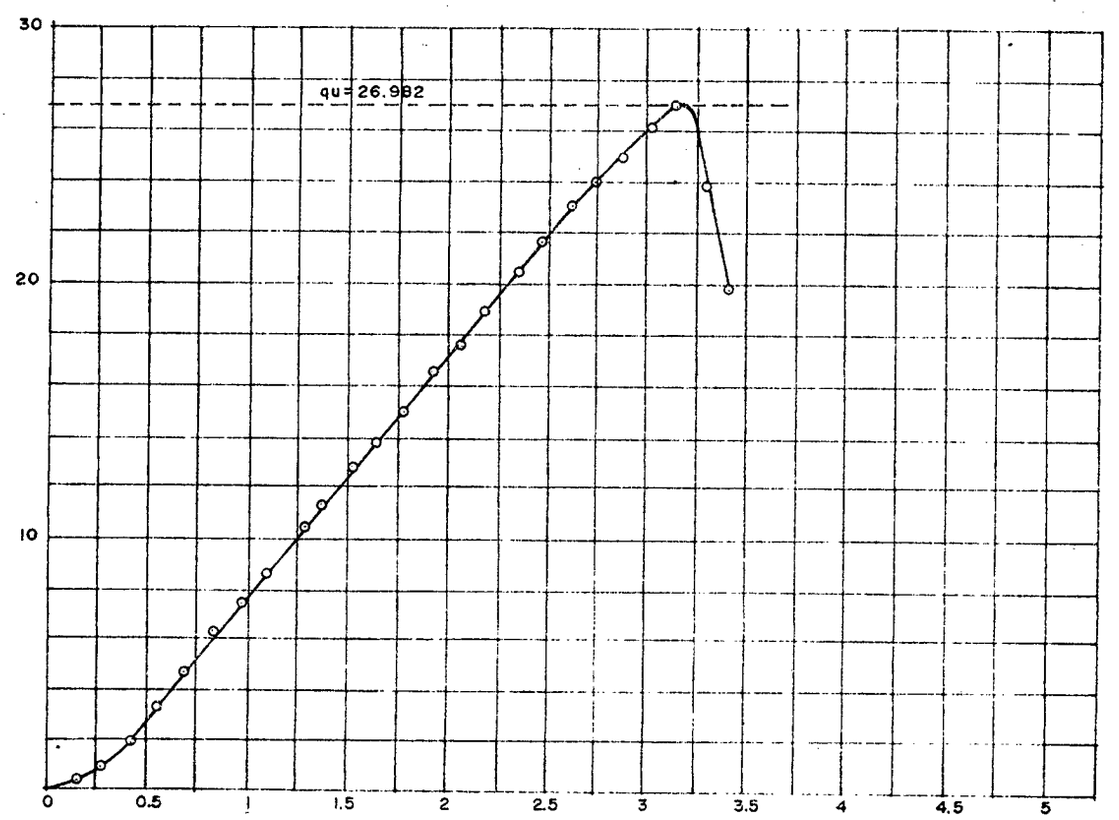
LECTURA DEL DEFOMIMETRO ($\times 10^{-3}$ cm)	DEFORMIMETRO DE CARGA (UNIDAD.)	ΔL (Cm)	$\varepsilon = \frac{\Delta L}{Lo}$	$1-\varepsilon$	$A' = \frac{Ao}{1-E}$ Cm^2	CARGA TOTAL (Kg)	ESFUERZO (Kg/Cm^2)
00					13.854		
10	2.60	0.01	0.14	0.9986	13.873	3.078	0.222
20	10.50	0.02	0.27	0.9973	13.892	12.432	0.895
30	22.50	0.03	0.41	0.9959	13.911	26.640	1.915
40	40.50	0.04	0.55	0.9945	13.931	47.952	3.442
50	56.00	0.05	0.68	0.9932	13.949	66.304	4.753
60	73.00	0.06	0.82	0.9918	13.969	86.432	6.187
70	87.00	0.07	0.96	0.9904	13.988	103.008	7.364
80	102.00	0.08	1.09	0.9891	14.007	120.768	8.622
90	119.00	0.09	1.23	0.9877	14.027	140.896	10.045
100	135.00	0.10	1.37	0.9863	14.046	159.840	11.380
110	150.00	0.11	1.51	0.9849	14.066	177.600	12.626
120	164.00	0.12	1.64	0.9836	14.085	194.176	13.786
130	181.00	0.13	1.78	0.9822	14.105	214.304	15.193
140	196.00	0.14	1.92	0.9802	14.134	232.064	16.419
150	210.00	0.15	2.05	0.9795	14.144	248.640	17.579
160	226.00	0.16	2.19	0.9781	14.164	267.584	18.892
170	244.00	0.17	2.33	0.9767	14.184	288.896	20.367
180	261.00	0.18	2.47	0.9753	14.205	309.024	21.754
190	275.00	0.19	2.60	0.9740	14.224	325.600	22.891
200	289.00	0.20	2.74	0.9726	14.244	342.176	24.022
210	300.00	0.21	2.88	0.9712	14.265	355.200	24.900
220	315.00	0.22	3.01	0.9699	14.284	372.960	26.110
230	326.00	0.23	3.15	0.9685	14.305	385.984	26.982
240	290.00	0.24	3.29	0.9671	14.325	343.360	23.969
250	240.00	0.25	3.42	0.9658	14.345	284.160	19.809

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

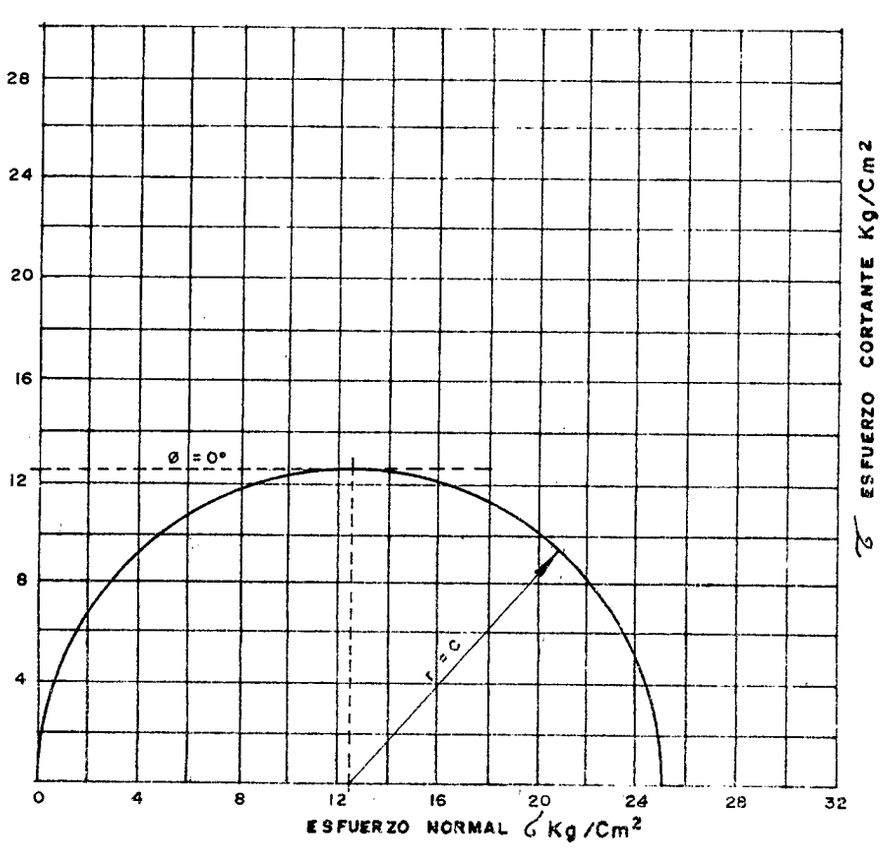
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

COMPRESION SIMPLE

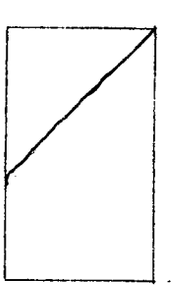
CURVA ESFUERZO – DEFORMACION



CIRCULO DE MOHR



FALLA



qu = 26.932 Kg/cm²

Ø C = 45°

C = 13.491 Kg/cm2

Ø = 0°

τ = 13.491 Kg/cm2

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO	UBICACION	SECTOR
Tesis de Grado	CATAMAYO (La Toma)	"C"
POZO "C"	**PROFUNDIDAD** 2.00 m.	**FECHA** 10-VIII-85

DATOS DE LA MUESTRA

DIAMETRO 4.20 cm	AREA Ao 13.854 cm^2	ALTURA Lo 8.09 cm
VOLUMEN 112.079 cm^3	PESO 275.00 gr.	PESO U. HUMEDO 2.454 gr/cm^3
CONT. HUMEDAD W% 18.18	P. U. SECO 2.076 gr/cm^3	L.R.C 1.184 Kg/div.

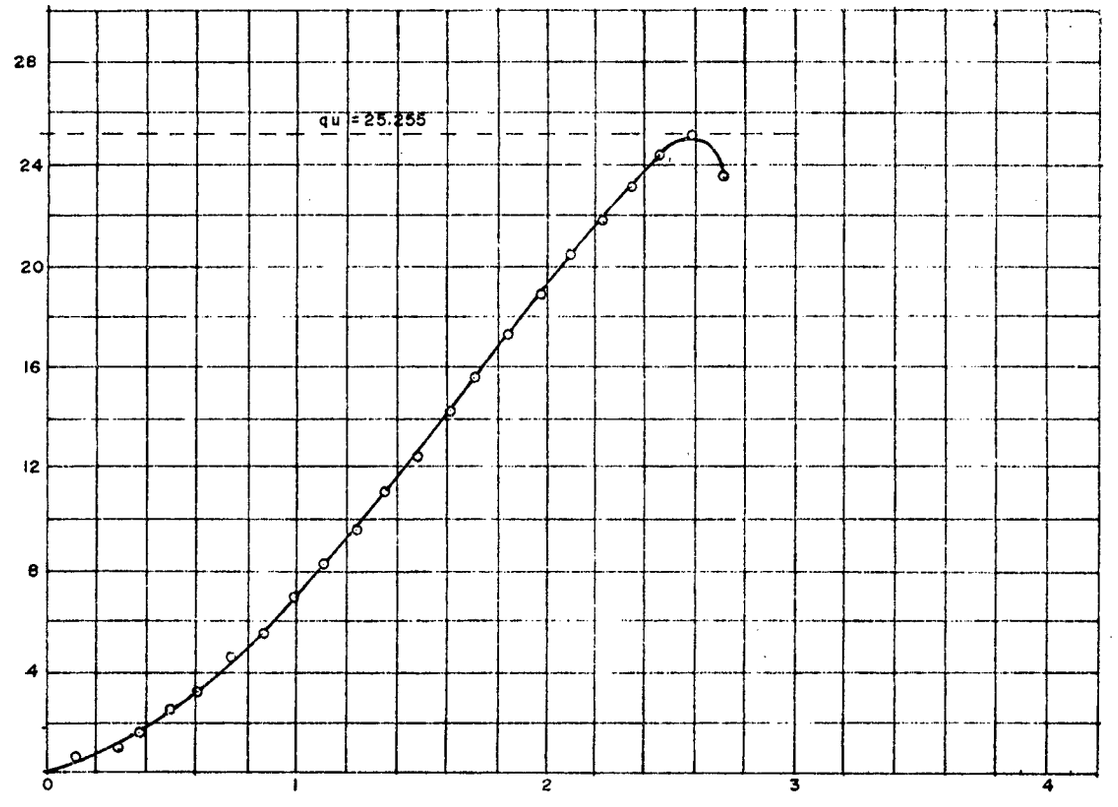
LECTURA DEL DEFOMIMETRO ($\times 10^{-3}$ cm)	DEFORMIMETRO DE CARGA (UNIDAD.)	ΔL (Cm)	$\varepsilon = \frac{\Delta L}{Lo}$	$1-\varepsilon$	$A' = \frac{Ao}{1-E}$ Cm^2	CARGA TOTAL (Kg)	ESFUERZO (Kg/Cm^2)
00					13.854		
10	6.5	0.01	0.12	0.9988	13.871	7.696	0.554
20	11.0	0.02	0.28	0.9972	13.893	13.024	0.937
30	19.0	0.03	0.37	0.9963	13.905	22.496	1.618
40	28.0	0.04	0.49	0.9951	13.922	33.152	2.381
50	40.0	0.05	0.62	0.9938	13.940	47.360	3.397
60	55.0	0.06	0.74	0.9926	13.957	65.120	4.666
70	66.0	0.07	0.87	0.9913	13.975	78.144	5.591
80	83.0	0.08	0.99	0.9901	13.992	98.272	7.023
90	98.0	0.09	1.10	0.9890	14.008	116.032	8.283
100	116.0	0.10	1.23	0.9877	14.027	137.344	9.792
110	132.0	0.11	1.36	0.9862	14.048	156.288	11.125
120	150.0	0.12	1.48	0.9852	14.062	177.600	12.629
130	170.0	0.13	1.61	0.9839	14.081	201.280	14.295
140	187.0	0.14	1.73	0.9827	14.098	221.408	15.705
150	206.0	0.15	1.85	0.9815	14.115	243.904	17.279
160	227.0	0.16	1.98	0.9802	14.133	268.768	19.016
170	244.0	0.17	2.10	0.9790	14.151	288.896	20.415
180	262.0	0.18	2.22	0.9778	14.168	310.208	21.894
190	278.0	0.19	2.35	0.9765	14.187	329.152	23.200
200	292.0	0.20	2.47	0.9753	14.204	345.728	24.338
210	303.0	0.21	2.59	0.9741	14.205	358.752	25.255
220	285.0	0.22	2.72	0.9728	14.241	337.440	23.694

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

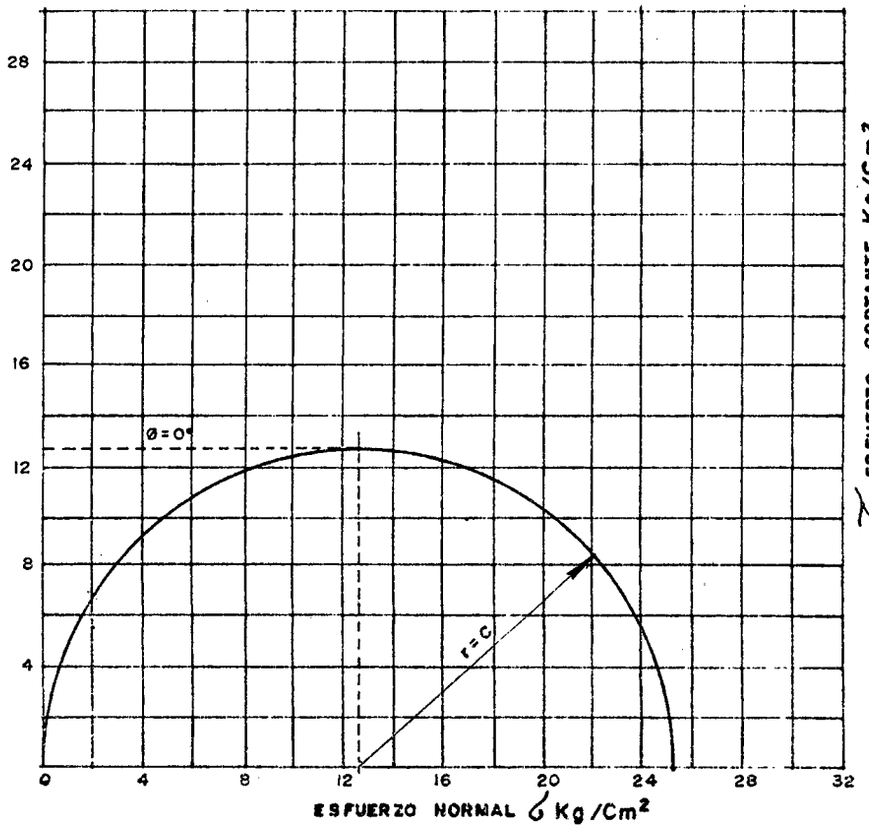
COMPRESION SIMPLE

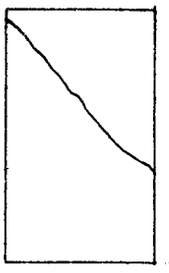
CURVA ESFUERZO – DEFORMACION



CIRCULO DE MOHR

FALLA





qu = 25.255 Kg/cm2

Ø C = 45°

C = 12.628 Kg/cm2

Ø = 0°

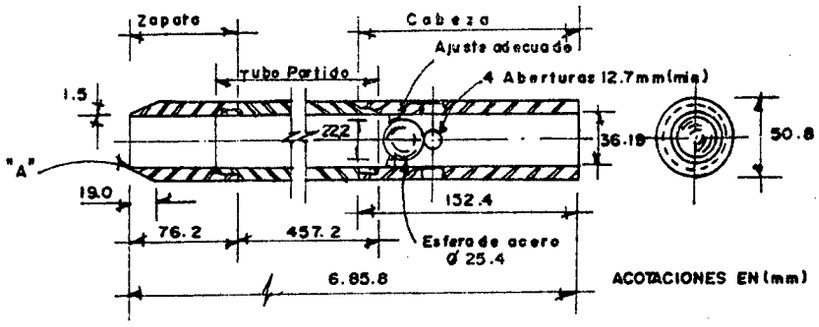
τ = 12.628 Kg/cm²

6.1.2.2 Ensayo de Penetración Estandar S.P.T

El penetrómetro estandar consiste en un tubo muestreador que se hinca a percusión y rescata muestras alteradas para identificar los suelos y realizar pruebas índice; el número de golpes necesario para hincarlo se correlaciona con la resistencia al corte del suelo.

El penetrómetro estandar debe tener las dimensiones que se indican en la fig. 6-6; la zapata debe ser de acero endurecido y debe sustituirse cuando se pierda su filo. El tubo intermedio puede ser partido o entero, en cuyo caso se identifica como tubo liso y debe tener las mismas dimensiones.

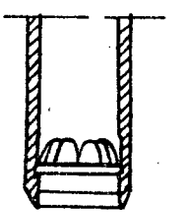
FIGURA 6-7



NOTAS

EL TUBO PARTIDO PUEDE SER DE 38.1 mm DE DIAMETRO INTERIOR
PARA INTRODUCIR UN FORRO DE 1.5 mm DE ESPESOR
SE PERMITE EL USO DE TRAMPAS DE PASO
LAS ARISTAS EN "A" DEBEN ESTAR LIGERAMENTE REDONDEADAS

FIG .6.6. PENETROMETRO ESTANDAR



FIG·6.7 TRAMPA DE PASO

La válvula de la cabeza permite la salida del azolve durante el proceso de hincado y evita que la muestra salga del penetrómetro durante su extracción. Se puede integrar en el muestreador una canastilla o trampa para retener las muestras.(fig. 6-7).

El equipo de hincado consta de una masa golpeadora de acero de 64 kg. guiada por una barra de 19 mm. de diámetro. El diámetro de la masa golpeadora es generalmente de 15 cm.

En la figura Nro. 6-8 se presenta un penetrómetro que cumple las condiciones geométricas convencionales y que han sido utilizadas para nuestro ensayo.

FIGURA 6-8

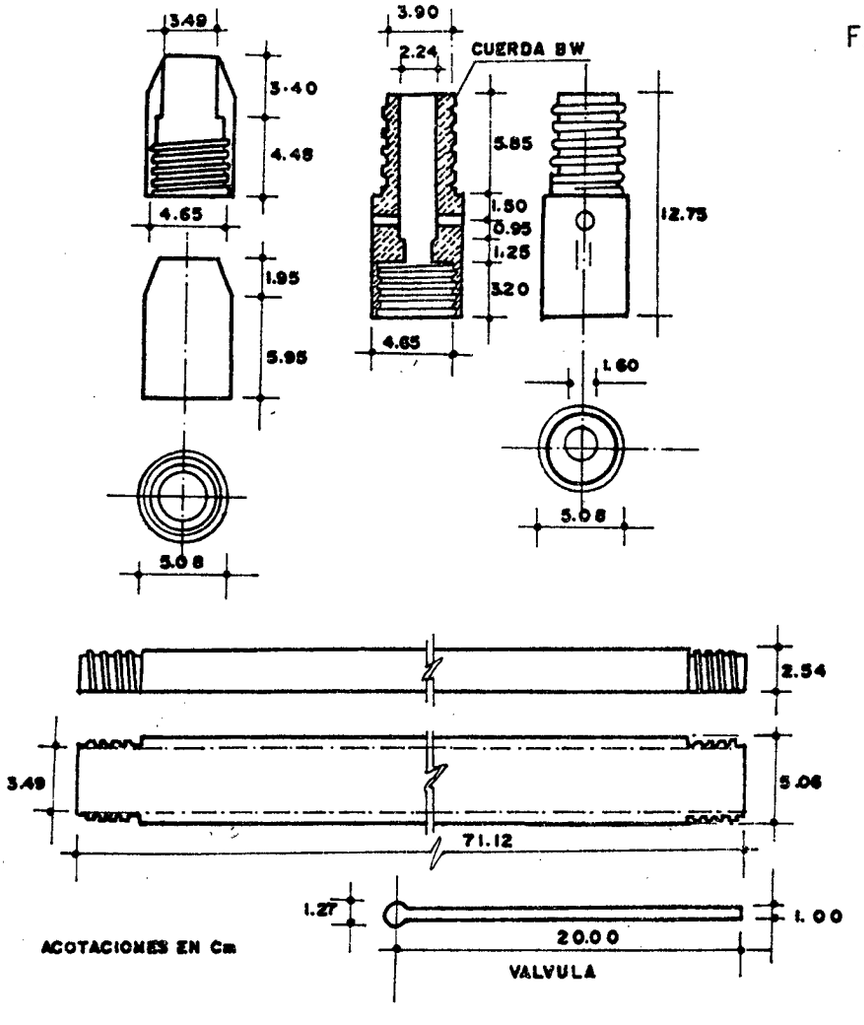


Figura 6.8. PENETROMETRO ESTANDAR

La válvula esférica tiene soldada una barra de 20 cm. de longitud que permite mayor libertad de operación. En la figura Nro. 6-9 se indica el diseño de un martinete de hincado más eficiente que el convencional.

El penetrómetro se hinca en el fondo de una perforación hecha con el procedimiento y equipo que aseguren el mínimo de azolves en el fondo y la estabilidad de las paredes de la perforación. El diámetro mínimo de la perforación es de 7.5 cm.

La prueba de penetración consiste en hincar el penetrómetro estandar 45 cm. empleando una masa de golpeo de 64 kg. con caída libre de 75 $\pm$ 1 cm., contando el número de golpes para 3 segmentos de 15 cm. Se define la resistencia a la penetración como el número N de golpes en los últimos 30 cm., la intención de no considerar los primeros 15 cm. es evitar la zona de alteración que se produce por la perforación.

La masa de 64 kg. se levanta con un cable de 19 mm y un malacate de fricción (cabeza de gato) cuidando que el cable sólo dé una vuelta en el malacate para evitar que frene la caída de la masa (véase figura 6-10).

La correlación empírica entre la resistencia a la penetración estandar (N) y la consistencia de los suelos cohesivos se muestra en la figura Nro. 6-11, conocido N se define la posible resistencia a compresión simple (qu) y la consistencia del suelo, que varía de muy blanda a durísima. Debe considerarse que esta prueba es poco confiable en suelos cohesivos.

FIGURA 6-9

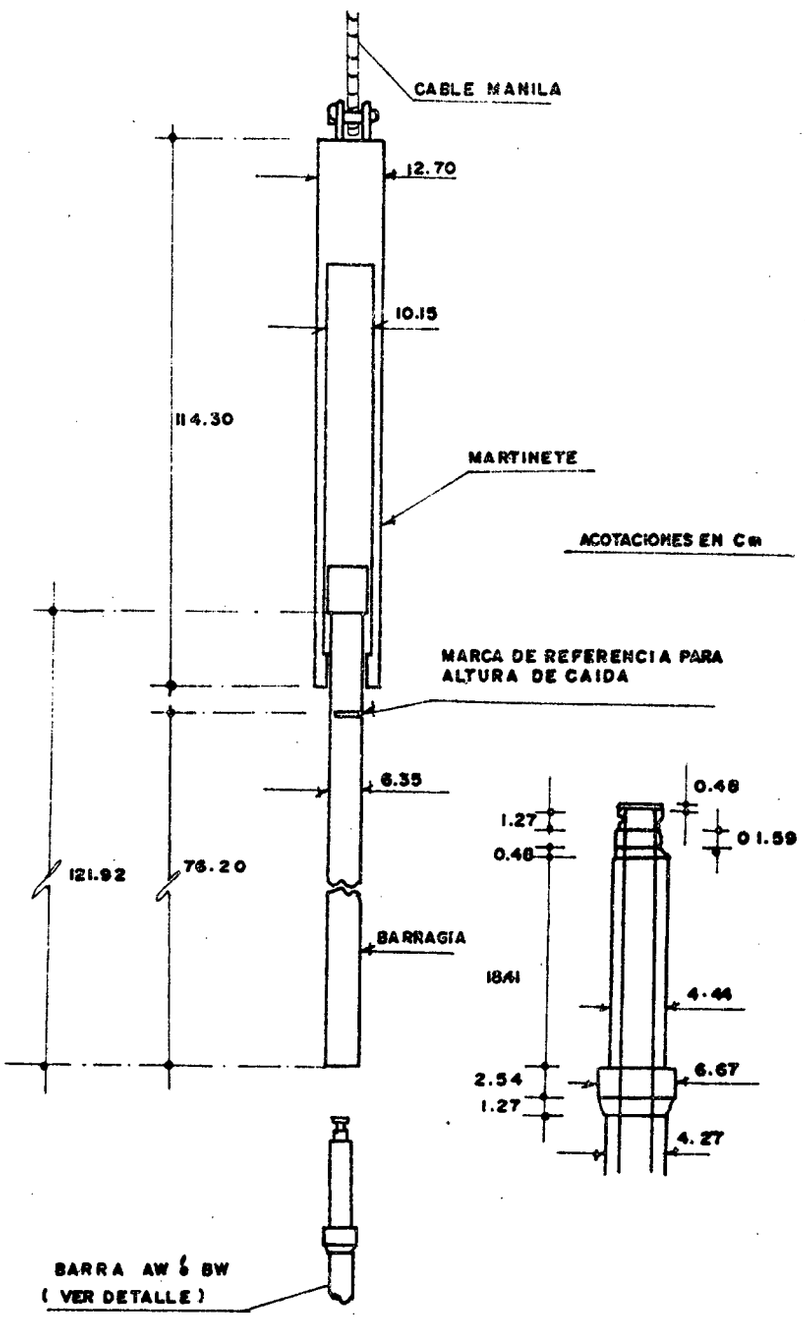


Figura 6.9. MARTINETE DE 64 Kg.

FIGURA 6-10

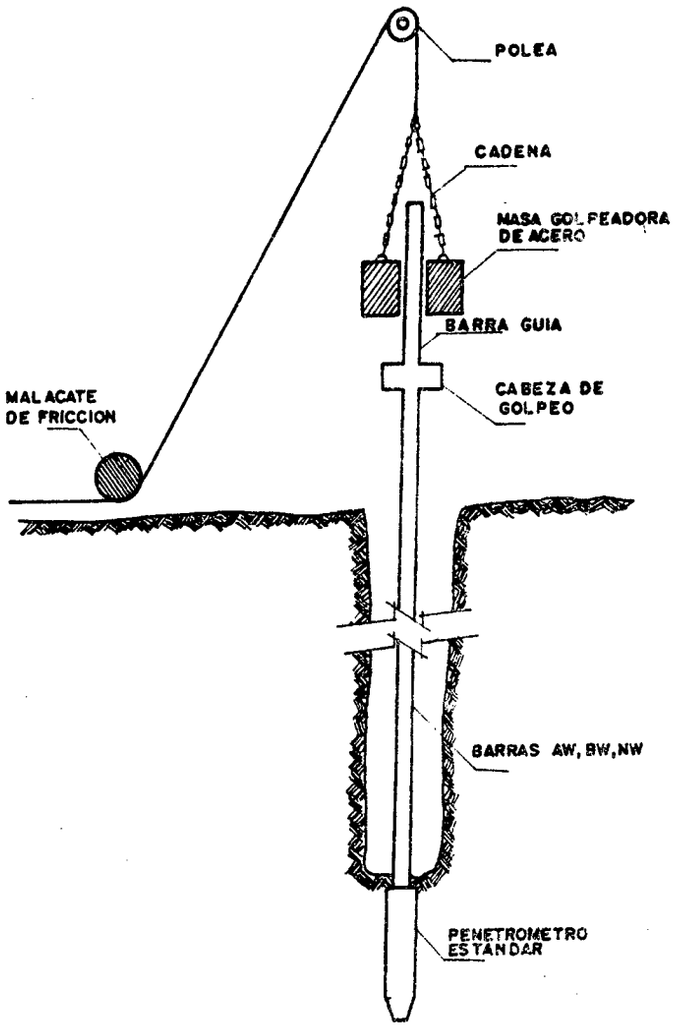
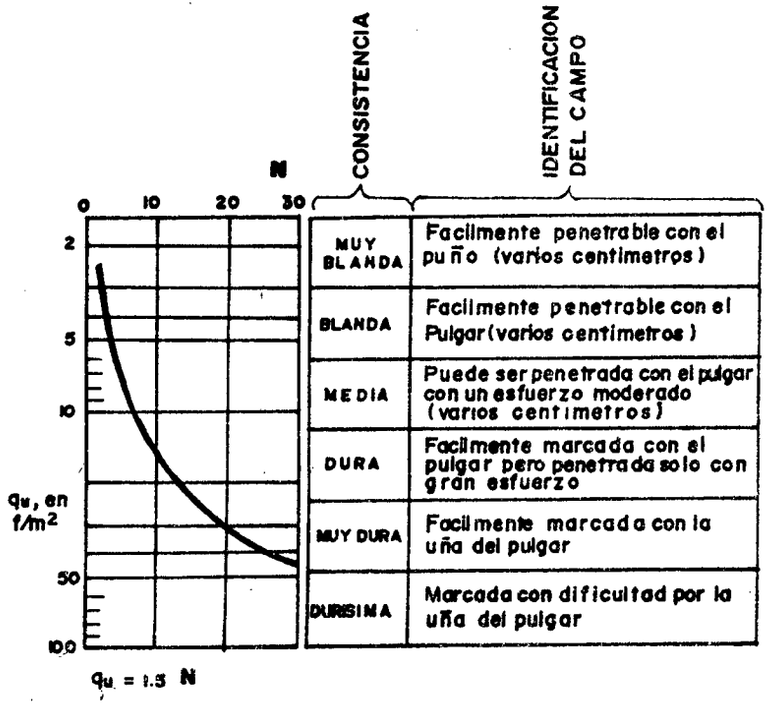


Figura 6.10. PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

FIGURA 6-11



CONSISTENCIA	IDENTIFICACION DEL CAMPO
MUY BLANDA	Facilmente penetrable con el puño (varios centimetros)
BLANDA	Facilmente penetrable con el Pulgar (varios centimetros)
MEDIA	Puede ser penetrada con el pulgar con un esfuerzo moderado (varios centimetros)
DURA	Facilmente marcada con el pulgar pero penetrada solo con gran esfuerzo
MUY DURA	Facilmente marcada con la uña del pulgar
DURISIMA	Marcada con dificultad por la uña del pulgar

Fig. 6.11. Correlación entre N y q_u. Identificación en el campo

La tabla Nro. 6-7 nos indica los resultados obtenidos después de haber realizado el ensayo, datos que nos servirán para el cálculo de capacidad de carga a partir del S.P.T y que lo calcularemos en el capítulo octavo, numeral 8.3.

TABLA 6-7

ENSAYO DE PENETRACION STANDAR (S.T.P.)

RESULTADOS DEL ENSAYO

TABLA Nº 6-7

ZONA	POZO	PROFUNDIDAD (m)	NUMERO DE GOLPES (N)
A	A	1.00	6
A	A	2.00	15
A	A	3.00	31
A	B	1.00	8
A	B	2.00	7
A	B	3.00	4
B	A	1.00	14
B	A	2.00	16
B	A	3.00	18
B	C	1.00	12
B	C	2.00	16
B	C	3.00	22
C	B	1.00	16
C	B	2.00	43
C	B	3.00	32
C	C	1.00	18
C	C	2.00	54
C	C	3.00	40

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

LABORATORIO DE SUELOS

6.1.2.3.- ENSAYO TRIAXIAL

TRIAXIAL UU

PROYECTO. Tesis de Grado

OBRA. Proyecto Urbaniz. Asoc. Empleados. Bco. Central. de Loja

LOCALIZACION. Zona "C" - Pozo "B" Prof=2.0

OPERADOR. D. Pazmiño

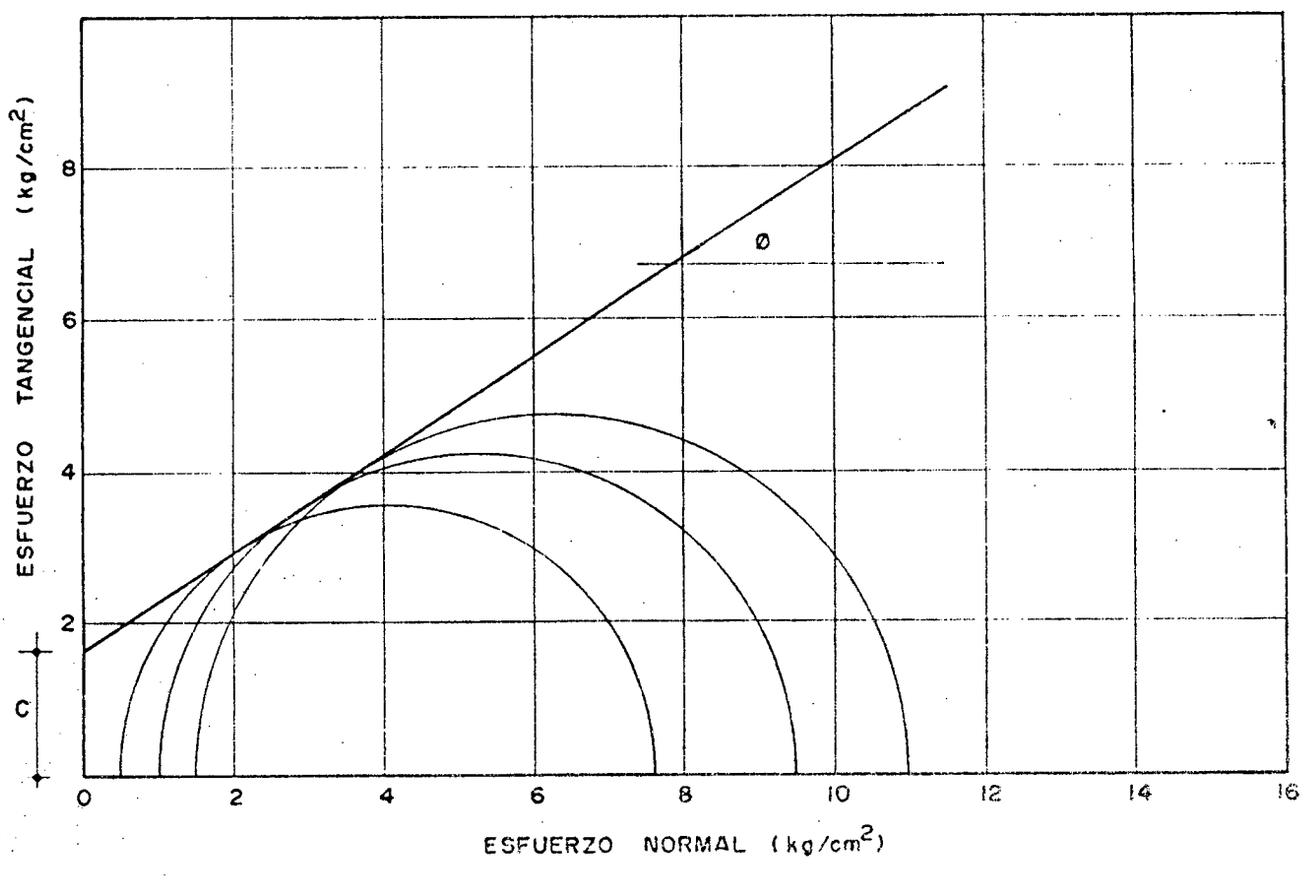
FECHA. 10 - VII - 85

PROBETA Nro	ESF. DESV. kg/cm²	σ_3 kg/cm²	σ_1 kg/cm²	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$	$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$
1	7.1	0.5	7.6	3.55	4.05
2	8.5	1.0	9.5	4.25	5.25
3	9.5	1.5	11.0	4.75	6.25

$\phi = 33°$

$C = 1.6\ kg/cm^2$

CIRCULOS DE MOHR



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO Nº Tesis de Grado

MUESTRA Nº C-3-2 PROF. 2.00 m

FECHA 9-VII-85 CALC. D.P.

COMPRESION

- TRIAXIAL ☐
- TRIAXIAL REPETITIVO ☒
- SIMPLE ☐

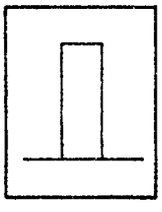
Ds = 3.76 cm
Dm = 3.72 cm
Dl = 3.62 cm
Ho = 7.39 cm
Ao = 10.78 cm²
Vo = 79.67 cm³
Wo = 162.10 gr

γ_w = 2.035 gr/cm³

γ_d = 1.655 gr/cm³

CTE. RSTE. 0.146 kg/0.01 mm
ø

ROTURA



DEFORM. 10⁻² mm	DIAL CAR. 10⁻² mm	TEN. DESV. Kg/cm²	DEF. UNIT. %
0			
10	72	0.974	0.135
20	123	1.661	0.271
30	166	2.239	0.406
40	230	3.098	0.541
50	292	3.928	0.677
75	440	5.899	1.015
100	514	6.867	1.353
125	533	7.097	1.691
150			
175			
200			
250			
300			

DEFORM. 10⁻² mm	DIAL CAR. 10⁻² mm	TEN. DESV. Kg/cm²	DEF. UNIT. %
350			
400			
450			
500			
600			
700			
800			
900			
1000			

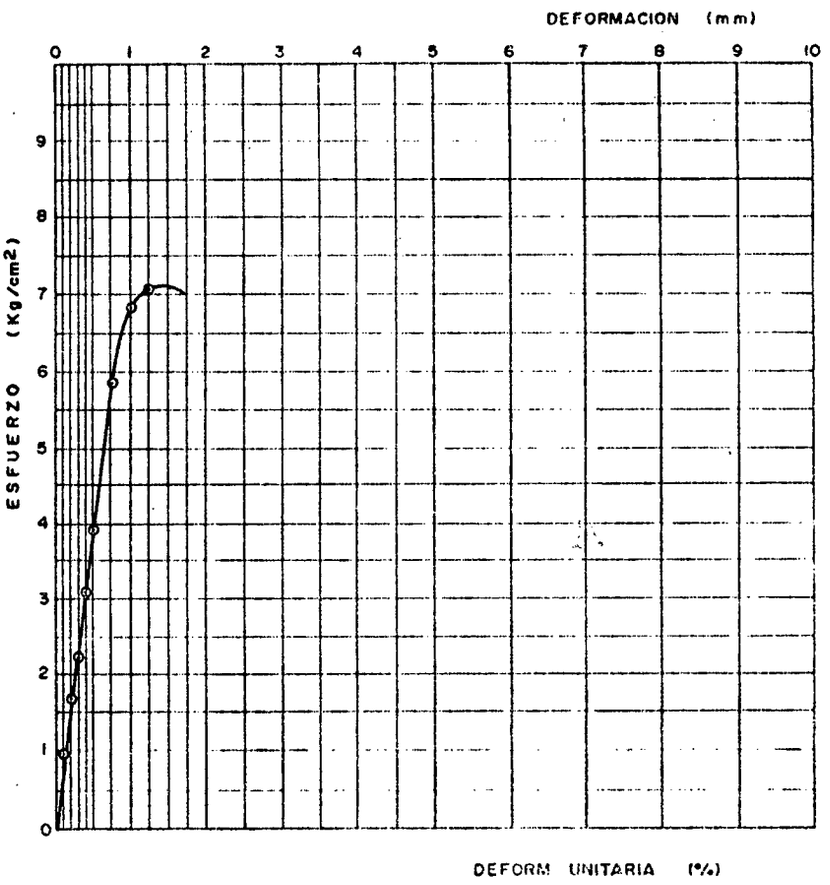
	ARRIBA	ABAJO
CAPS. Nº	M-13	
PH - CAP	21.30	
PS - CAP	18.33	
P. CAPS.	5.37	
HUM.	22.92	
HUM. PRO.		

σ_3 = 0.5 Kg/cm²

To = 7.1 Kg/cm²

OBSERVACIONES

Zona "A"
Pozo "B"
Urbanización Asoc. Empleados Bco Central Suc. Loja
Catamayo - (La Toma)
Prov de Loja



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS

COMPRESION

TRIAXIAL ☐
TRIAXIAL REPETITIVO [X]
SIMPLE ☐

PROYECTO Nº Tesis de Grado
MUESTRA Nº C-3-2 PROF. 2.00 m
FECHA 9-VII-85 CALC. D.P.

Ds = _____ cm
Dm = _____ cm
Dl = _____ cm
Ho = 7.39 cm
Ao = 10.78 cm²
Vo = _____ cm³
Wo = _____ gr
γ_w = _____ gr/cm³
γ_d = _____ gr/cm³
CTE. RSTE. 0.146 kg/0.01 mm

ROTURA

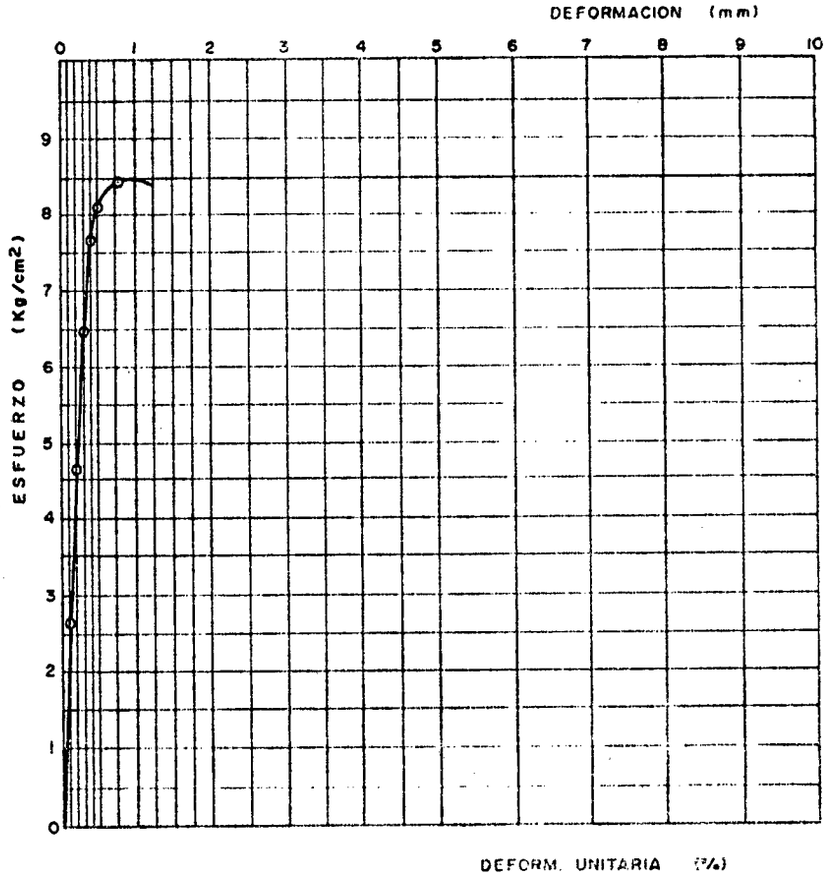
DEFORM. 10⁻² mm	DIAL CAR. 10⁻² mm	TEN. DESV. Kg/cm²	DEF. UNIT. %
0			
10	196	2.651	0.135
20	343	4.633	0.271
30	481	6.488	0.406
40	569	7.665	0.541
50	604	8.125	0.677
75	633	8.486	1.015
100			
125			
150			
175			
200			
250			
300			

DEFORM. 10⁻² mm	DIAL CAR. 10⁻² mm	TEN. DESV. Kg/cm²	DEF. UNIT. %
350			
400			
450			
500			
600			
700			
800			
900			
1000			

	ARRIBA	ABAJO
CAPS. Nº		
PH – CAP.		
PS – CAP.		
P. CAPS.		
HUM.		
HUM. PRO.		

σ_3 = 1.0 Kg/cm²
To = 8.5 Kg/cm²

OBSERVACIONES



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO Nº Tesis de Grado

MUESTRA Nº C-3-2 PROF. 2.0 m

FECHA 9 - VII - 85 CALC. D. P.

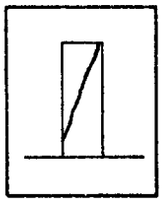
COMPRESION

TRIAXIAL ☐
TRIAXIAL REPETITIVO ☒
SIMPLE ☐

Ds = _____ cm
Dm = _____ cm
Di = _____ cm
Ho = 7.39 cm
Ao = 10.78 cm²
Vo = _____ cm³
Wo = _____ gr
γ_w = _____ gr/cm³
γ_d = _____ gr/cm³

CTE. RSTE. 0.146 kg/0.01 mm

ROTURA



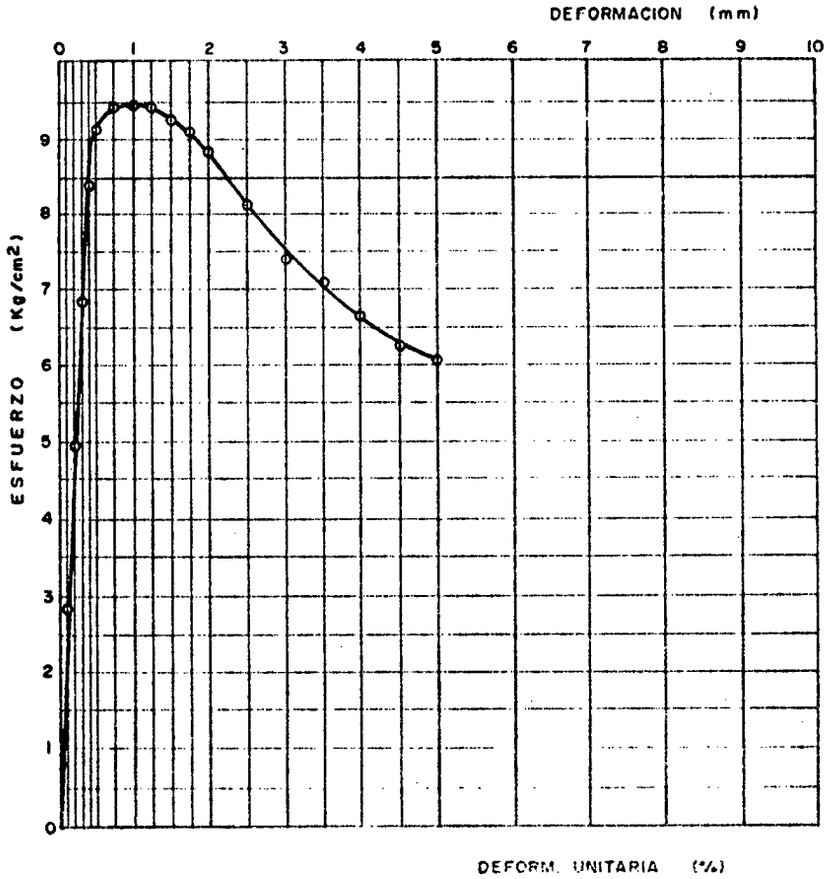
DEFORM. 10^{-2}mm	DIAL CAR. 10^{-2}mm	TEN. DESV. Kg/cm²	DEF. UNIT. %
0			
10	210	2.840	0.135
20	366	4.944	0.271
30	505	6.812	0.406
40	623	8.392	0.541
50	680	9.147	0.677
75	703	9.425	1.015
100	709	9.472	1.353
125	708	9.427	1.691
150	700	9.288	2.030
175	690	9.124	2.368
200	672	8.855	2.706
250	620	8.113	3.833
300	570	7.406	4.060

DEFORM. 10^{-2}mm	DIAL CAR. 10^{-2}mm	TEN. DESV. Kg/cm²	DEF. UNIT. %
350	550	7.096	4.736
400	519	6.649	5.413
450	492	6.258	6.089
500	481	6.074	6.766
600			
700			
800			
900			
1000			

	ARRIBA	ABAJO
CAPS. Nº		
PH – CAP.		
PS – CAP.		
P. CAPS.		
HUM.		
HUM. PRO.		

σ_3 = 1.5 Kg/cm²
To = 9.5 Kg/cm²

OBSERVACIONES



6.1.2.4 Ensayo de Consolidación

A.A.S.H.T.O. T 216 - 66

A. S. T. M. D 2435 - 70

6.1.2.4.1 Generalidades

Al ser sometido un suelo a un incremento de presión o carga, ocurre un reajuste en la estructura del suelo que podría considerarse inicialmente como una "deformación plástica" correspondiente a una reducción en la relación de vacíos. Puede producirse también una pequeña cantidad de "deformación elástica" pero considerando la magnitud de -- las cargas o presiones de contacto involucradas y el hecho de que el módulo de elasticidad de los granos de suelo sea del orden de 20 MPa la deformación elástica (la cual es recuperable cuando la carga se remueva) es despreciable.

Cuando se aplica una carga a un suelo - de grano grueso completamente seco, parcial o completamente saturado, o cuando la carga se aplica a suelo seco, el proceso de deformación plástica con - reducción en la relación de vacíos tiene lugar en un período de tiempo tan - corto que es posible considerar instantáneo todo el proceso. Esto debido a - que los suelos secos por el hecho de que el aire atrapado en los poros tiene muy poca viscosidad y es fácilmente comprimido, de esa forma los sólidos no presentan ninguna resistencia al flujo hacia afuera del fluido de los poros (en este caso, aire) a medida que los vacíos del suelo se reducen.

Cuando se aplica una carga a un suelo - de grano fino saturado parcial o totalmente, el tiempo para lograr la deformación plástica y la reducción en la relación de vacíos es mucho mayor, y pa

ra este proceso dependerá de varios factores, entre los cuales tenemos:

1. El grado de saturación
2. El coeficiente de permeabilidad del suelo
3. Las propiedades del fluido de los poros
4. La longitud de la trayectoria que debe recorrer el fluido expulsado de la muestra para encontrar equilibrio.

A continuación definiremos como consolidación a la deformación plástica debida a reducción en la relación de vacíos (denominada generalmente asentamiento) la cual es función del tiempo, o: $S = f(t)$.

También se define a la consolidación como la deformación plástica/reducción en la relación de vacíos de una masa de suelos que es función del tiempo y del exceso en presión de poros.

6.1.2.4.2 Equipo

Consolidómetro (fig. 7-20); deformíme-- tro de carátula con lectura de 0.01 mm. de precisión (ó 0.0001 pulg.); equipo de cargas; cronómetro de bolsillo o de pared; y, equipo necesario para el moldeo de la muestra.

6.1.2.4.3 Procedimiento

1. Moldear cuidadosamente una muestra - dentro de un anillo de consolidación

. Del resíduo obtenido en el proceso - de moldeo se toma una muestra representantiva y utilizarla para la determinación del contenido de humedad y gravedad específica Gs.

Pesar la muestra y determinar la altura inicial Hi y el diámetro de la muestra.

2. Colocar cuidadosamente la muestra - de suelo en el consolidómetro con -- una piedra porosa saturada colocada sobre cada cara, asegurándose de que las piedras porosas entren en el anillo de tal forma que el ensayo resulte satisfactorio.

Colocar el consolidómetro en el aparato de carga y ajustar el deformímetro de carátula, permitiéndose una posible compresión de la muestra de 4 a 12 mm.

Aplicar una carga de inicialización de 5 (para suelos blandos) y 10 (para suelos firmes) kg., verificándose que las piedras porosas no se apoyen sobre el anillo. Colocar el deformímetro de carátula en 0.

3. En el momento conveniente, aplicar - el primer incremento de carga y si-- multáneamente tomar lecturas de deformación a tiempos transcurridos de: 0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8, 15, 39, 60, 120 minutos, a continuación, por ejemplo, 4, 8,

16 horas, etc. Para nuestro ensayo se tomaron tiempos más cortos, según constan en hojas de datos adjuntas hasta 24 horas, tiempo en el caul el cambio - de la curva no es apreciable (lectura de deformación contra log t).

4. Después de 24 horas, o cuando el ΔH entre dos lecturas sea suficientemente pequeño, cambiar la carga al siguiente valor y nuevamente tomar lecturas a intervalos de tiempo controlados.

Si se utiliza el experimento de laboratorio rápido en el tercero y cuarto incremento de carga, tomar suficiente tiempo en lecturas para establecer unapendiente adecuada para la consolida-- ción secundaria que puede ser utilizada en los otros incrementos.

5. Continuar cambiando cargas en progresión geométrica, tomando lecturas de deformación contra tiempo discurrido a través de todo el rango de cargas del consolidómetro.

6. Colocar la muestra (incluyendo todas las partículas que se hayan exprimido fuera del anillo) en el horno al final del experimento para encontrar el peso de los sólidos Ws y lograr el cálculo del volumen final del agua Vwf.

7. Dibujar las curvas de lectura de deformación contra log. tiempo. Encontrar DO, D_{100} y D_{50} y los correspondientes t_{50} para cada incremento de carga y mostrar los valores sobre todas las curvas. Dibujar en papel semilogarítmico de cinco ciclos más de un incremento de carga en cada hoja, cuidándose de

no sobrecargar excesivamente la gráfica.

8. De la gráfica dibujada como se indica en el paso 7, se obtiene el tiempo necesario para que se efectúe el 50% de consolidación primaria (t_{50}) y de la expresión:

$$Cv = \frac{0.197\ H^2}{t_{50}}$$

se obtiene el coeficiente de consolidación (Cv) para la carga media del incremento que produjo la consolidación.

En la expresión anterior:

Cv = coeficiente de consolidación

H = espesor medio para el incremento de carga

t_{50} = tiempo necesario para el 50% de consolidación

9. Dibujar:

a. Calcular la deformación unitaria para cada incremento de carga como:

$$\varepsilon = \frac{\Sigma \Delta H}{Hi}$$

Donde, $\Sigma \Delta H$ es la deformación acumulada a través de cualquier incremento de carga. Dibujar la deformación unitaria contra log. P y obtener la relación de compresión Cc, y calcular el indi

ce de compresión como:

$$C\acute{c} = Cc\ (1 + e_0)$$

y mostrar ambos valores sobre el gráfico contra log. P.

b. Calcular eo, ei y hacer la gráfica de e contra log. P y calcular el índice de compresión Cc. Mostrar este cálculo sobre la gráfica junto con la forma de obtención de los valores para el cálculo (respectivas coordenadas de la curva).

10. Sobre la curva del paso 9, seleccionar una buena escala de ordenadas y dibujar cv contra log. P utilizando la parte derecha de la hoja del gráfico para definir la escala de cv. Tratar de no utilizar una escala muy grande de forma que se disminuya la importancia de la curva e (o ε) contra log. P.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

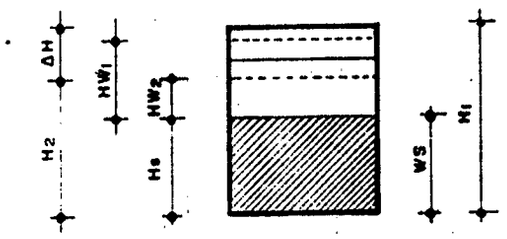
ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscura	REALIZADO POR F. M — A. C.

CONTENIDOS DE HUMEDAD Y CALCULOS

DETERMINACION DE W	PRINCIPIO PRUEBA	FINAL PRUEBA
Tara + peso suelo húmedo	654.00	651.20
Tara + peso suelo seco	609.40	609.40
Peso del agua	44.60	41.80
Peso tara	499.50	499.50
Peso suelo seco: Ws	109.90	109.90
Contenido de humedad: W%	40.58	38.03
%W promedio	W_1 = 40.58	W_2 = 38.03

PESO MUESTRA HUMEDA (Wh) = 154.50 PESO MUESTRA SECA (Ws) = 109.90

ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H_1 = 2.50 cm



Peso específico relativo Gs = 2.726 gr/cm³

Altura de sólidos $H_s = \frac{W_s}{A.G_s}$ = 1.273 cm

ΔH = 0.663 cm

Area A =

Altura final de la muestra $H_2 = H_1 - \Delta H$ = 1.837 cm

Altura inicial del agua $HW_1 = W_1.H_s.G_s$ = 1.408

Altura final del agua $HW_2 = W_2.H_s.G_s$ = 1.320

Relación de vacios inicial $e_1 = \frac{H_1 - H_s}{H_s}$ = 0.964

Relación de vacios final $e_2 = \frac{H_2 - H_s}{H_s}$ = 0.443

Grado de saturación inicial $G_{s1} = \frac{HW_1}{H_1 - H_s}$ = 96.90 %

Grado de saturación final $G_{s2} = \frac{HW_2}{H_2 - H_s}$ = 234.00 %

* En el cálculo de la relación de vacios utilizar H_s = 1.273 cm ; H_1 = 2.50 cm.
La muestra fue saturada 24 h antes de iniciar la prueba.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"A"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
2.00 m	Arcilla Cafe oscura	Fausto Mogrovejo Angel Cárdenas

CARGA 10.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 8-VII-85

CARGA 20.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 9-VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	0.00	0.00
0.10	3 - 36.00	1.615
0.25	3 - 57.50	1.670
0.50	3 - 81.00	1.730
0.75	3 - 99.00	1.773
1.00	3 - 110.00	1.803
1.50	3 - 126.00	1.844
2.00	3 - 143.00	1.887
3.00	3 - 167.00	1.948
5.00	3 - 195.50	2.020
7.00	4 - 13.20	2.066
10.00	4 - 38.50	2.130
15.00	4 - 51.00	2.161
20.00	4 - 62.00	2.189
30.00	4 - 76.00	2.225
45.00	4 - 89.00	2.258
60.00	4 - 96.50	2.277
90.00	4 - 106.00	2.301
120.00	4 - 112.50	2.318
180.00	4 - 121.00	2.339
240.00	4 - 124.00	2.347
360.00	4 - 132.00	2.367
540.00	4 - 141.00	2.390
720.00	4 - 143.00	2.395
1440.00	4 - 148.50	2.409

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	4 - 148.50	2.409
0.10	5 - 107.00	2.812
0.25	5 - 120.00	2.845
0.50	5 - 131.00	2.873
0.75	5 - 139.00	2.893
1.00	5 - 146.00	2.911
1.50	5 - 155.00	2.934
2.00	5 - 163.00	2.954
3.00	5 - 173.50	2.981
5.00	5 - 190.50	3.024
7.00	5 - 197.00	3.040
10.00	6 - 6.50	3.065
15.00	6 - 21.50	3.103
20.00	6 - 34.00	3.134
30.00	6 - 48.30	3.171
45.00	6 - 66.80	3.218
60.00	6 - 75.50	3.240
90.00	6 - 90.00	3.277
120.00	6 - 101.00	3.305
180.00	6 - 113.50	3.336
240.00	6 - 119.00	3.350
360.00	6 - 126.00	3.368
540.00	6 - 129.00	3.376
720.00	6 - 132.00	3.383
1440.00	6 - 139.00	3.400

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"A"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
2.00 m	Arcilla café oscuro	F. Mogrovejo L. A. Cárdenas G.

CARGA 40.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 10-VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	6- 139.00	3.400
0.10	7- 60.00	3.708
0.25	7- 77.00	3.752
0.50	7- 88.00	3.780
0.75	7- 96.00	3.800
1.00	7- 100.50	3.811
1.50	7- 110.00	3.835
2.00	7- 116.00	3.851
3.00	7- 124.00	3.871
5.00	7- 139.00	3.909
7.00	7- 148.80	3.934
10.00	7- 159.00	3.960
15.00	7- 172.00	3.993
20.00	7- 183.50	4.022
30.00	7- 195.00	4.051
45.00	8- 12.00	4.094
60.00	8- 23.50	4.124
90.00	8- 42.50	4.172
120.00	8- 56.00	4.206
180.00	8- 75.00	4.255
240.00	8- 87.00	4.285
360.00	8- 106.30	4.334
540.00	8- 119.00	4.366
720.00	8- 122.00	4.374
1440.00	8- 137.00	4.412

CARGA 80.00 Kg

FECHA DE APLICACION 11-VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	8- 137.00	4.412
0.10	9- 50.00	4.699
0.25	9- 59.00	4.722
0.50	9- 65.00	4.737
0.75	9- 69.00	4.747
1.00	9- 75.00	4.763
1.50	9- 82.50	4.782
2.00	9- 86.50	4.792
3.00	9- 95.50	4.815
5.00	9- 107.00	4.844
7.00	9- 115.00	4.864
10.00	9- 124.00	4.887
15.00	9- 136.00	4.917
20.00	9- 143.00	4.935
30.00	9- 159.00	4.976
45.00	9- 178.00	5.024
60.00	9- 191.50	5.058
90.00	10- 14.00	5.116
120.00	10- 34.50	5.168
180.00	10- 77.00	5.275
240.00	10- 94.50	5.320
360.00	10- 112.00	5.364
540.00	10- 138.50	5.432
720.00	10- 149.50	5.460
1440.00	10- 179.00	5.534

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"A"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
2.00 m	Arcilla café oscuro	Fausto Mognovejo L Angel Cárdenas G.

CARGA 160.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 12-VII-85

CARGA 320.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 13-VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	10- 179.00	5.534
0.10	11- 53.00	5.723
0.25	11- 57.00	5.733
0.50	11- 62.00	5.745
0.75	11- 67.00	5.758
1.00	11- 71.00	5.768
1.50	11- 77.00	5.784
2.00	11- 81.00	5.794
3.00	11- 87.50	5.810
5.00	11- 96.50	5.833
7.00	11- 104.00	5.852
10.00	11- 112.00	5.872
15.00	11- 119.50	5.892
20.00	11- 127.00	5.981
30.00	11- 143.00	5.951
45.00	11- 164.00	6.005
60.00	11- 178.00	6.040
90.00	12- 1.50	6.100
120.00	12- 20.00	6.147
180.00	12- 59.00	6.246
240.00	12- 86.00	6.314
360.00	12- 116.00	6.391
540.00	12- 137.00	6.444
720.00	12- 148.00	6.472
1440.00	12- 169.00	6.525

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	12- 169.00	6.525
0.10	13- 118.90	6.906
0.25	13- 123.00	6.916
0.50	13- 128.00	6.929
0.75	13- 132.00	6.939
1.00	13- 136.00	6.949
1.50	13- 142.00	6.965
2.00	13- 147.00	6.977
3.00	13- 153.00	6.993
5.00	13- 162.50	7.017
7.00	13- 170.00	7.036
10.00	13- 177.00	7.054
15.00	13- 186.00	7.076
20.00	13- 192.50	7.093
30.00	14- 8.00	7.132
45.00	14- 28.50	7.184
60.00	14- 42.00	7.219
90.00	14- 64.50	7.276
120.00	14- 84.00	7.325
180.00	14- 123.00	7.424
240.00	14- 147.00	7.485
360.00	14- 178.00	7.564
540.00	15- 2.00	7.625
720.00	15- 16.00	7.661
1440.00	15- 45.00	7.734

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"A"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
2.00 m	Arcilla café oscura	F. Mogrovejo A. Cárdenas

CARGA DESCARGA = 80.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

CARGA DESCARGA 20.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	15- 45.00	7.734
0.10	15- 35.00	7.709
0.25	15- 34.00	7.706
0.50	15- 33.00	7.704
0.75	15- 32.00	7.701
1.00	15- 31.00	7.699
1.50	15- 30.00	7.696
2.00	15- 29.00	7.694
3.00	15- 28.00	7.691
5.00	15- 26.00	7.686
7.00	15- 24.00	7.680
10.00	15- 21.00	7.673
15.00	15- 19.00	7.668
20.00	15- 16.00	7.660
30.00	15- 14.00	7.656
45.00	15- 13.00	7.653
60.00	15- 11.00	7.648
90.00	15- 10.00	7.645
120.00	15- 9.00	7.643
180.00	15- 8.00	7.640
240.00	15- 7.50	7.639
360.00	15- 7.00	7.638
540.00	15- 6.50	7.636
720.00	15- 6.00	7.635
1440.00	15- 5.50	7.634

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	15- 5.50	7.634
0.10	14- 187.00	7.587
0.25	14- 185.00	7.582
0.50	14- 183.00	7.577
0.75	14- 180.00	7.569
1.00	14- 179.00	7.567
1.50	14- 176.00	7.559
2.00	14- 168.00	7.539
3.00	14- 165.00	7.531
5.00	14- 162.00	7.523
7.00	14- 157.00	7.511
10.00	14- 152.00	7.498
15.00	14- 144.00	7.478
20.00	14- 137.00	7.460
30.00	14- 131.00	7.445
45.00	14- 120.00	7.417
60.00	14- 116.00	7.407
90.00	14- 109.00	7.389
120.00	14- 106.00	7.381
180.00	14- 100.00	7.366
240.00	14- 97.00	7.358
360.00	14- 94.00	7.351
540.00	14- 92.00	7.346
720.00	14- 90.00	7.341
1440.00	14- 87.00	7.332

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"A"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
2.00 m	Arcilla cafe oscura	F. MOGROVEJO L. A. CARDENAS G.

CARGA
DESCARGA 0.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

CARGA

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	14 - 87.00	7.332
0.10	14 - 48.00	7.234
0.25	14 - 44.00	7.224
0.50	14 - 38.00	7.208
0.75	14 - 33.00	7.196
1.00	14 - 29.00	7.186
1.50	14 - 23.00	7.170
2.00	14 - 16.50	7.154
3.00	14 - 8.00	7.132
5.00	13 - 194.00	7.097
7.00	13 - 184.00	7.071
10.00	13 - 171.50	7.040
15.00	13 - 157.00	7.003
20.00	13 - 144.50	6.971
30.00	13 - 126.00	6.924
45.00	13 - 101.00	6.860
60.00	13 - 83.50	6.816
90.00	13 - 64.50	6.768
120.00	13 - 57.00	6.749
180.00	13 - 42.00	6.710
240.00	13 - 37.00	6.698
360.00	13 - 29.50	6.679
540.00	13 - 23.00	6.662
720.00	13 - 18.00	6.650
1440.00	13 - 9.50	6.628

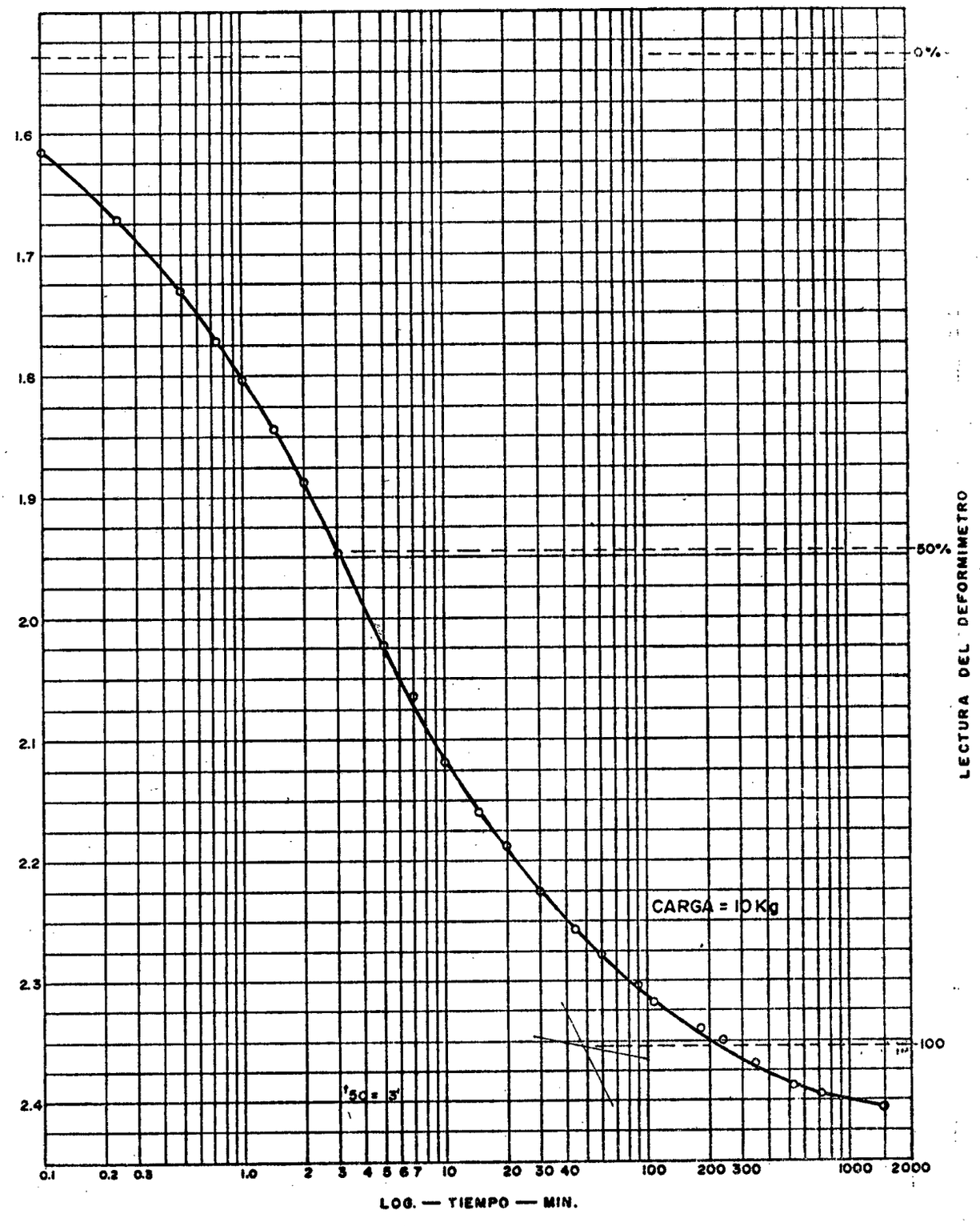
TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00		
0.10		
0.25		
0.50		
0.75		
1.00		
1.50		
2.00		
3.00		
5.00		
7.00		
10.00		
15.00		
20.00		
30.00		
45.00		
60.00		
90.00		
120.00		
180.00		
240.00		
360.00		
540.00		
720.00		
1440.00		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscura	REALIZADO POR F. M — A. C.

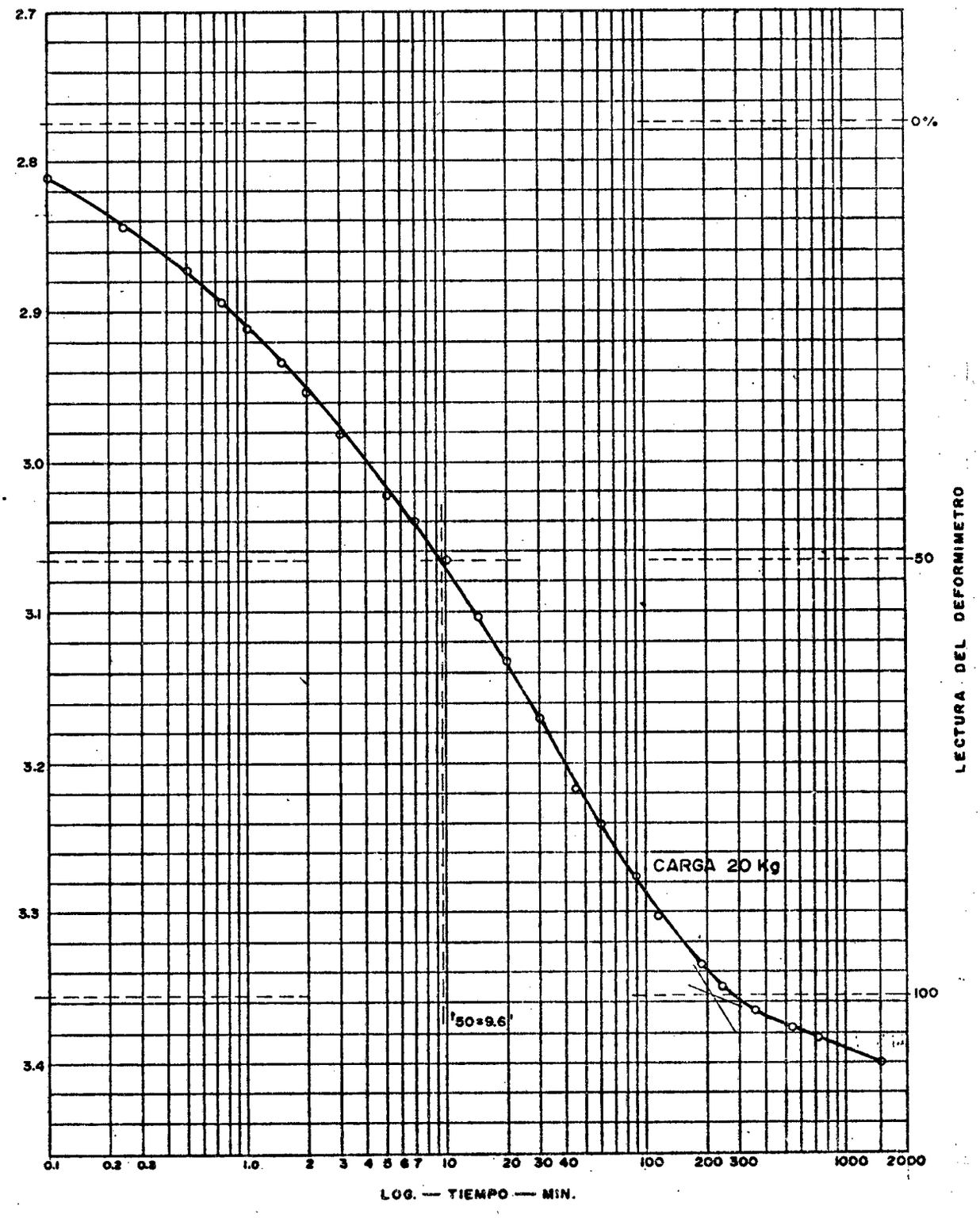


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla cafe oscura	REALIZADO POR FM – AC.

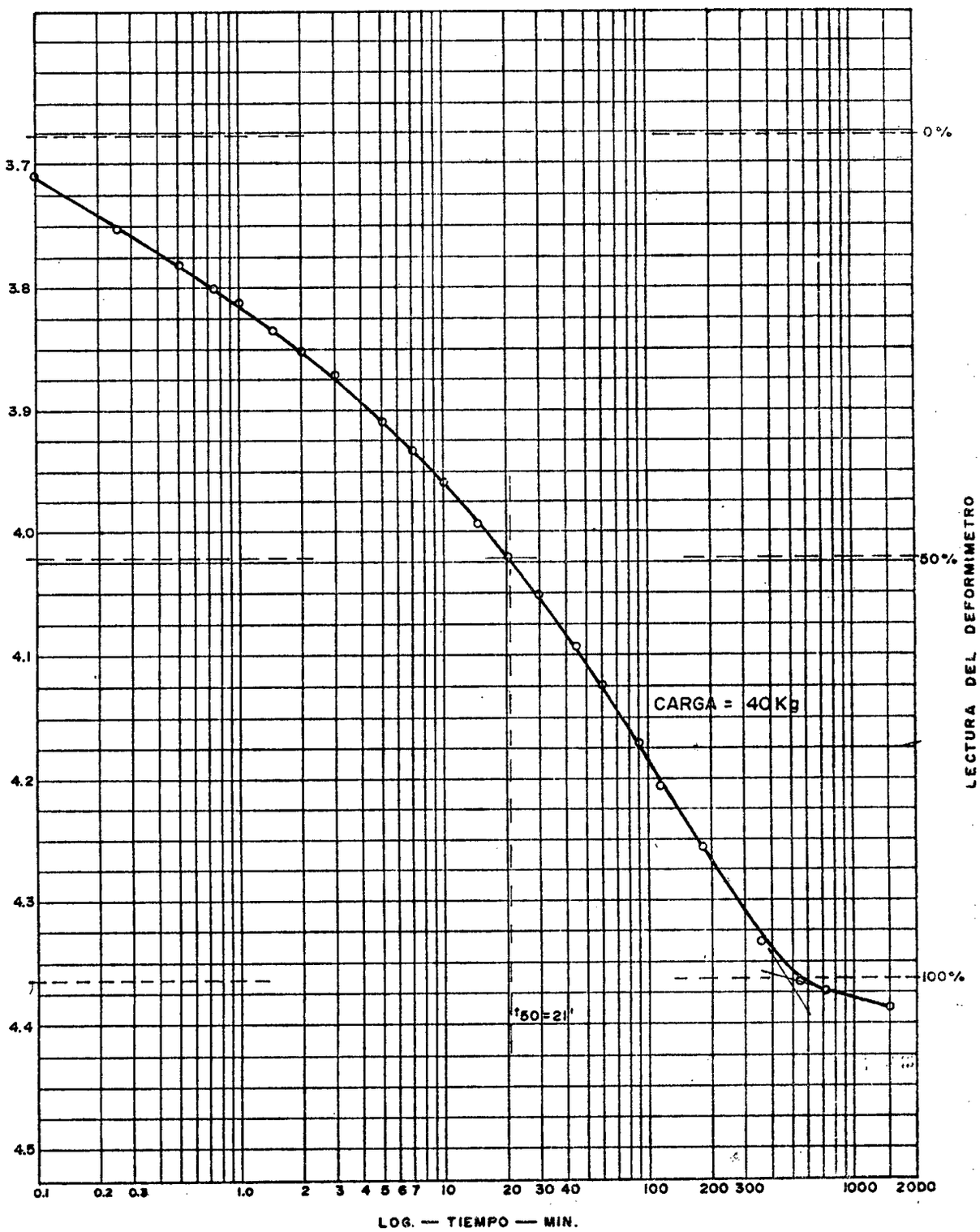


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscuro	REALIZADO POR FM – A.C.

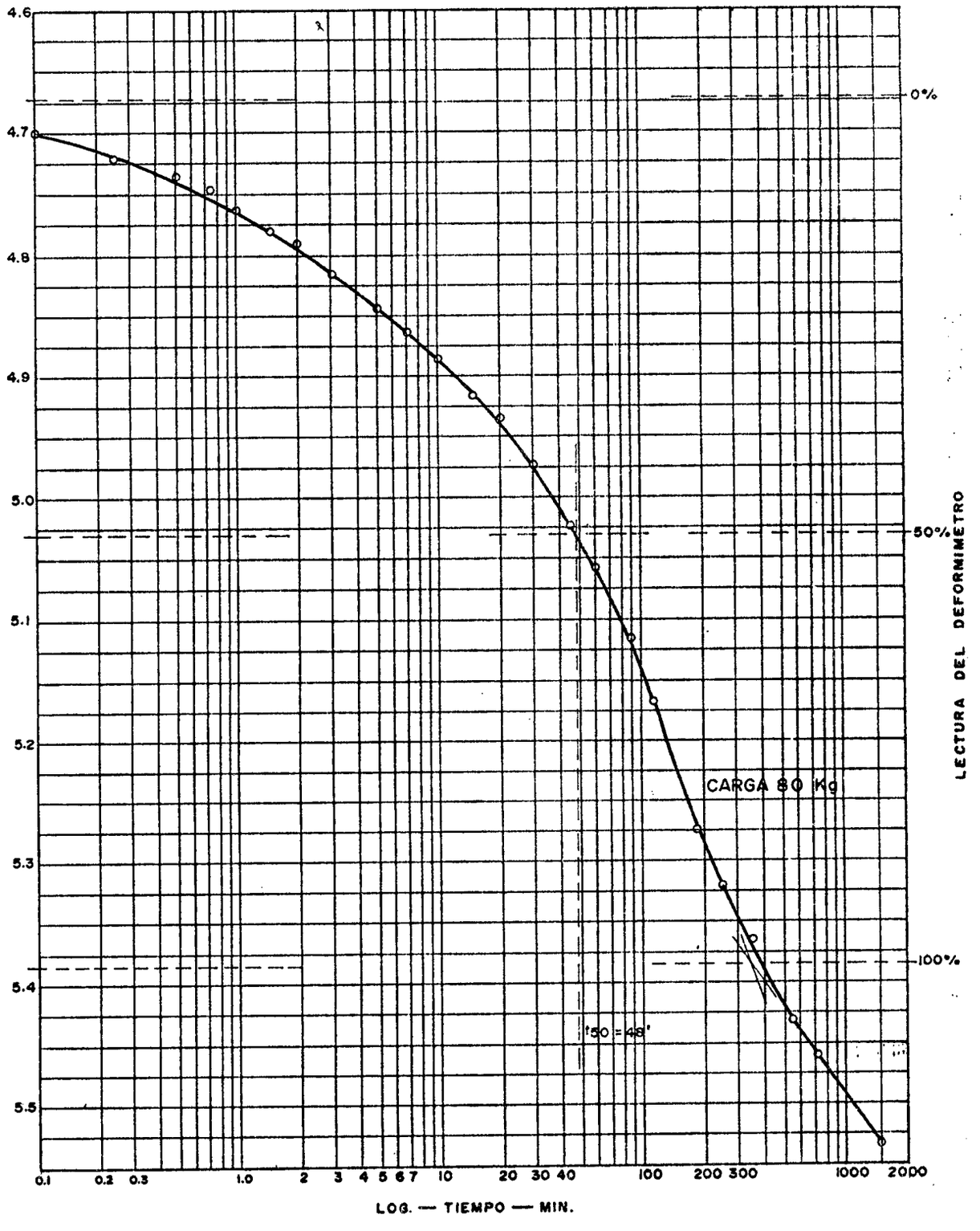


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscura	REALIZADO POR A.C — F.M.

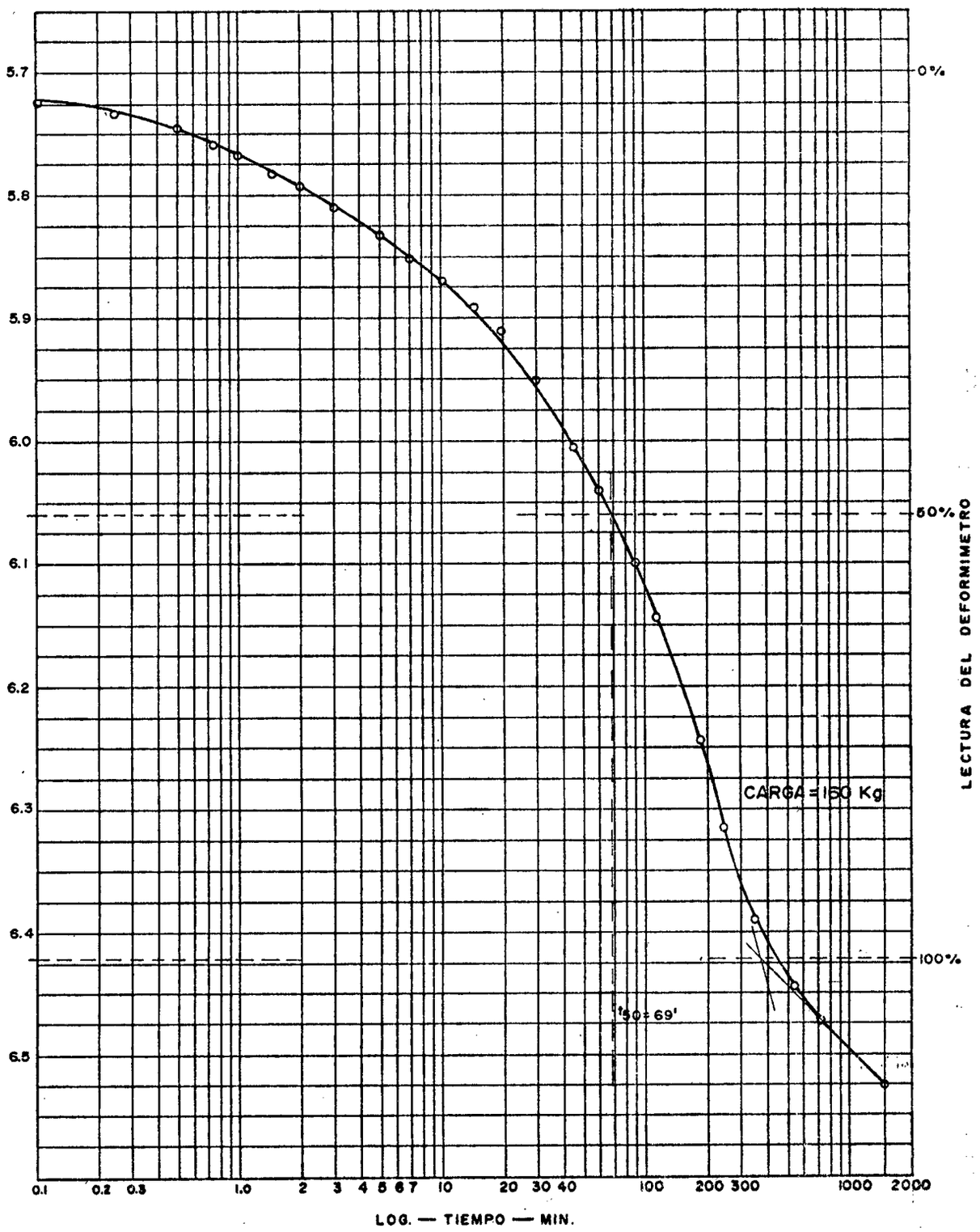


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla cafe oscura	REALIZADO POR F.M – A.C.

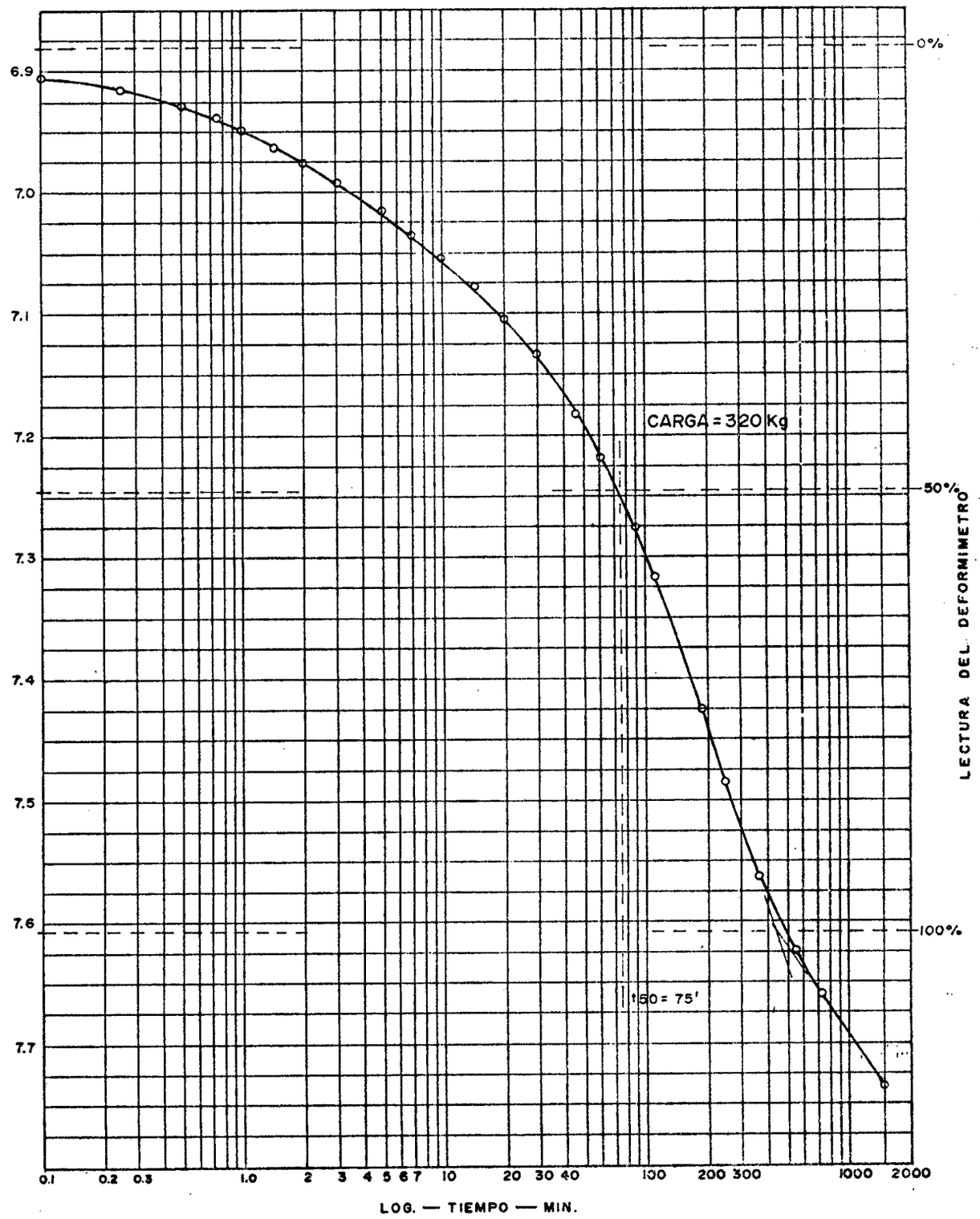


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscuro	REALIZADO POR FM - A.C.



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO " " B
PROFUNDIDAD 2.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcillo café' oscuro	REALIZADO POR A. Cárdenas – F. Moscoso

DATOS DE LA MUESTRA

Volumen inicial de la muestra: 79.16 cm^3 — Peso seco de sólidos suelo: 109.90 gr.

Gravedad especifica del suelo: 2.726 gr/cm^3 — Altura de sólidos, Hs : 1.273 cm

Altura inicial de vacios, Hv: 1.227 cm — Relacion de vacios inicial : 0.964

RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS

INCREMENTO DE CARGA	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AL FINAL DEL INCREMENTO C.0001"=c/dl	CAMBIO EN LA ALTURA DE LA MUESTRA ΔH (mm)	$e = \frac{\Delta H}{Hs}$	RELACION DE VACIOS INSTANTANEA e	ALTURA PROMEDIO PARA INCREMEN DE CARGA (Cm)	H (Cm)	TIEMPO PARA EL 50% DE CONSOLIDACION t_{50} (min.)	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION. Cv $\frac{Cm^2}{seg}$
0.00				0.964				
0.32	948.5	2.409	0.189	0.775	2.380	1.190	3.00	0.093
0.63	1.339.0	3.401	0.267	0.697	2.330	1.165	9.60	0.028
1.26	1.737.0	4.412	0.347	0.617	2.279	1.140	21.00	0.012
2.53	2.179.0	5.534	0.435	0.529	2.223	1.112	48.00	0.005
5.05	2.569.0	6.525	0.513	0.451	2.174	1.087	69.00	0.003
10.10	3.045.0	7.734	0.608	0.356	2.113	1.057	75.00	0.003
2.53	3.005,5	7.634	0.600	0.364	2.118	1.059	7.00	0.032
0.63	2.887.0	7.332	0.576	0.388	2.133	1.067	14.00	0.016
0.00	2.609,5	6.628	0.521	0.443	2.169	1.085	17.00	0.014

Altura promedio para incremento = Altura inicial – 1/2 ΔH

H = Longitud del camino máximo de drenaje = 1/2 Altura promedio

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

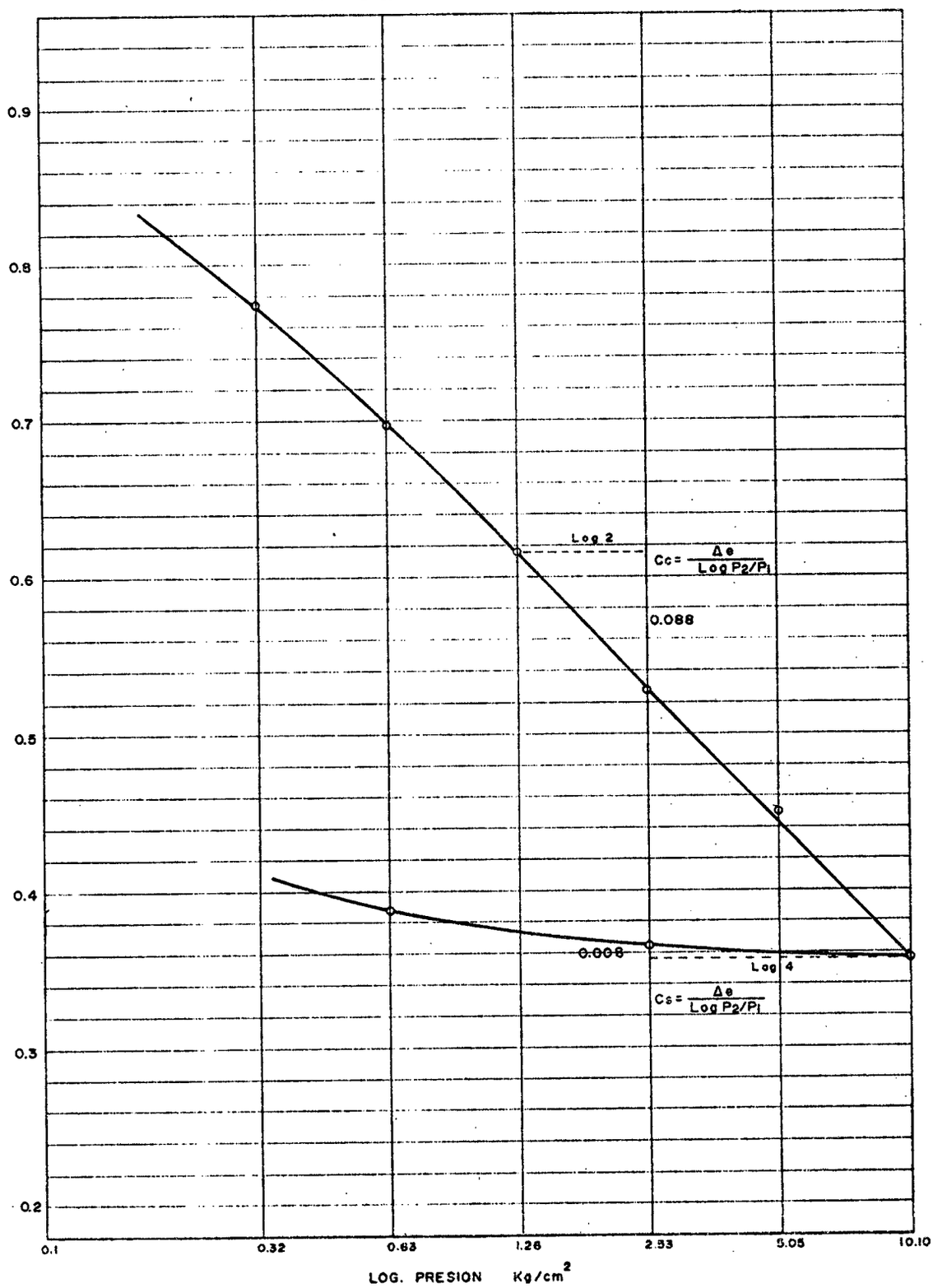
ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscuro	REALIZADO POR F.M.-A.C.

Cc = 0.292

Cs = 0.013

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

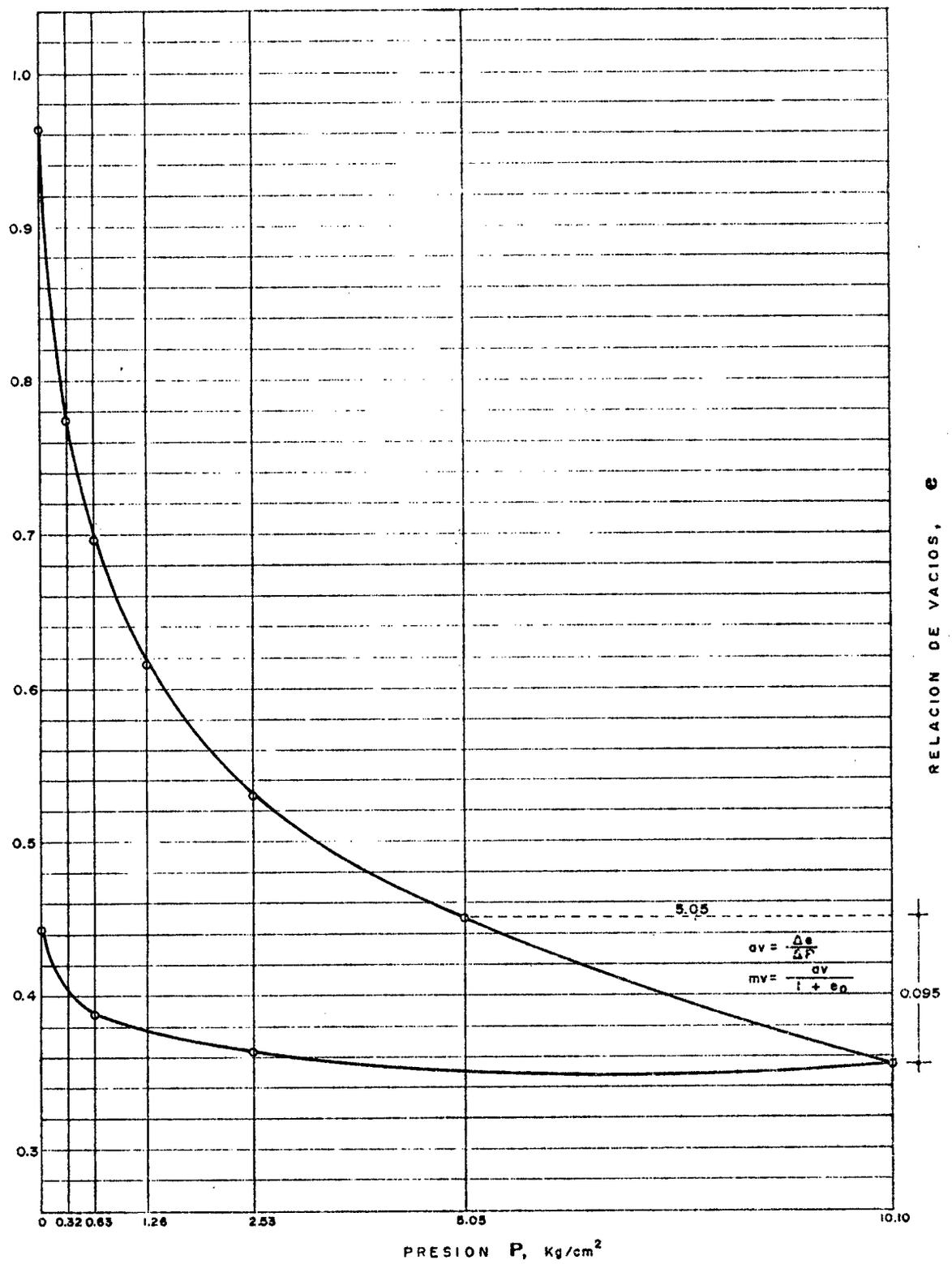
ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 2.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla cafe oscura	REALIZADO POR F.M - A.C.

a_v = 0.019 Kg/cm^2

m_v = 0.010 Kg/cm^2

CURVA e — P



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café - oscura	REALIZADO POR F. M — A. C.

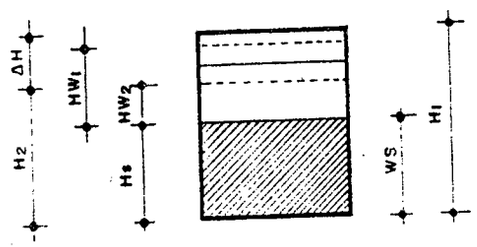
CONTENIDOS DE HUMEDAD Y CALCULOS

DETERMINACION DE W	PRINCIPIO PRUEBA	FINAL PRUEBA
Tara + peso suelo húmedo	656.50	653.00
Tara + peso suelo seco	609.80	609.80
Peso del agua	46.70	43.20
Peso tara	501.50	501.50
Peso suelo seco: Ws	108.30	108.30
Contenido de humedad: W%	43.12	39.89
%W promedio	W_1 = 43.12	W_2 = 39.89

PESO MUESTRA HUMEDA (Wh) = 155.00 PESO MUESTRA SECA (Ws) = 108.30

ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H_1 = 2.50 cm

Peso especifico relativo Gs = 2.733 gr/cm³



Altura de sólidos $Hs = \frac{Ws}{A.Gs}$ = 1.251 cm

ΔH = 4.699 mm

Area A = 31.669 cm²

Altura final de la muestra $H_2 = H_1 - \Delta H$ = 2.030 cm

Altura inicial del agua $HW_1 = W_1.Hs.Gs$ = 1.474

Altura final del agua $HW_2 = W_2.Hs.Gs$ = 1.364

Relación de vacios inicial $e_1 = \frac{H_1 - Hs}{Hs}$ = 0.998

Relación de vacios final $e_2 = \frac{H_2 - Hs}{Hs}$ = 0.623

Grado de saturación inicial $Gs_1 = \frac{HW_1}{H_1 - Hs}$ = 118.01 %

Grado de saturación final $Gs_2 = \frac{HW_2}{H_2 - Hs}$ = 175.09 %

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"A"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla Café - oscura	F. Mogrovejo L. A. Cárdenas G.

CARGA 10.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 9-VII-85

CARGA 20.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 10-VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	0 - 000.00	0.000
0.10	2 - 141.00	1.374
0.25	2 - 147.00	1.390
0.50	2 - 154.00	1.406
0.75	2 - 157.00	1.416
1.00	2 - 160.00	1.420
1.50	2 - 163.00	1.430
2.00	2 - 166.00	1.438
3.00	2 - 171.00	1.448
5.00	2 - 176.00	1.463
7.00	2 - 179.00	1.471
10.00	2 - 182.50	1.480
15.00	2 - 186.00	1.488
20.00	2 - 188.50	1.495
30.00	2 - 191.50	1.502
45.00	2 - 194.00	1.509
60.00	2 - 196.00	1.514
90.00	2 - 199.00	1.521
120.00	3 - 0.50	1.525
180.00	3 - 2.50	1.530
240.00	3 - 5.00	1.537
360.00	3 - 7.00	1.542
540.00	3 - 9.50	1.548
720.00	3 - 11.00	1.552
1440.00	3 - 15.00	1.562

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	3 - 15.00	1.562
0.10	3 - 76.00	1.716
0.25	3 - 81.00	1.730
0.50	3 - 87.50	1.746
0.75	3 - 91.50	1.756
1.00	3 - 93.00	1.760
1.50	3 - 97.50	1.772
2.00	3 - 100.00	1.778
3.00	3 - 104.00	1.788
5.00	3 - 108.00	1.798
7.00	3 - 111.50	1.807
10.00	3 - 116.50	1.820
15.00	3 - 121.00	1.831
20.00	3 - 124.00	1.839
30.00	3 - 129.50	1.853
45.00	3 - 134.00	1.864
60.00	3 - 137.50	1.873
90.00	3 - 142.00	1.885
120.00	3 - 146.00	1.895
180.00	3 - 152.00	1.910
240.00	3 - 155.00	1.918
360.00	3 - 159.00	1.928
540.00	3 - 161.00	1.933
720.00	3 - 162.00	1.935
1440.00	3 - 164.00	1.941

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"A"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00	Arcilla Café oscura	F. M — A. C.

CARGA 40.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 11-VII-85

CARGA 80.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 12-VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	3- 164.00	1.941
0.10	4- 76.00	2.225
0.25	4- 85.00	2.248
0.50	4- 94.50	2.272
0.75	4- 100.00	2.286
1.00	4- 103.50	2.295
1.50	4- 109.00	2.309
2.00	4- 113.00	2.319
3.00	4- 118.20	2.332
5.00	4- 126.00	2.352
7.00	4- 131.50	2.366
10.00	4- 137.00	2.380
15.00	4- 144.00	2.398
20.00	4- 150.00	2.413
30.00	4- 157.50	2.432
45.00	4- 168.00	2.459
60.00	4- 174.00	2.474
90.00	4- 182.00	2.494
120.00	4- 195.00	2.528
180.00	5- 8.00	2.560
240.00	5- 13.50	2.574
360.00	5- 21.00	2.593
540.00	5- 27.50	2.610
720.00	5- 32.00	2.621
1440.00	5- 42.00	2.647

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	5- 42.00	2.647
0.10	5- 185.00	3.010
0.25	5- 198.00	3.043
0.50	6- 8.00	3.068
0.75	6- 13.00	3.081
1.00	6- 17.00	3.091
1.50	6- 23.50	3.108
2.00	6- 28.50	3.120
3.00	6- 35.50	3.138
5.00	6- 44.00	3.160
7.00	6- 50.50	3.176
10.00	6- 57.50	3.194
15.00	6- 66.50	3.217
20.00	6- 73.00	3.233
30.00	6- 83.50	3.260
45.00	6- 97.50	3.296
60.00	6- 105.50	3.316
90.00	6- 123.00	3.360
120.00	6- 133.00	3.386
180.00	6- 148.00	3.424
240.00	6- 153.50	3.438
360.00	6- 159.00	3.452
540.00	6- 167.00	3.472
720.00	6- 172.00	3.485
1440.00	6- 183.00	3.513

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"A"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla Café oscura	F. Mogrovejo – A. Cárdenas

CARGA 160.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 13 – VII – 85

CARGA 320.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 14 – VII – 85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	6 – 183.00	3.513
0.10	7 – 168.00	3.983
0.25	7 – 175.00	4.000
0.50	7 – 184.00	4.023
0.75	7 – 190.00	4.039
1.00	7 – 195.00	4.051
1.50	8 – 1.00	4.067
2.00	8 – 4.00	4.074
3.00	8 – 11.00	4.092
5.00	8 – 20.50	4.116
7.00	8 – 27.00	4.133
10.00	8 – 35.00	4.153
15.00	8 – 44.00	4.176
20.00	8 – 52.00	4.196
30.00	8 – 65.50	4.231
45.00	8 – 79.50	4.266
60.00	8 – 88.00	4.288
90.00	8 – 99.50	4.317
120.00	8 – 115.40	4.357
180.00	8 – 135.00	4.407
240.00	8 – 142.00	4.425
360.00	8 – 150.00	4.445
540.00	8 – 159.00	4.468
720.00	8 – 163.00	4.478
1440.00	8 – 173.00	4.503

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	8 – 173.00	4.503
0.10	10 – 44.00	5.192
0.25	10 – 52.00	5.212
0.50	10 – 61.00	5.235
0.75	10 – 66.00	5.248
1.00	10 – 71.00	5.260
1.50	10 – 76.00	5.273
2.00	10 – 79.00	5.281
3.00	10 – 85.00	5.296
5.00	10 – 94.00	5.319
7.00	10 – 101.00	5.337
10.00	10 – 107.50	5.353
15.00	10 – 116.00	5.375
20.00	10 – 123.00	5.392
30.00	10 – 135.00	5.423
45.00	10 – 148.00	5.456
60.00	10 – 155.00	5.474
90.00	10 – 164.00	5.497
120.00	10 – 177.00	5.530
180.00	10 – 193.00	5.570
240.00	10 – 199.00	5.585
360.00	11 – 7.00	5.605
540.00	11 – 14.00	5.624
720.00	11 – 19.00	5.636
1440.00	11 – 28.00	5.659

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	A	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla Café Oscura	F. Mogrovejo L. A. Cárdenas G.

CARGA
DESCARGA 80.00 Kg

FECHA DE APLICACION

CARGA
DESCARGA 20.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AJUSTADO (mm)
0.00	11 - 28.00	5.659
0.10	11 - 11.00	5.616
0.25	11 - 8.00	5.608
0.50	11 - 4.50	5.599
0.75	11 - 2.50	5.594
1.00	11 - 0.00	5.588
1.50	10 - 197.00	5.580
2.00	10 - 194.50	5.574
3.00	10 - 190.50	5.564
5.00	10 - 185.00	5.550
7.00	10 - 181.00	5.540
10.00	10 - 176.00	5.527
15.00	10 - 171.00	5.514
20.00	10 - 167.00	5.504
30.00	10 - 161.50	5.490
45.00	10 - 155.00	5.474
60.00	10 - 151.00	5.464
90.00	10 - 146.50	5.452
120.00	10 - 144.00	5.446
180.00	10 - 140.00	5.436
240.00	10 - 138.50	5.432
360.00	10 - 136.50	5.427
540.00	10 - 135.00	5.423
720.00	10 - 133.50	5.419
1440.00	10 - 131.00	5.413

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AJUSTADO (mm)
0.00	10 - 131.00	5.413
0.10	10 - 118.00	5.380
0.25	10 - 115.50	5.373
0.50	10 - 110.50	5.361
0.75	10 - 107.00	5.352
1.00	10 - 104.00	5.344
1.50	10 - 100.00	5.334
2.00	10 - 96.00	5.324
3.00	10 - 91.00	5.311
5.00	10 - 83.50	5.292
7.00	10 - 78.00	5.278
10.00	10 - 72.00	5.263
15.00	10 - 65.00	5.245
20.00	10 - 58.00	5.227
30.00	10 - 50.50	5.208
45.00	10 - 42.00	5.187
60.00	10 - 36.50	5.173
90.00	10 - 29.50	5.155
120.00	10 - 26.50	5.147
180.00	10 - 20.50	5.132
240.00	10 - 17.00	5.123
360.00	10 - 14.00	5.116
540.00	10 - 12.00	5.110
720.00	10 - 10.00	5.105
1440.00	10 - 6.00	5.095

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"A"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla Cafe Oscura	Angel Cárdenas G. Fausto Mogrovejo L.

CARGA
DESCARGA 0.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

CARGA

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AJUSTADO (mm)
0.00	10- 6.00	5.095
0.10	9- 192.00	5.059
0.25	9- 189.00	5.052
0.50	9- 184.00	5.039
0.75	9- 181.00	5.032
1.00	9- 178.00	5.024
1.50	9- 173.00	5.011
2.00	9- 168.50	5.000
3.00	9- 162.00	4.983
5.00	9- 151.00	4.956
7.00	9- 143.00	4.935
10.00	9- 134.00	4.912
15.00	9- 124.00	4.887
20.00	9- 113.00	4.859
30.00	9- 103.00	4.834
45.00	9- 92.00	4.806
60.00	9- 86.00	4.790
90.00	9- 78.00	4.770
120.00	9- 74.00	4.760
180.00	9- 67.00	4.742
240.00	9- 64.00	4.734
360.00	9- 60.00	4.724
540.00	9- 57.00	4.717
720.00	9- 54.00	4.709
1440.00	9- 50.00	4.699

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AJUSTADO (mm)
0.00		
0.10		
0.25		
0.50		
0.75		
1.00		
1.50		
2.00		
3.00		
5.00		
7.00		
10.00		
15.00		
20.00		
30.00		
45.00		
60.00		
90.00		
120.00		
180.00		
240.00		
360.00		
540.00		
720.00		
1440.00		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla Café Oscura	REALIZADO POR F. Mogrovejo – A. Cárdenas

DATOS DE LA MUESTRA

Volumen inicial de la muestra: 79.17 cm^3 — Peso seco de sólidos suelo: 108.30 gr.

Gravedad específica del suelo: 2.733 gr/cm^3 — Altura de sólidos, Hs : 1.251 cm

Altura inicial de vacios, Hv: 1.249 cm — Relación de vacios inicial : 0.998

RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS

INCREMENTO DE CARGA	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AL FINAL DEL INCREMENTO 0.0001" = c/dl	CAMBIO EN LA ALTURA DE LA MUESTRA ΔH (mm)	$e = \frac{\Delta H}{Hs}$	RELACION DE VACIOS INSTANTANEA e	ALTURA PROMEDIO PARA INCREMEN DE CARGA (Cm)	H (Cm)	TIEMPO PARA EL 50% DE CONSOLIDACION t_{50} (min.)	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION. Cv $\frac{Cm^2}{seg.}$
0.00				0.998				
0.32	615.0	1.562	0.125	0.873	2.422	1.211	1.50	0.193
0.63	764.0	1.941	0.155	0.843	2.403	1.202	8.20	0.035
1.26	1.042.0	2.647	0.212	0.786	2.368	1.184	11.50	0.024
2.53	1.383.0	3.513	0.281	0.717	2.324	1.162	12.00	0.022
5.05	1.773.0	4.503	0.360	0.638	2.275	1.138	20.00	0.013
10.10	2.228.0	5.659	0.452	0.546	2.217	1.109	16.00	0.015
2.53	2.131.0	5.413	0.433	0.565	2.229	1.115	8.50	0.029
0.63	2.006.0	5.095	0.407	0.591	2.245	1.123	10.00	0.025
0.00	1.850.0	4.699	0.376	0.623	2.265	1.133	10.00	0.025

Altura promedio para incremento = Altura inicial – 1/2 ΔH

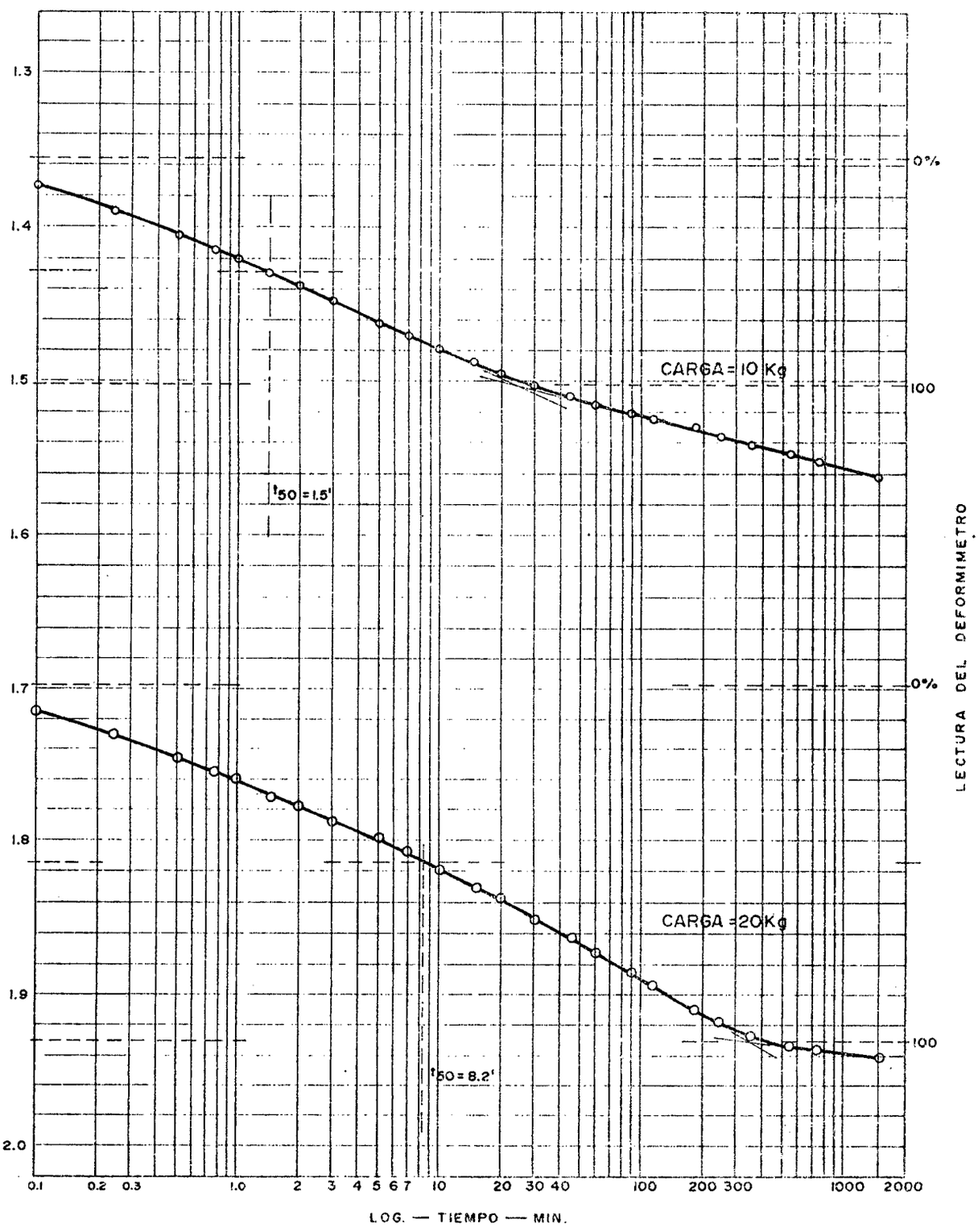
H = Longitud del camino máximo de drenaje = 1/2 Altura promedio

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla cafe oscura	REALIZADO POR A.C - F.M.

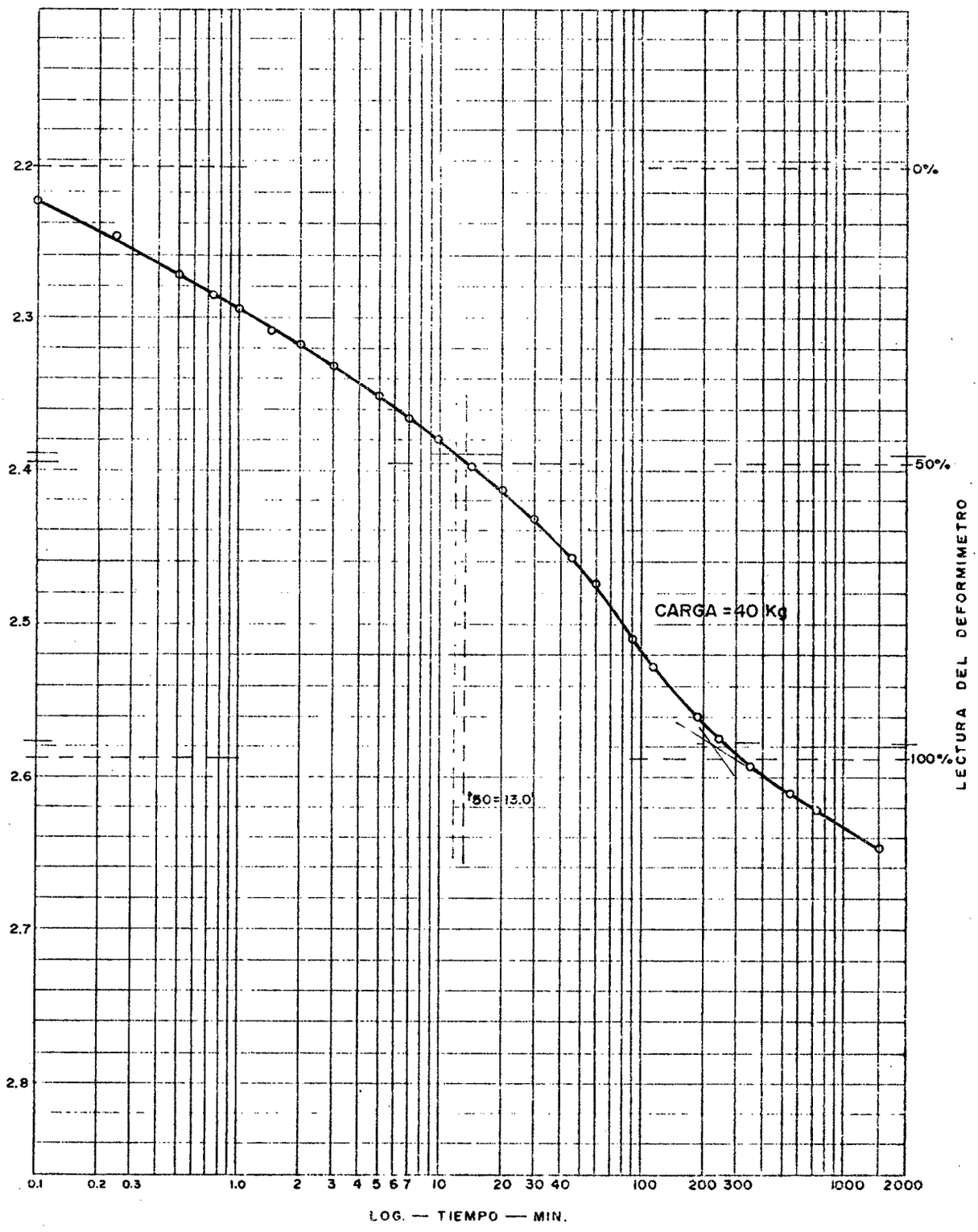


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscura	REALIZADO POR FM - A.C.

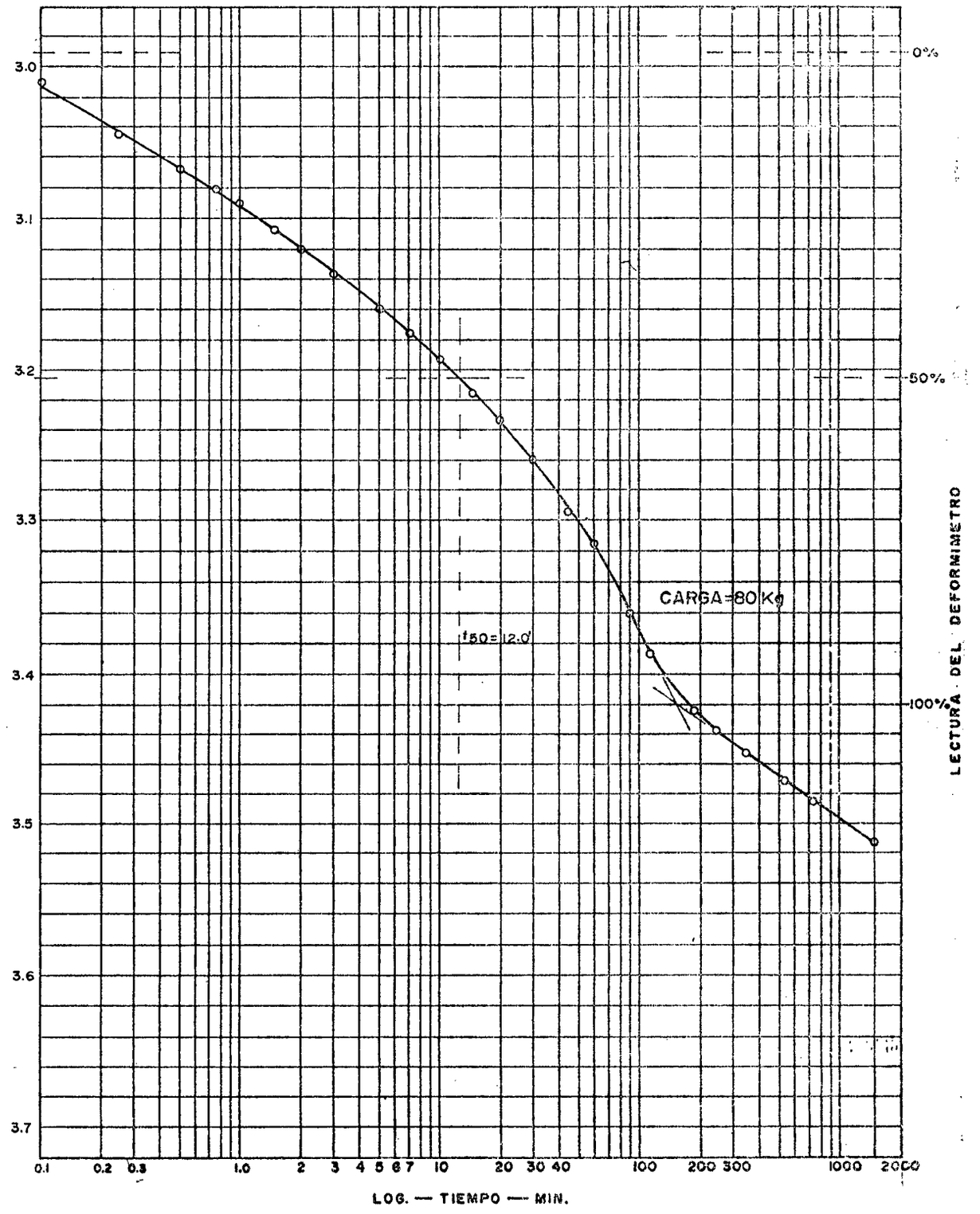


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla Cafe oscura	REALIZADO POR A.C — F.M.

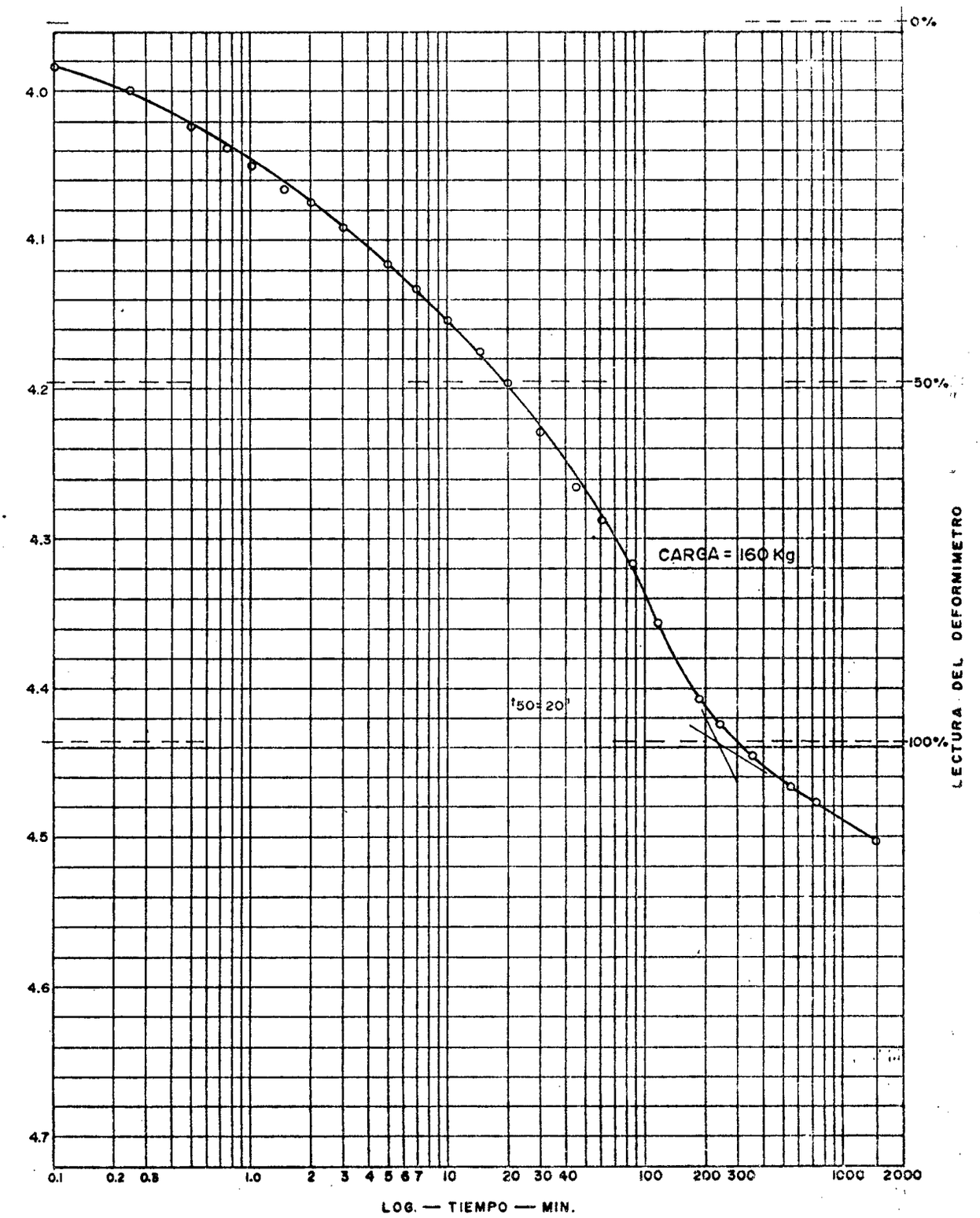


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla Cafe oscura	REALIZADO POR F. M. — A. C.

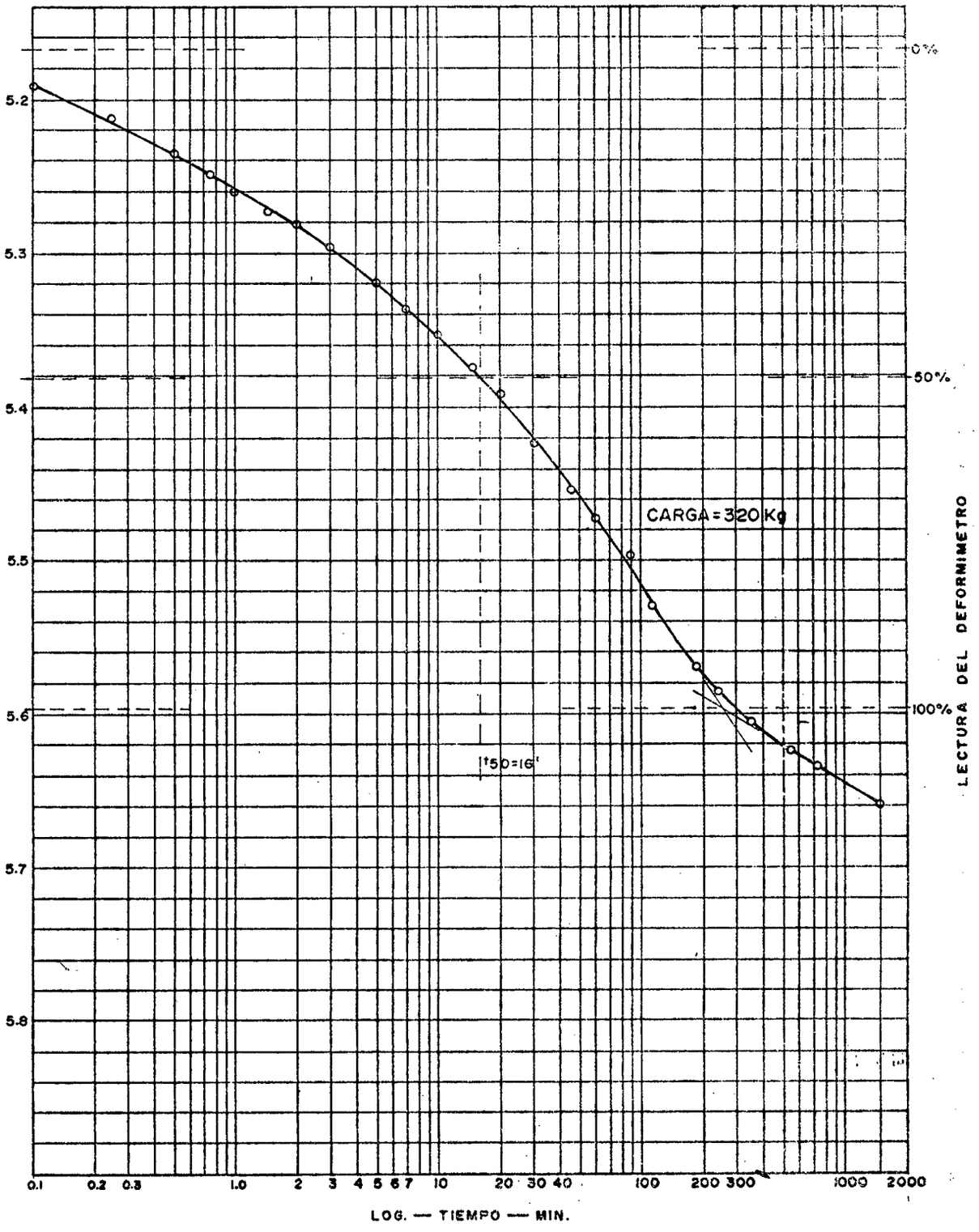


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla Cafe oscuro	REALIZADO POR F.M — A.C.

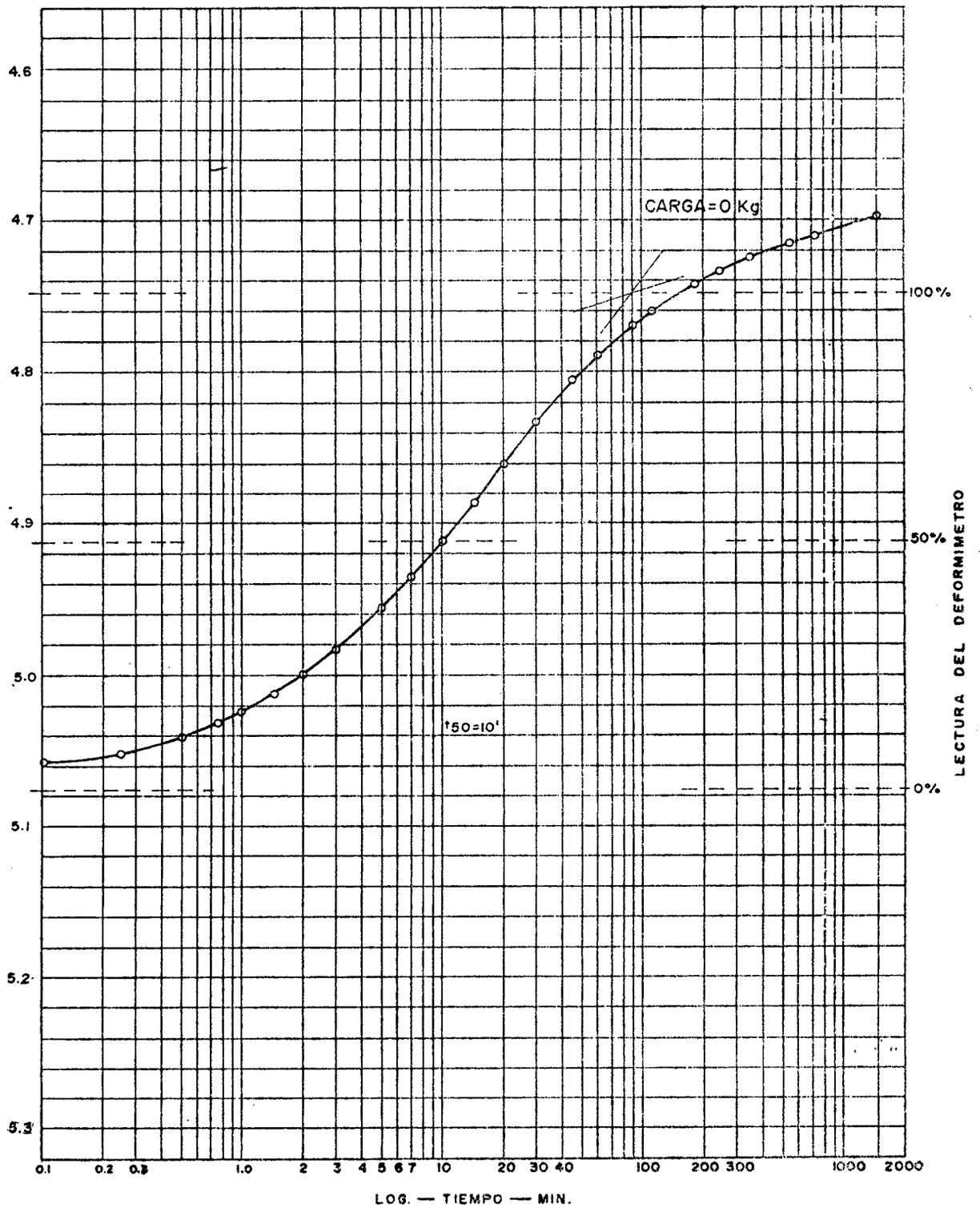


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcillo café oscura	REALIZADO POR A.C – F.M.

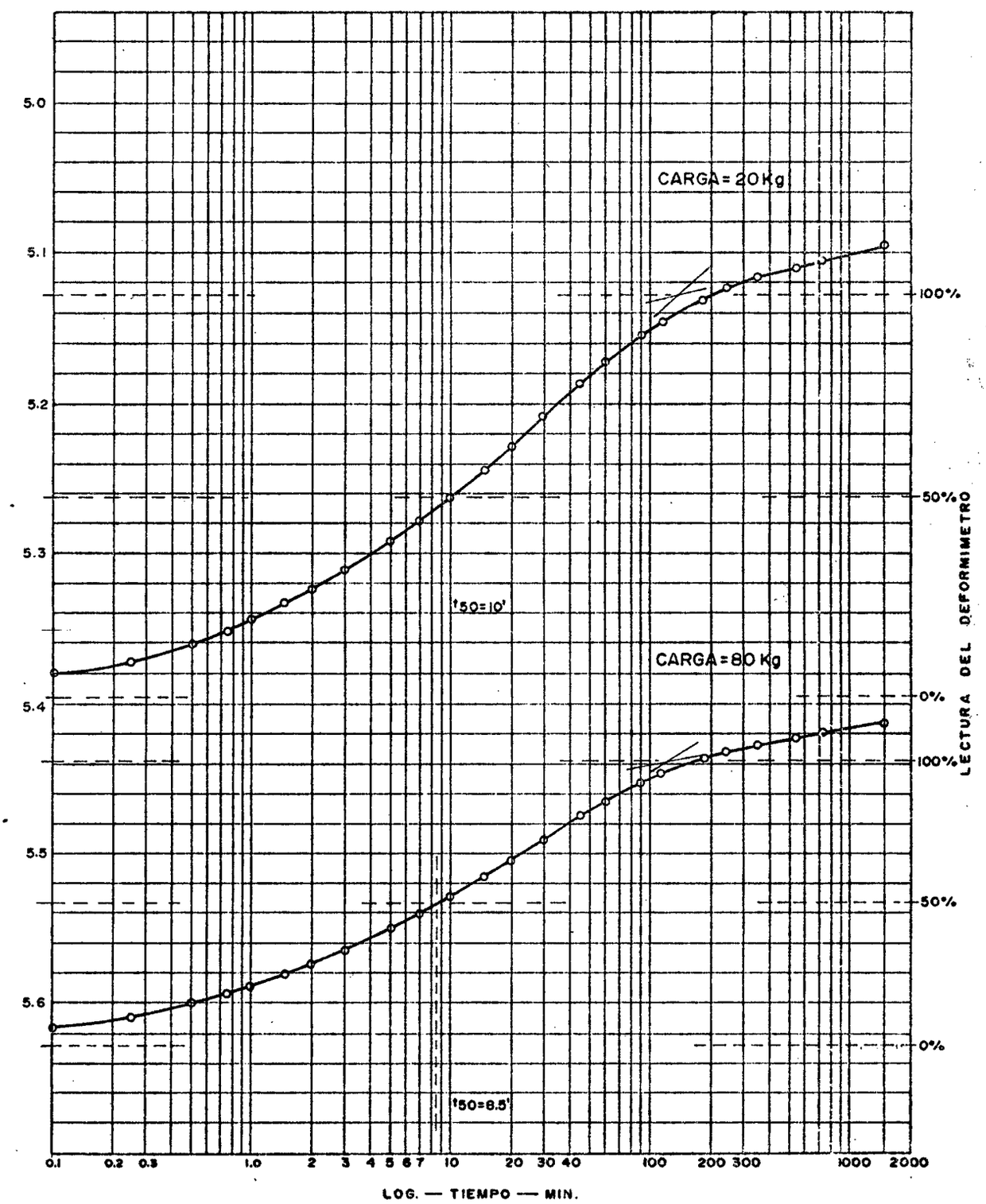


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla Café oscuro	REALIZADO POR F.M — A.C.



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

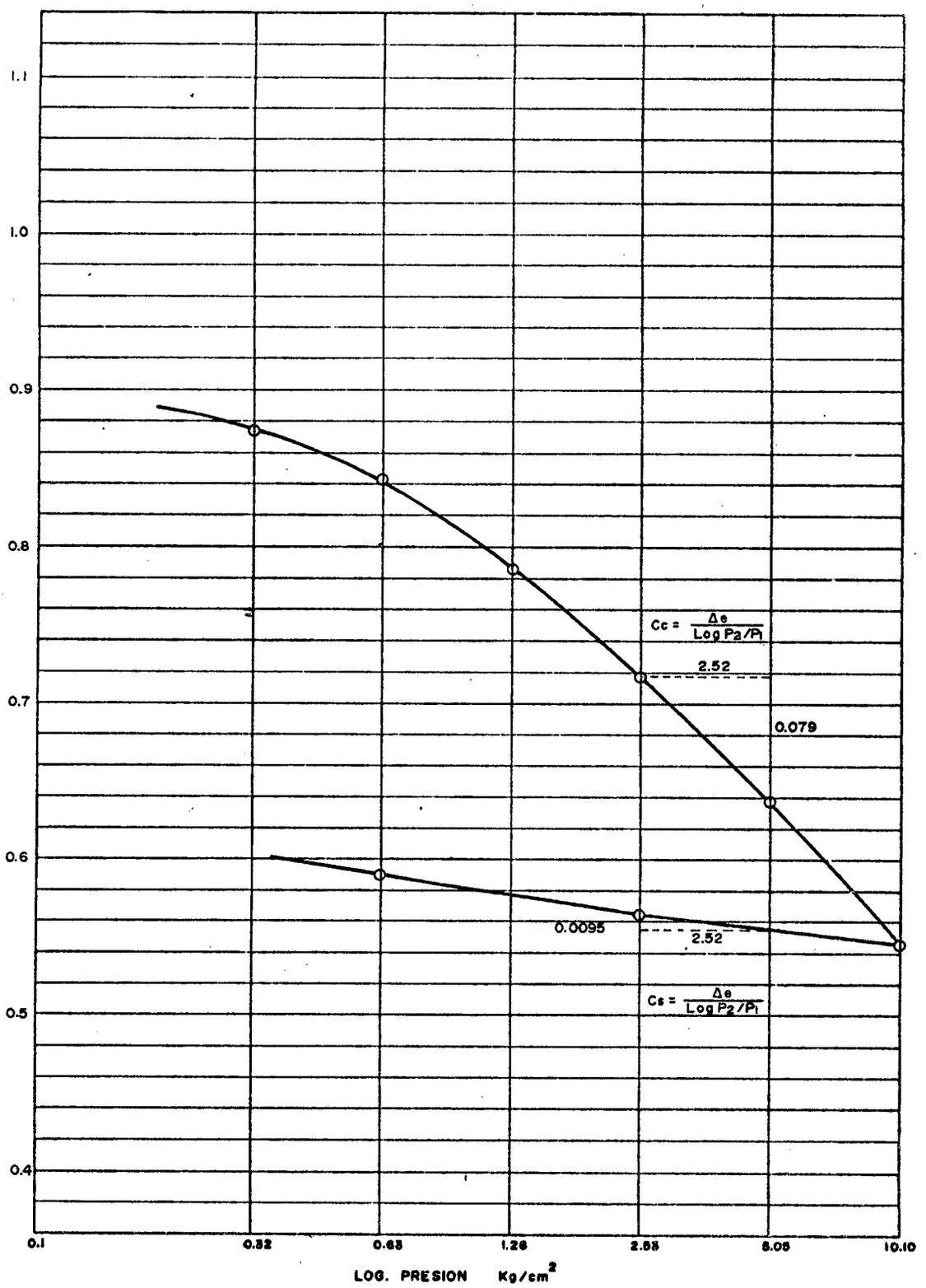
ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla Café Oscura	REALIZADO POR F. M — A. C.

$\overline{Cc}$ = 0.262

Cs = 0.031

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

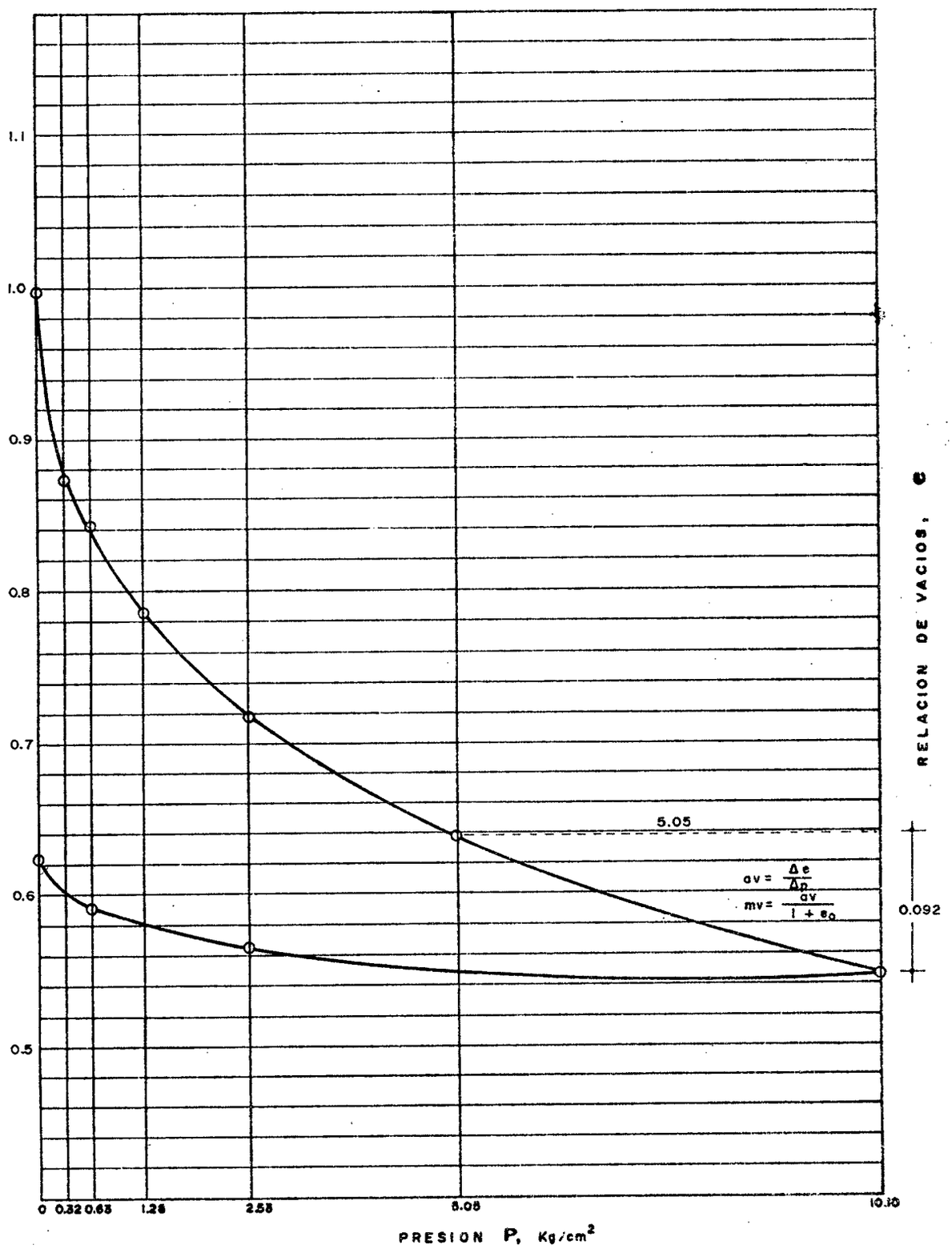
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº .	SECTOR "A"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla Café oscura	REALIZADO POR A.C. — F.M.

a_v = 0.018 Kg/cm$^{2-1}$
m_v = 0.009 Kg/cm$^{2-1}$

CURVA e — P



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO *Arcilla blanco verdosa*	REALIZADO POR *F.M - A.C.*

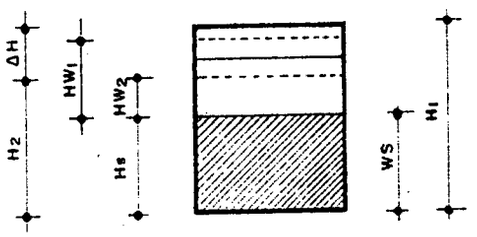
CONTENIDOS DE HUMEDAD Y CALCULOS

DETERMINACION DE W	PRINCIPIO PRUEBA	FINAL PRUEBA
Tara + peso suelo húmedo	694.40	687.80
Tara + peso suelo seco	638.10	638.10
Peso del agua	56.30	49.70
Peso tara	501.50	501.50
Peso suelo seco: Ws	136.60	136.60
Contenido de humedad: W%	41.22	36.38
%W promedio	W_1 = 41.22	W_2 = 36.38

PESO MUESTRA HUMEDA (Wh) = 192.90 PESO MUESTRA SECA (Ws) = 136.60

ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H_1 = 2.50 cm

Peso específico relativo Gs = 2.739 gr/cm³



Altura de sólidos $H_s = \frac{W_s}{A.G_S}$ = 1.575 cm

ΔH = 0.185 cm

Area A =

Altura final de la muestra $H_2 = H_1 - \Delta H$ = 2.315 cm

Altura inicial del agua $HW_1 = W_1.H_s.G_s$ = 1.778

Altura final del agua $HW_2 = W_2.H_s.G_s$ = 1.569

Relación de vacios inicial $e_1 = \frac{H_1 - H_s}{H_s}$ = 0.587

Relación de vacios final $e_2 = \frac{H_2 - H_s}{H_s}$ = 0.470

Grado de saturación inicial $G_{s1} = \frac{HW_1}{H_1 - H_s}$ = 192.22%

Grado de saturación final $G_{s2} = \frac{HW_2}{H_2 - H_s}$ = 212.03%

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla blanca verdosa	F. MOGROVEJO L. A. CARDENAS G.

CARGA 10.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 17- VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	0 - 000.00	0.000
0.10	0 - 125.00	0.318
0.25	0 - 138.00	0.351
0.50	0 - 148.00	0.376
0.75	0 - 153.00	0.387
1.00	0 - 159.00	0.404
1.50	0 - 163.00	0.414
2.00	0 - 166.00	0.422
3.00	0 - 169.00	0.429
5.00	0 - 172.50	0.438
7.00	0 - 174.00	0.442
10.00	0 - 175.50	0.446
15.00	0 - 178.00	0.452
20.00	0 - 179.00	0.455
30.00	0 - 181.00	0.460
45.00	0 - 183.00	0.465
60.00	0 - 184.00	0.468
90.00	0 - 186.00	0.472
120.00	0 - 187.50	0.476
180.00	0 - 188.00	0.478
240.00	0 - 189.00	0.480
360.00	0 - 191.00	0.485
540.00	0 - 193.00	0.490
720.00	0 - 194.00	0.493
1440.00	0 - 196.50	0.499

CARGA 20.00 Kg

FECHA DE APLICACION 18- VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	0 - 196.50	0.499
0.10	1 - 35.00	0.597
0.25	1 - 42.00	0.615
0.50	1 - 47.50	0.629
0.75	1 - 52.00	0.640
1.00	1 - 55.00	0.648
1.50	1 - 59.00	0.658
2.00	1 - 62.00	0.665
3.00	1 - 64.50	0.672
5.00	1 - 67.80	0.680
7.00	1 - 70.00	0.686
10.00	1 - 72.00	0.691
15.00	1 - 74.00	0.696
20.00	1 - 76.50	0.702
30.00	1 - 78.00	0.706
45.00	1 - 80.00	0.711
60.00	1 - 81.50	0.715
90.00	1 - 84.00	0.721
120.00	1 - 87.00	0.729
180.00	1 - 88.50	0.733
240.00	1 - 90.00	0.737
360.00	1 - 91.00	0.739
540.00	1 - 94.00	0.747
720.00	1 - 95.00	0.749
1440.00	1 - 99.00	0.759

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla blanca verdosa	F.M.L — A.C.G.

CARGA 40.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	1- 99.00	0.759
0.10	1- 157.50	0.908
0.25	1- 166.50	0.931
0.50	1- 174.00	0.950
0.75	1- 178.50	0.961
1.00	1- 183.00	0.973
1.50	1- 188.50	0.987
2.00	2- 192.50	0.997
3.00	2- 198.00	1.011
5.00	2- 4.00	1.026
7.00	2- 7.00	1.034
10.00	2- 10.50	1.043
15.00	2- 14.00	1.052
20.00	2- 16.00	1.057
30.00	2- 19.00	1.064
45.00	2- 22.50	1.073
60.00	2- 24.00	1.077
90.00	2- 26.50	1.083
120.00	2- 29.00	1.090
180.00	2- 31.00	1.095
240.00	2- 32.00	1.097
360.00	2- 35.50	1.106
540.00	2- 37.50	1.111
720.00	2- 38.50	1.114
1440.00	2- 42.50	1.124

CARGA 80.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	2- 42.50	1.124
0.10	2- 117.00	1.313
0.25	2- 126.00	1.336
0.50	2- 135.00	1.359
0.75	2- 141.50	1.375
1.00	2- 145.00	1.384
1.50	2- 152.00	1.402
2.00	2- 157.00	1.415
3.00	2- 164.50	1.434
5.00	2- 172.00	1.453
7.00	2- 177.00	1.466
10.00	2- 182.00	1.478
15.00	2- 187.00	1.491
20.00	2- 190.00	1.499
30.00	2- 194.50	1.510
45.00	2- 198.00	1.519
60.00	3- 1.00	1.527
90.00	3- 4.50	1.535
120.00	3- 6.00	1.539
180.00	3- 9.50	1.548
240.00	3- 11.00	1.552
360.00	3- 14.50	1.561
540.00	3- 15.50	1.563
720.00	3- 17.50	1.568
1440.00	3- 22.00	1.580

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla blanca verdosa	F. M. L — A. C. G.

CARGA 160.00 Kg

FECHA DE APLICACION

CARGA 320.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	3- 22.00	1.580
0.10	3- 100.00	1.778
0.25	3- 115.00	1.816
0.50	3- 123.00	1.836
0.75	3- 130.50	1.854
1.00	3- 135.00	1.867
1.50	3- 140.50	1.881
2.00	3- 145.00	1.892
3.00	3- 153.00	1.913
5.00	3- 161.00	1.933
7.00	3- 167.00	1.948
10.00	3- 174.00	1.966
15.00	3- 181.00	1.984
20.00	3- 186.00	1.996
30.00	3- 193.00	2.014
45.00	3- 199.00	2.029
60.00	4- 3.50	2.041
90.00	4- 8.50	2.054
120.00	4- 11.00	2.060
180.00	4- 15.00	2.070
240.00	4- 20.50	2.084
360.00	4- 23.00	2.090
540.00	4- 27.00	2.101
720.00	4- 28.50	2.104
1440.00	4- 35.00	2.120

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	4- 35.00	2.120
0.10	4- 125.00	2.350
0.25	4- 137.00	2.380
0.50	4- 145.00	2.400
0.75	4- 151.00	2.416
1.00	4- 155.00	2.426
1.50	4- 161.00	2.441
2.00	4- 165.50	2.452
3.00	4- 172.50	2.470
5.00	4- 178.00	2.484
7.00	4- 185.00	2.502
10.00	4- 193.00	2.522
15.00	5- 1.50	2544
20.00	5- 8.00	2.560
30.00	5- 17.00	2.584
45.00	5- 25.00	2.604
60.00	5- 33.00	2.624
90.00	5- 41.50	2.645
120.00	5- 48.50	2.663
180.00	5- 59.00	2.690
240.00	5- 65.00	2.705
360.00	5- 72.50	2.724
540.00	5- 81.00	2.746
720.00	5- 83.00	2.751
1440.00	5- 85.00	2.756

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla blanca verdosa	F. Mogrovejo L A. Cárdenas

CARGA
DESCARGA 80.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

CARGA
DESCARGA 20.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	5- 85.00	2.756
0.10	5- 77.00	2.720
0.25	5- 69.00	2.715
0.50	5- 68.00	2.713
0.75	5- 66.50	2.709
1.00	5- 65.00	2.705
1.50	5- 64.50	2.704
2.00	5- 63.00	2.700
3.00	5- 62.00	2.697
5.00	5- 60.00	2.692
7.00	5- 58.00	2.687
10.00	5- 57.00	2.685
15.00	5- 55.00	2.680
20.00	5- 54.00	2.677
30.00	5- 53.00	2.675
45.00	5- 52.00	2.672
60.00	5- 51.00	2.670
90.00	5- 50.00	2.667
120.00	5- 49.50	2.666
180.00	5- 48.50	2.663
240.00	5- 48.00	2.662
360.00	5- 47.00	2.659
540.00	5- 46.50	2.658
720.00	5- 45.50	2.656
1440.00	5- 45.00	2.654

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	5- 45.00	2.654
0.10	5- 29.00	2.614
0.25	5- 27.00	2.608
0.50	5- 22.00	2.596
0.75	5- 18.50	2.587
1.00	5- 16.00	2.581
1.50	5- 11.00	2.568
2.00	5- 7.50	2.559
3.00	5- 3.00	2.548
5.00	4- 195.00	2.527
7.00	4- 190.00	2.515
10.00	4- 184.00	2.499
15.00	4- 178.00	2.484
20.00	4- 172.00	2.469
30.00	4- 164.00	2.448
45.00	4- 156.00	2.428
60.00	4- 152.00	2.418
90.00	4- 146.00	2.403
120.00	4- 142.50	2.394
180.00	4- 137.00	2.380
240.00	4- 134.00	2.372
360.00	4- 131.50	2.366
540.00	4- 129.00	2.360
720.00	4- 128.00	2.357
1440.00	4- 124.50	2.348

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla blanca verdosa	Angel Cárdenas G. Fausto Maqrovejo L.

CARGA
DESCARGA 0.00 Kg

FECHA DE APLICACION

CARGA

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AJUSTADO (mm)
0.00	4 - 124.50	2.348
0.10	4- 91.00	2.263
0.25	4- 89.00	2.258
0.50	4- 86.00	2.250
0.75	4- 83.00	2.243
1.00	4- 80.00	2.235
1.50	4- 76.00	2.225
2.00	4- 71.00	2.212
3.00	4- 65.00	2.197
5.00	4- 56.00	2.174
7.00	4- 49.00	2.156
10.00	4- 41.00	2.136
15.00	4- 32.00	2.113
20.00	4- 23.00	2.090
30.00	4- 11.00	2.060
45.00	3- 194.00	2.017
60.00	3- 183.00	1.989
90.00	3- 169.00	1.953
120.00	3- 164.00	1.941
180.00	3- 151.00	1.907
240.00	3- 146.00	1.895
360.00	3- 140.00	1.880
540.00	3- 136.00	1.869
720.00	3- 134.00	1.864
1440.00	3- 127.50	1.848

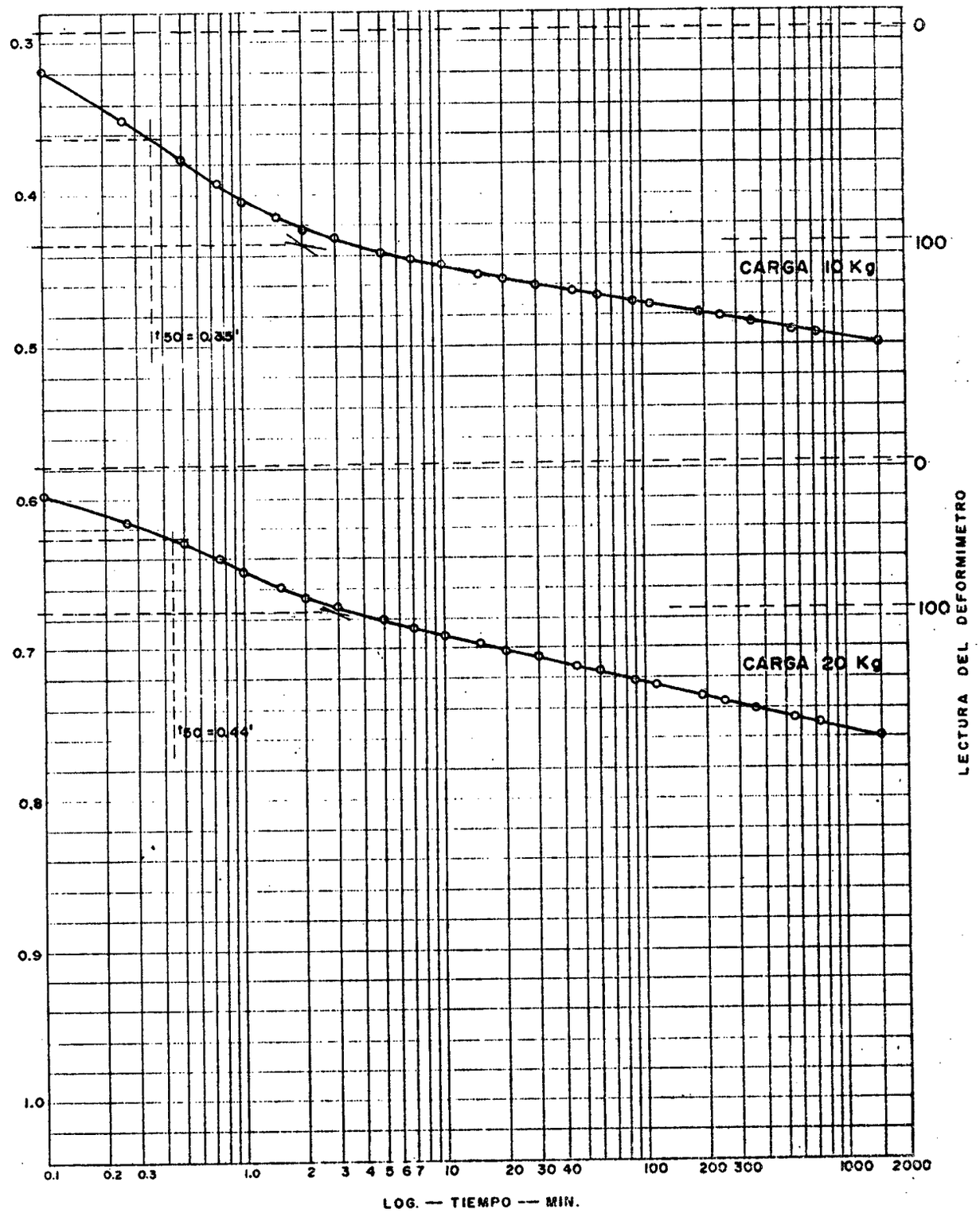
TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AJUSTADO (mm)
0.00		
0.10		
0.25		
0.50		
0.75		
1.00		
1.50		
2.00		
3.00		
5.00		
7.00		
10.00		
15.00		
20.00		
30.00		
45.00		
60.00		
90.00		
120.00		
180.00		
240.00		
360.00		
540.00		
720.00		
1440.00		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla blanca verdosa	REALIZADO POR FM — AC.



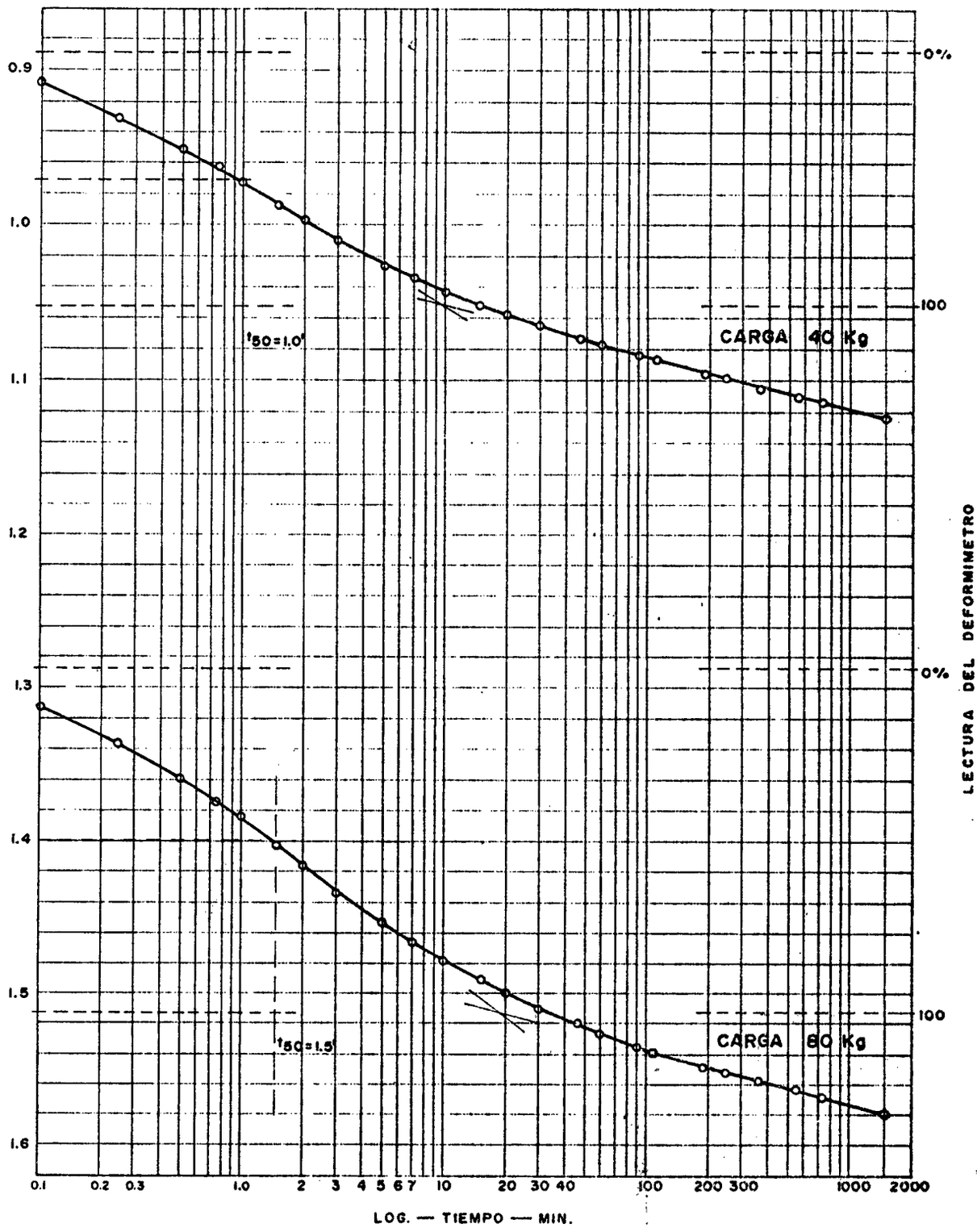
A P. 389
BIBLIOTECA

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla blanca verdosa	REALIZADO POR F.M - A.C.

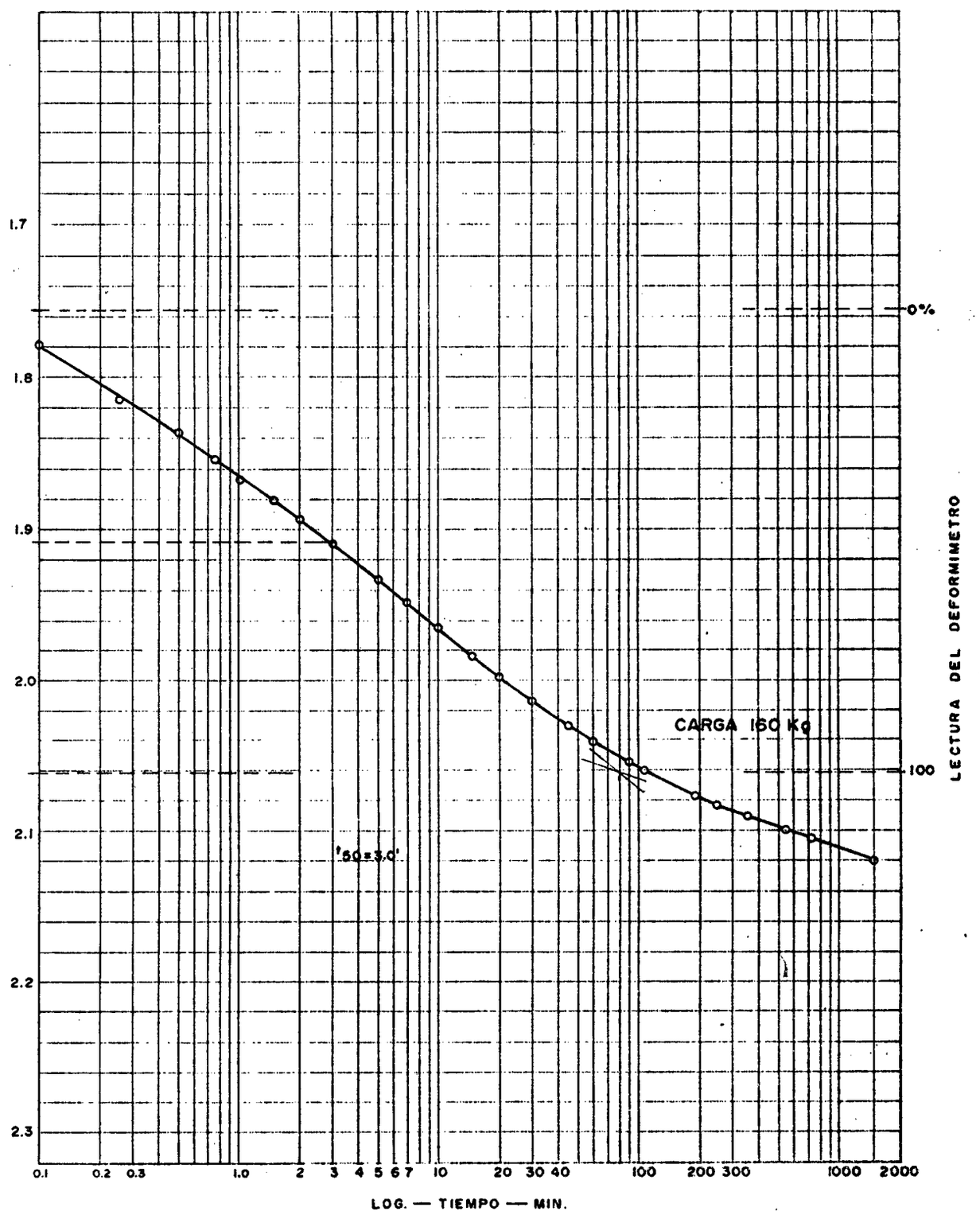


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla blanca verdosa	REALIZADO POR FNL – A.C.G.

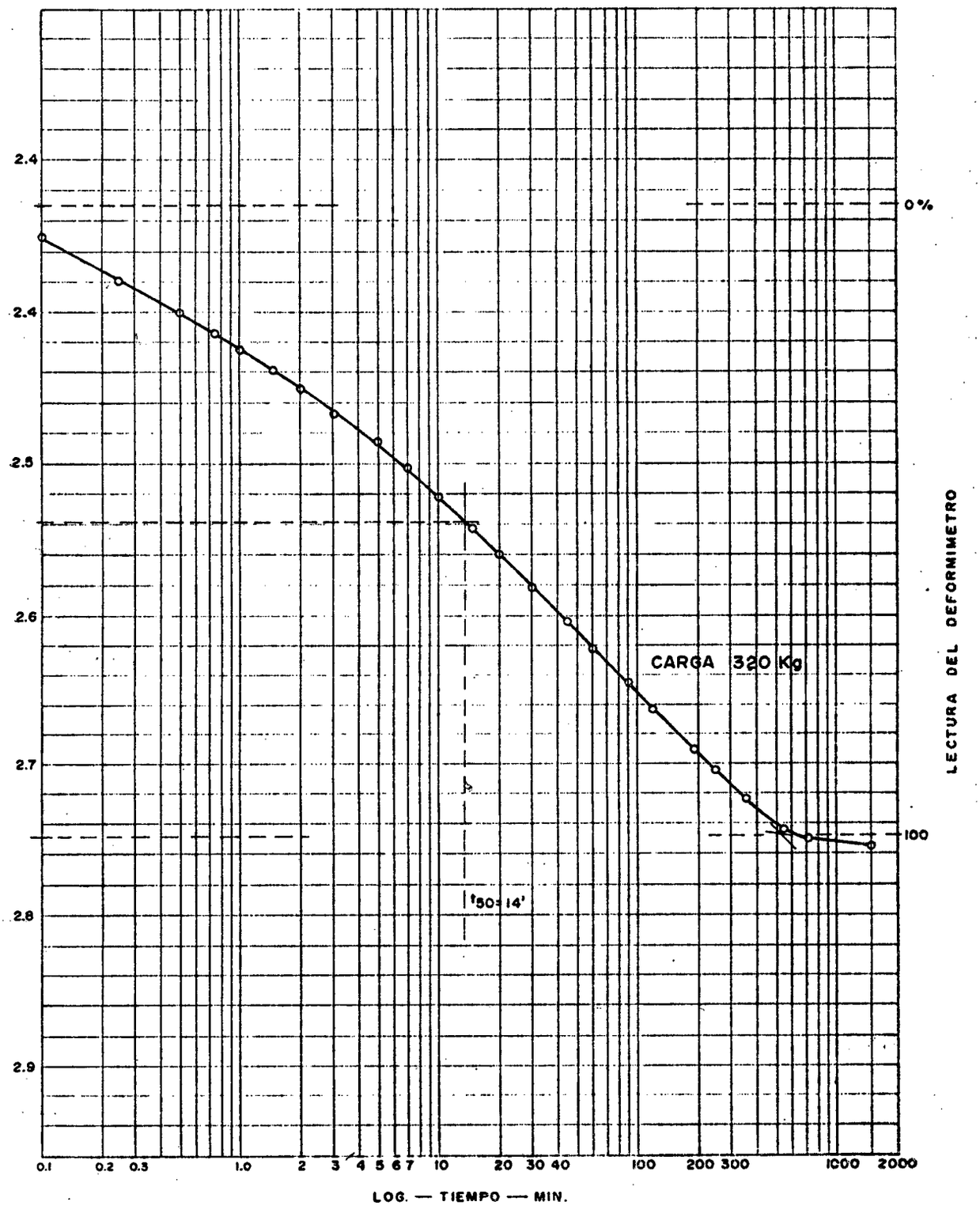


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla blanca verdosa	REALIZADO POR F.M — A.C.



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR	POZO
	"C"	"B"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla blanca verdosa	F. Mogrovejo – A Cárdenas

DATOS DE LA MUESTRA

Volumen inicial de la muestra: 79.17 cm^3 — Peso seco de sólidos suelo: 136.60 gr.

Gravedad especifica del suelo: 2.739 gr/cm^3 — Altura de sólidos, Hs : 1.575 cm

Altura inicial de vacios, Hv: 0.925 cm — Relacion de vacios inicial : 0.587

RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS

INCREMENTO DE CARGA	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AL FINAL DEL INCREMENTO 0.0001" = c/dl	CAMBIO EN LA ALTURA DE LA MUESTRA ΔH (mm)	$e = \frac{\Delta H}{Hs}$	RELACION DE VACIOS INSTANTANEA e	ALTURA PROMEDIO PARA INCREMENTO DE CARGA (Cm)	H (Cm)	TIEMPO PARA EL 50% DE CONSOLIDACION t_{50} (min.)	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION. Cv $\frac{cm^2}{seg.}$
0.00				0.587				
0.32	196.5	0.499	0.032	0.555	2.475	1.238	0.35	0.863
0.63	299.0	0.759	0.048	0.539	2.462	1.231	0.44	0.678
1.26	442.5	1.124	0.071	0.516	2.444	1.222	1.00	0.294
2.53	622.0	1.580	0.100	0.487	2.421	1.2111	1.50	0.193
5.05	835.0	2.120	0.135	0.452	2.394	1.197	3.00	0.094
10.10	1.085.0	2.756	0.175	0.412	2.362	1.181	14.00	0.020
2.53	1.045.0	2.654	0.169	0.418	2.367	1.184	3.00	0.092
0.63	924.5	2.348	0.149	0.438	2.383	1.192	10.00	0.028
0.00	727.5	1.848	0.117	0.470	2.408	1.204	20.00	0.015

Altura promedio para incremento = Altura inicial – 1/2 ΔH

H = Longitud del camino máximo de drenaje = 1/2 Altura promedio

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

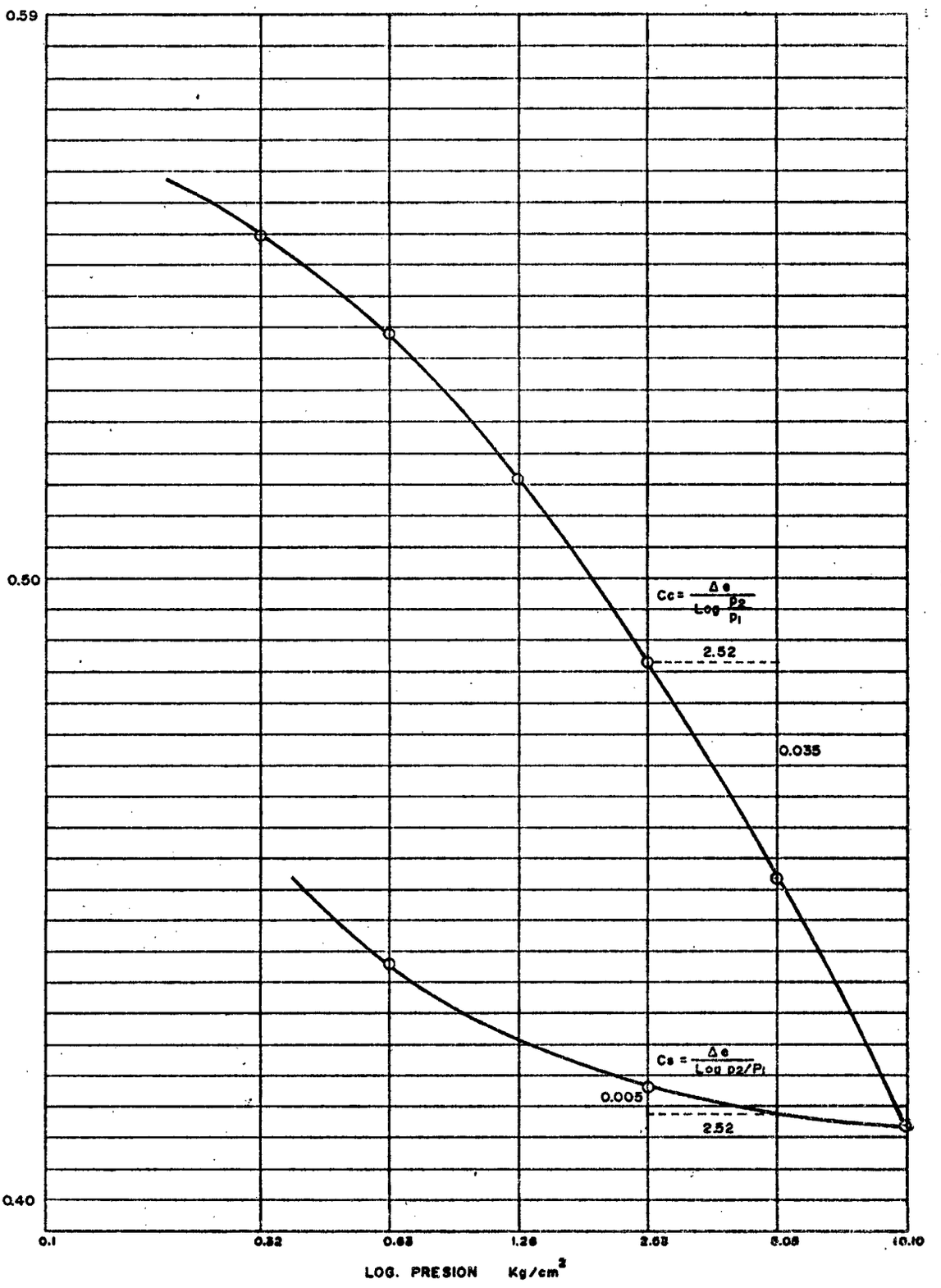
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "B"
PROFUNDIDAD 3.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla blanca verdoso	REALIZADO POR FM — AC.

Cc = 0.117
Cs = 0.017

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

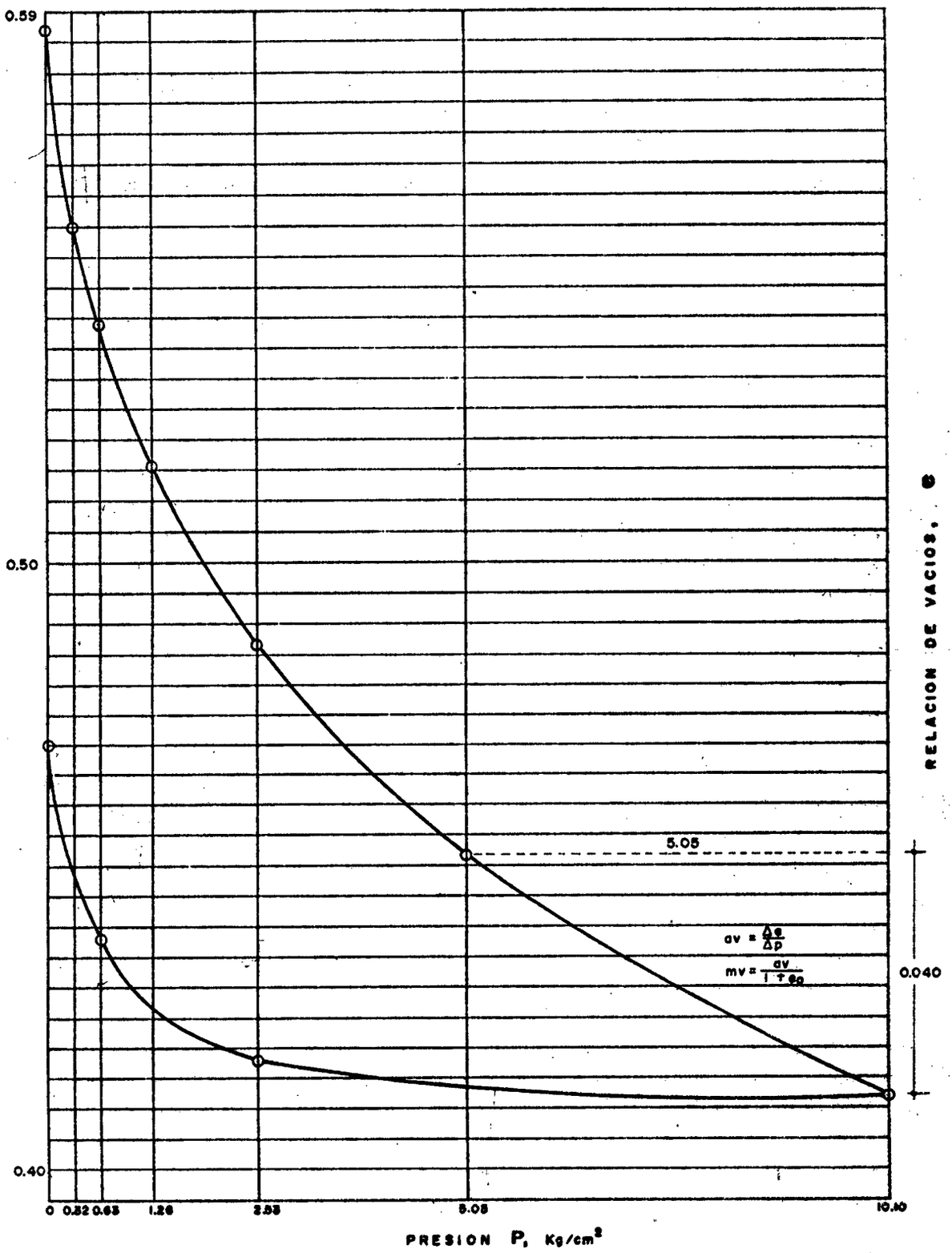
ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO B
PROFUNDIDAD 3.00	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla blanca verdosa	REALIZADO POR FM – AC

$av = 0.008\ Kg/cm^{2-1}$

$mv = 0.005\ Kg/cm^{2-1}$

CURVA e — P



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

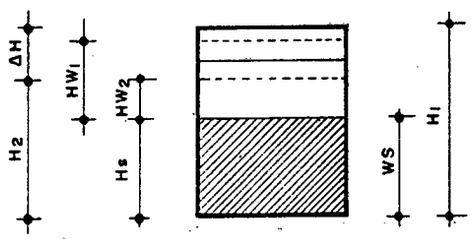
ENSAYO Nº	SECTOR C	POZO C
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla cafe oscura	REALIZADO POR FM_AC.

CONTENIDOS DE HUMEDAD Y CALCULOS

DETERMINACION DE W	PRINCIPIO PRUEBA	FINAL PRUEBA
Tara + peso suelo húmedo	688.50	682.80
Tara + peso suelo seco	644.60	644.60
Peso del agua	43.90	38.20
Peso tara	499.60	499.60
Peso suelo seco: Ws	145.00	145.00
Contenido de humedad: W%	30.28	26.34
%W promedio	W_1 = 30.28	W_2 = 26.34

PESO MUESTRA HUMEDA (Wh) = 188.90 gr PESO MUESTRA SECA (Ws) = 145.00 gr.

ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA = H_1 = 2.50 cm



Peso especifico relativo Gs = 2.737 gr/cm³

Altura de sólidos $H_s = \frac{W_s}{A.G_S}$ = 1.673 cm

ΔH = 2.226 cm

Area A = 31.665 cm²

Altura final de la muestra $H_2 = H_1 - \Delta H$ = 2.277 cm

Altura inicial del agua $HW_1 = W_1.H_s.G_s$ = 1.386

Altura final del agua $HW_2 = W_2.H_s.G_s$ = 1.206

Relación de vacios inicial $e_1 = \frac{H_1 - H_s}{H_s}$ = 0.494

Relación de vacios final $e_2 = \frac{H_2 - H_s}{H_s}$ = 0.361

Grado de saturación inicial $G_{s1} = \frac{HW_1}{H_1 - H_s}$ = 167.59%

Grado de saturación final $G_{s2} = \frac{HW_2}{H_2 - H_s}$ = 199.67%

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"C"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla café oscura	FEML - ARCG.

CARGA 10.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 16-VII-85

CARGA 20.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 17-VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	0- 0.00	0.000
0.10	0- 129.00	0.328
0.25	0- 142.00	0.361
0.50	0- 157.00	0.399
0.75	0- 164.00	0.417
1.00	0- 171.00	0.434
1.50	0- 179.00	0.455
2.00	0- 183.50	0.466
3.00	0- 191.00	0.485
5.00	0- 198.00	0.503
7.00	1- 1.50	0.512
10.00	1- 5.00	0.521
15.00	1- 9.00	0.531
20.00	1- 11.00	0.536
30.00	1- 14.00	0.544
45.00	1- 16.50	0.550
60.00	1- 18.50	0.555
90.00	1- 21.00	0.561
120.00	1- 25.00	0.572
180.00	1- 26.50	0.575
240.00	1- 27.50	0.578
360.00	1- 30.00	0.584
540.00	1- 32.00	0.589
720.00	1- 32.50	0.591
1440.00	1- 35.00	0.597

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	1- 35.00	0.597
0.10	1- 72.00	0.691
0.25	1- 79.00	0.709
0.50	1- 86.50	0.728
0.75	1- 91.50	0.740
1.00	1- 95.00	0.749
1.50	1- 100.00	0.762
2.00	1- 103.00	0.770
3.00	1- 107.50	0.781
5.00	1- 113.50	0.796
7.00	1- 117.00	0.805
10.00	1- 121.50	0.817
15.00	1- 125.50	0.827
20.00	1- 128.00	0.833
30.00	1- 131.00	0.841
45.00	1- 134.50	0.850
60.00	1- 136.00	0.853
90.00	1- 140.00	0.864
120.00	1- 141.50	0.867
180.00	1- 144.00	0.875
240.00	1- 146.00	0.879
360.00	1- 149.00	0.886
540.00	1- 152.00	0.894
720.00	1- 153.00	0.897
1440.00	1- 157.00	0.906

BIBLIOTECA

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"C"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla café oscura	FML — A.C.G.

CARGA 40.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 18-VII-85

CARGA 80.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 19-VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	1 - 157.00	0.906
0.10	2 - 16.00	1.057
0.25	2 - 22.00	1.072
0.50	2 - 30.00	1.092
0.75	2 - 35.00	1.105
1.00	2 - 39.00	1.115
1.50	2 - 45.00	1.130
2.00	2 - 51.00	1.145
3.00	2 - 57.50	1.162
5.00	2 - 65.50	1.182
7.00	2 - 71.00	1.196
10.00	2 - 76.50	1.210
15.00	2 - 82.00	1.224
20.00	2 - 85.00	1.232
30.00	2 - 88.50	1.241
45.00	2 - 93.50	1.253
60.00	2 - 96.00	1.260
90.00	2 - 99.50	1.269
120.00	2 - 102.00	1.275
180.00	2 - 106.00	1.285
240.00	2 - 107.50	1.289
360.00	2 - 110.00	1.295
540.00	2 - 113.00	1.303
720.00	2 - 114.50	1.307
1440.00	2 - 119.00	1.318

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	2 - 119.00	1.318
0.10	2 - 195.00	1.511
0.25	3 - 5.00	1.537
0.50	3 - 14.50	1.561
0.75	3 - 20.00	1.575
1.00	3 - 24.50	1.586
1.50	3 - 31.50	1.604
2.00	3 - 37.00	1.618
3.00	3 - 44.50	1.637
5.00	3 - 54.50	1.662
7.00	3 - 61.00	1.679
10.00	3 - 67.00	1.694
15.00	3 - 74.50	1.713
20.00	3 - 79.50	1.726
30.00	3 - 85.50	1.741
45.00	3 - 91.50	1.756
60.00	3 - 95.00	1.765
90.00	3 - 100.00	1.778
120.00	3 - 103.00	1.786
180.00	3 - 106.50	1.795
240.00	3 - 109.00	1.801
360.00	3 - 112.50	1.810
540.00	3 - 115.50	1.817
720.00	3 - 118.50	1.825
1440.00	3 - 124.50	1.840

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"C"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla café oscura	FM - AC.

CARGA 160.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 20-VII-85

CARGA 320.00 Kg.

FECHA DE APLICACION 22-VII-85

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	3- 124.50	1.840
0.10	4- 7.00	2.050
0.25	4- 18.00	2.078
0.50	4- 27.00	2.101
0.75	4- 34.00	2.118
1.00	4- 39.00	2.131
1.50	4- 45.50	2.148
2.00	4- 51.00	2.162
3.00	4- 59.00	2.182
5.00	4- 69.50	2.209
7.00	4- 76.00	2.225
10.00	4- 82.50	2.242
15.00	4- 91.00	2.263
20.00	4- 97.00	2.278
30.00	4- 104.50	2.297
45.00	4- 111.50	2.315
60.00	4- 116.00	2.327
90.00	4- 121.50	2.341
120.00	4- 125.50	2.351
180.00	4- 131.00	2.365
240.00	4- 134.00	2.372
360.00	4- 137.50	2.381
540.00	4- 142.00	2.393
720.00	4- 144.00	2.398
1440.00	4- 150.50	2.414

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO	
	ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	4- 150.50	2.414
0.10	5- 34.00	2.626
0.25	5- 42.00	2.646
0.50	5- 49.50	2.666
0.75	5- 58.00	2.687
1.00	5- 63.00	2.700
1.50	5- 70.00	2.718
2.00	5- 75.50	2.732
3.00	5- 83.50	2.752
5.00	5- 93.50	2.777
7.00	5- 101.00	2.797
10.00	5- 108.00	2.814
15.00	5- 116.00	2.835
20.00	5- 122.00	2.850
30.00	5- 131.50	2.874
45.00	5- 139.00	2.893
60.00	5- 144.50	2.907
90.00	5- 153.00	2.929
120.00	5- 157.00	2.939
180.00	5- 163.00	2.954
240.00	5- 167.00	2.964
360.00	5- 171.50	2.976
540.00	5- 177.00	2.990
720.00	5- 182.00	3.002
1440.00	5- 191.00	3.025

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"C"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla café oscura	F. M. L — A. C. G.

CARGA DESCARGA 80.00 kg.

FECHA DE APLICACION

CARGA DESCARGA 20.00 kg.

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AJUSTADO (mm)
0.00	5- 191.00	3.025
0.10	5- 180.00	2.991
0.25	5- 179.00	2.995
0.50	5- 178.00	2.992
0.75	5- 176.00	2.987
1.00	5- 175.50	2.986
1.50	5- 174.00	2.982
2.00	5- 172.00	2.977
3.00	5- 170.00	2.972
5.00	5- 167.00	2.964
7.00	5- 165.00	2.959
10.00	5- 163.00	2.954
15.00	5- 160.00	2.946
20.00	5- 157.50	2.940
30.00	5- 156.00	2.936
45.00	5- 152.00	2.926
60.00	5- 149.50	2.920
90.00	5- 146.50	2.912
120.00	5- 145.00	2.908
180.00	5- 142.00	2.901
240.00	5- 140.00	2.896
360.00	5- 138.00	2.890
540.00	5- 135.50	2.884
720.00	5- 134.50	2.882
1440.00	5- 132.00	2.875

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AJUSTADO (mm)
0.00	5- 132.00	2.875
0.10	5- 121.00	2.847
0.25	5- 119.00	2.842
0.50	5- 116.00	2.835
0.75	5- 113.00	2.827
1.00	5- 111.50	2.823
1.50	5- 108.00	2.814
2.00	5- 105.50	2.808
3.00	5- 101.50	2.798
5.00	5- 95.00	2.781
7.00	5- 91.00	2.771
10.00	5- 86.50	2.760
15.00	5- 81.50	2.747
20.00	5- 76.00	2.733
30.00	5- 70.00	2.718
45.00	5- 63.00	2.700
60.00	5- 57.50	2.686
90.00	5- 49.50	2.666
120.00	5- 46.50	2.658
180.00	5- 39.00	2.639
240.00	5- 35.50	2.630
360.00	5- 32.00	2.621
540.00	5- 29.00	2.614
720.00	5- 27.00	2.609
1440.00	5- 23.00	2.598

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO	SECTOR	POZO
	"C"	"C"
PROFUNDIDAD	**DESCRIPCION DEL SUELO**	**REALIZADO POR**
3.00 m	Arcilla café oscura	F. Mogrovejo – A. Cárdenas

CARGA
DESCARGA 0.00 Kg.

FECHA DE APLICACION

CARGA

FECHA DE APLICACION

TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00	5- 23.00	2.598
0.10	4- 198.00	2.535
0.25	4- 194.50	2.526
0.50	4- 189.00	2.512
0.75	4- 185.00	2.502
1.00	4- 182.00	2.494
1:50	4- 176.00	2.479
2.00	4- 171.00	2.466
3.00	4- 165.00	2.451
5.00	4- 155.00	2.426
7.00	4- 148.50	2.409
10.00	4- 140.00	2.388
15.00	4- 131.00	2.365
20.00	4- 123.00	2.344
30.00	4- 113.00	2.319
45.00	4- 105.50	2.300
60.00	4- 101.00	2.288
90.00	4- 95.50	2.275
120.00	4- 93.00	2.268
180.00	4- 88.00	2.555
240.00	4- 86.00	2.250
360.00	4- 84.00	2.245
540.00	4- 82.00	2.240
720.00	4- 80.00	2.235
1440.00	4- 76.50	2.226

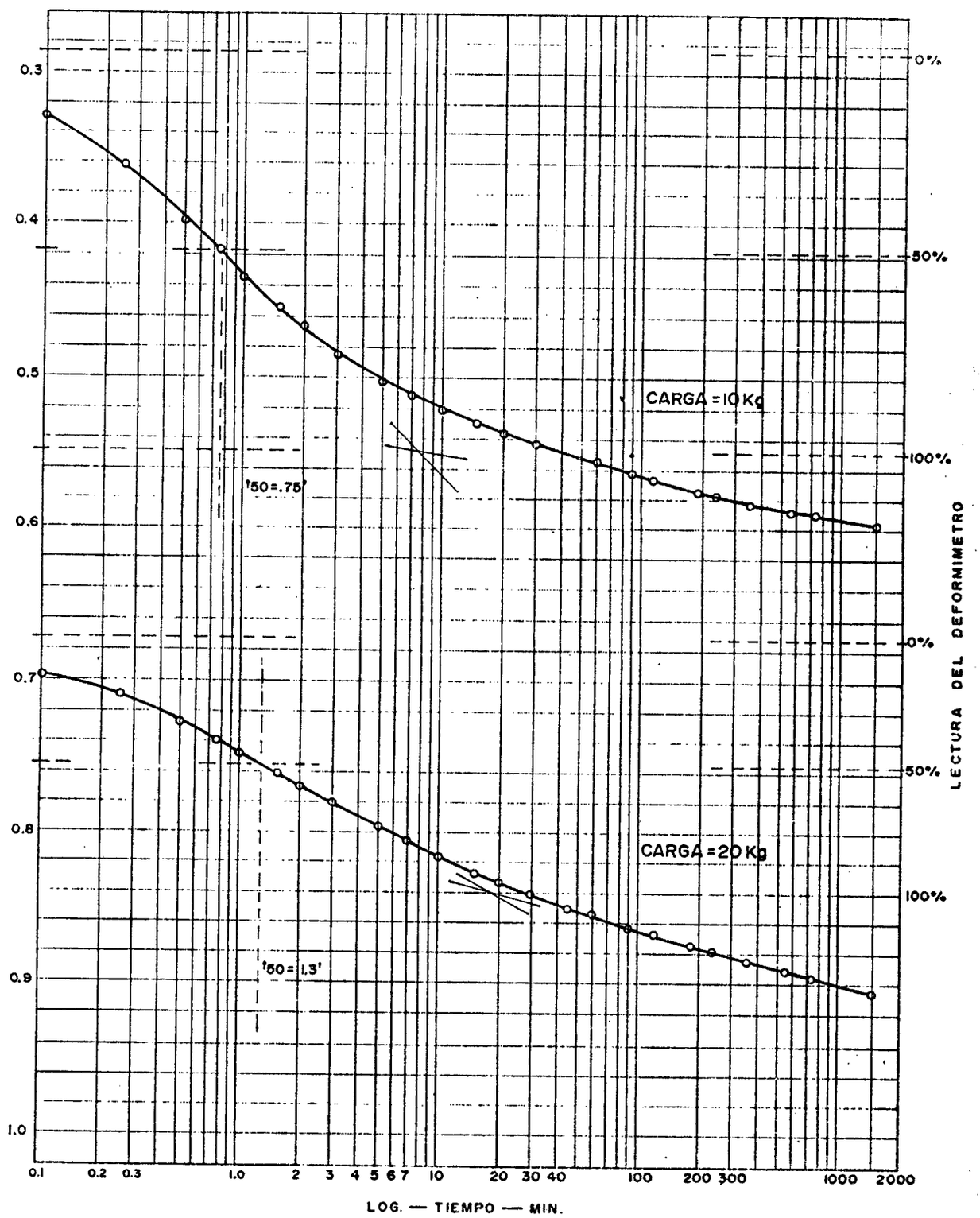
TIEMPO TRANSCURRIDO (min)	LECTURA DEL DEFORMIMETRO ORIGINAL (Vueltas)	AJUSTADO (mm)
0.00		
0.10		
0.25		
0.50		
0.75		
1.00		
1.50		
2.00		
3.00		
5.00		
7.00		
10.00		
15.00		
20.00		
30.00		
45.00		
60.00		
90.00		
120.00		
180.00		
240.00		
360.00		
540.00		
720.00		
1440.00		

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "C"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscura	REALIZADO POR A. Cárdenas — F. Mogrovejo

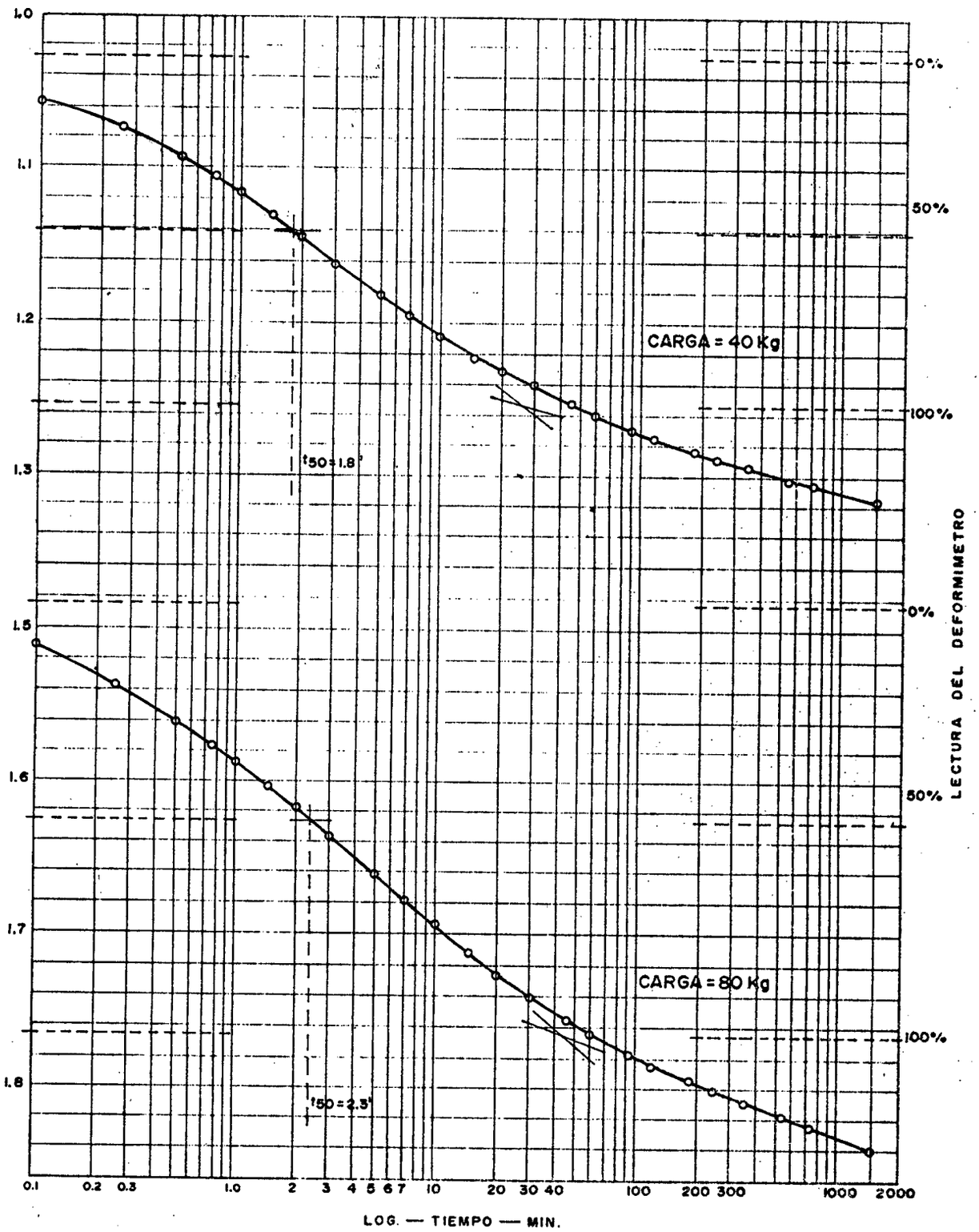


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "C"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscura	REALIZADO POR A. Cárdenas – F. Mogrovejo

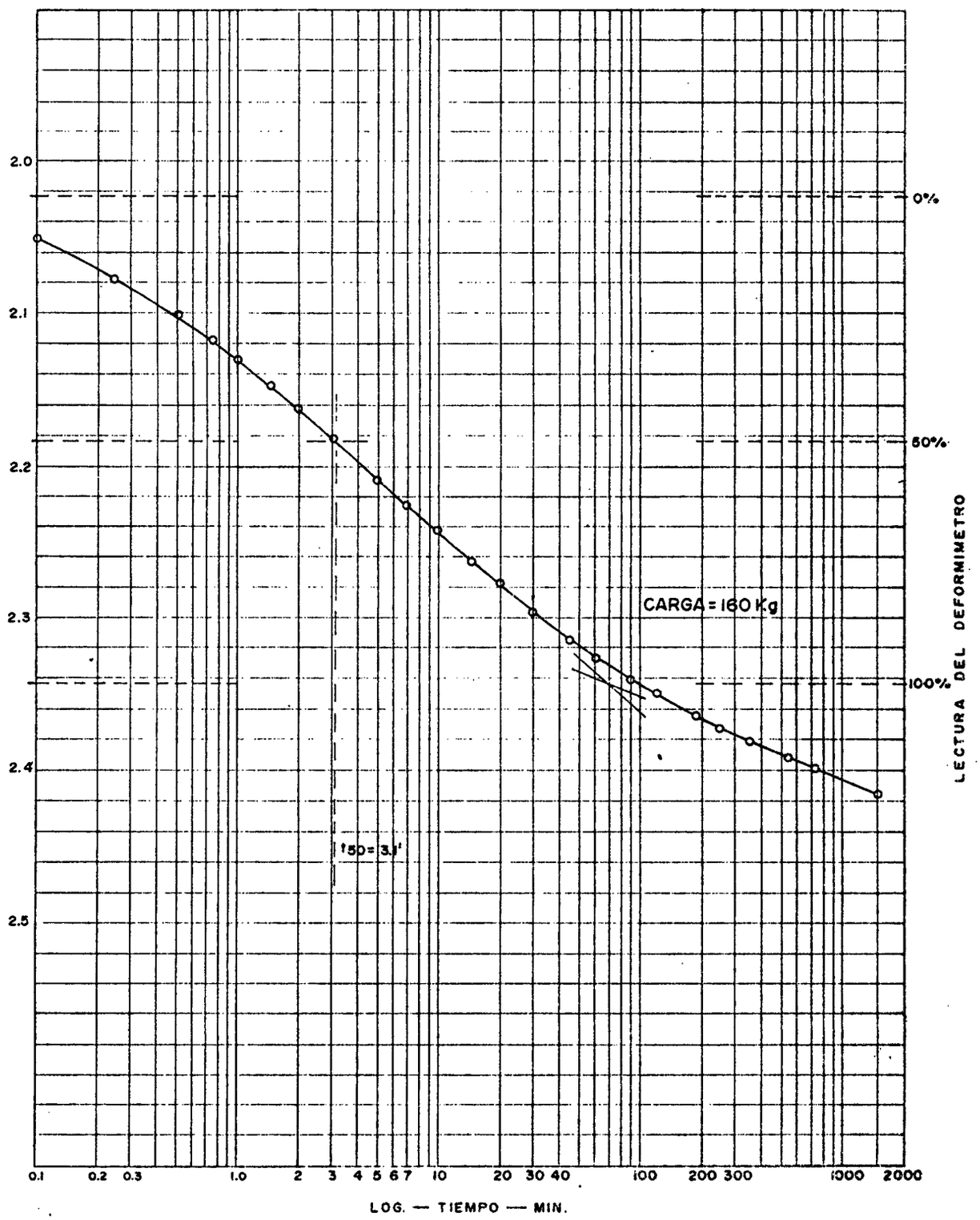


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "C"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscura	REALIZADO POR A. Cárdenas — F. Mogrovejo

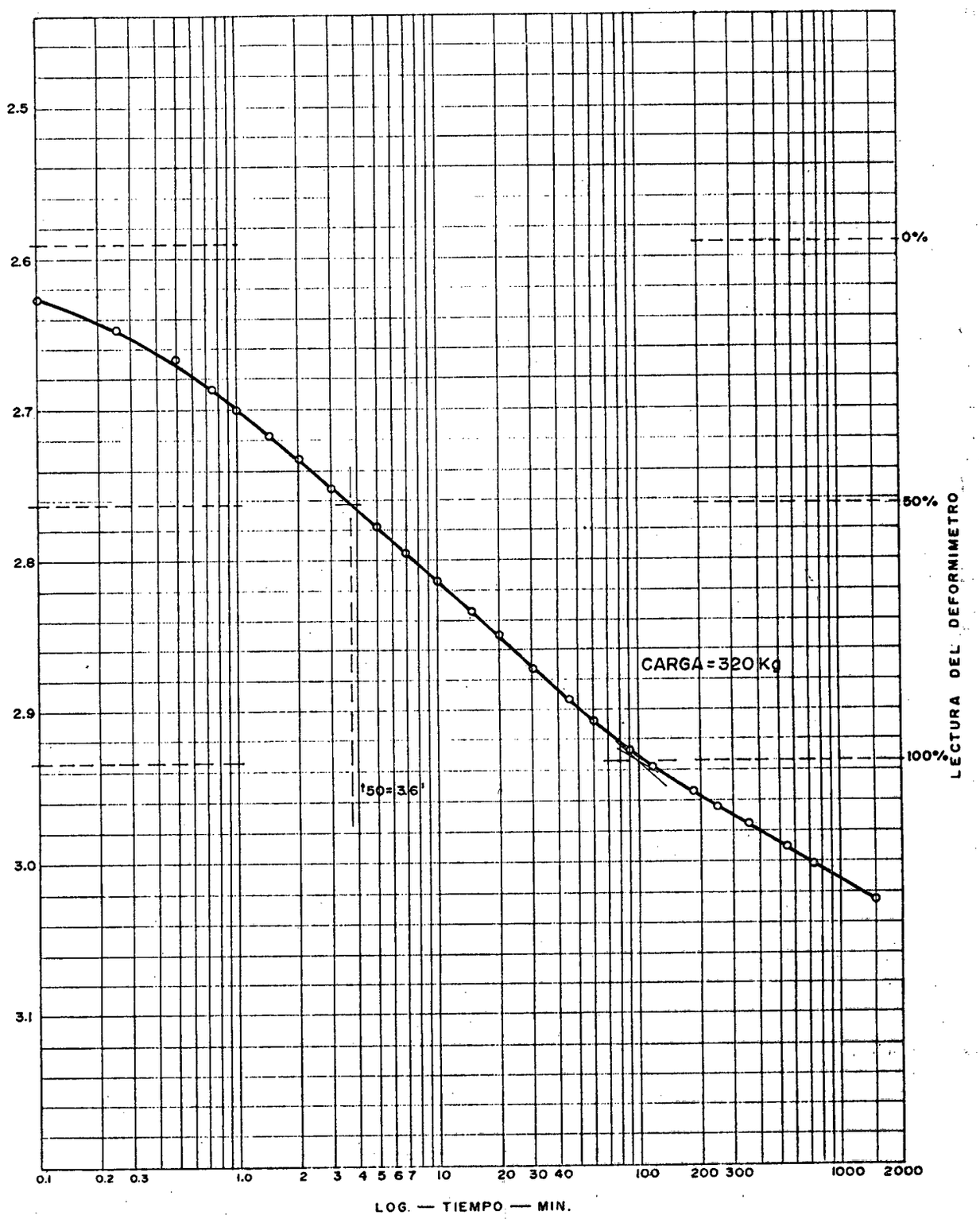


UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CURVAS DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "C"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO *Arcilla café oscura*	REALIZADO POR *A Cárdenas – F. Mogrovejo*



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR	POZO
	" " C	" " C
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla café oscura	REALIZADO POR F. Mogrovejo — A. Cárdenas

DATOS DE LA MUESTRA

Volumen inicial de la muestra: 79.16 cm^3

Peso seco de sólidos suelo: 145.00 gr.

Gravedad específica del suelo: 2.737 gr/cm^3

Altura de sólidos, Hs : 1.673 cm

Altura inicial de vacios, Hv: 0.827 cm

Relacion de vacios inicial : 0.494

RESUMEN DE DATOS Y CALCULOS

INCREMENTO DE CARGA	LECTURA DEL DEFORMIMETRO AL FINAL DEL INCREMENTO 0.0001" = c/dl	CAMBIO EN LA ALTURA DE LA MUESTRA ΔH (mm)	$e = \frac{\Delta H}{Hs}$	RELACION DE VACIOS INSTANTANEA e	ALTURA PROMEDIO PARA INCREMEN DE CARGA (Cm)	H (Cm)	TIEMPO PARA EL 50% DE CONSOLIDACION t_{50} (min.)	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION. Cv $\frac{cm^2}{seg.}$
0.00				0.494				
0.32	235.0	0.597	0.036	0.458	2.470	1.235	0.75	0.401
0.63	357.0	0.906	0.054	0.440	2.455	1.228	1.30	0.229
1.26	519.0	1.318	0.079	0.415	2.434	1.217	1.80	0.162
2.53	724.5	1.840	0.110	0.384	2.408	1.204	2.30	0.124
5.05	950.5	2.414	0.144	0.350	2.379	1.190	3.10	0.090
10.10	1.191.0	3.025	0.181	0.313	2.349	1.174	3.60	0.075
2.53	1.132.0	2.875	0.172	0.322	2.356	1.178	13.00	0.021
0.63	1.023.0	2.598	0.155	0.339	2.370	1.185	16.00	0.017
0.00	876.5	2.226	0.133	0.361	2.389	1.195	7.00	0.040

Altura promedio para incremento = Altura inicial − 1/2 ΔH

H = Longitud del camino máximo de drenaje = 1/2 Altura promedio

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

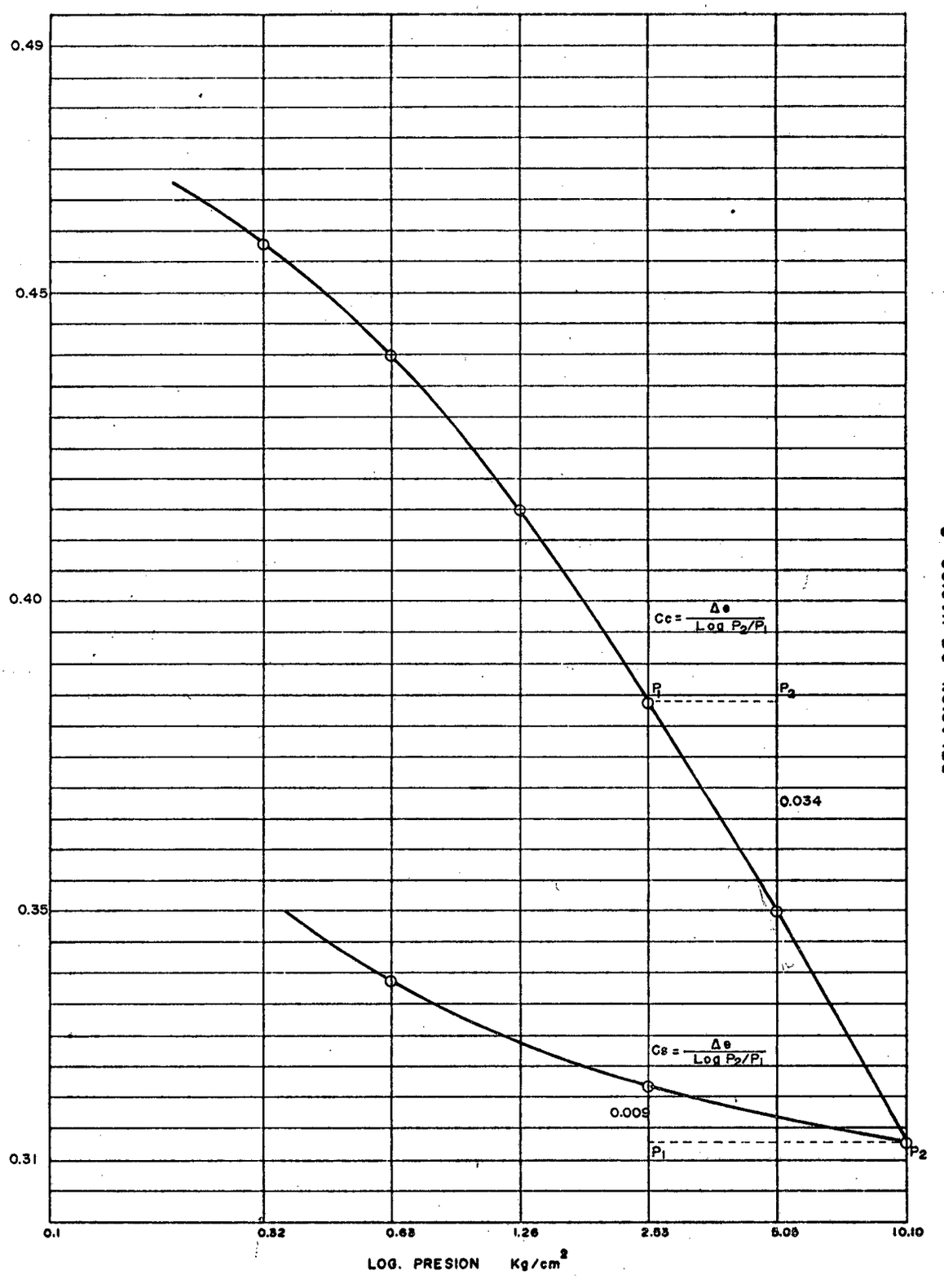
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "C"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla cafe oscura	REALIZADO POR A. Cárdenas – F. Mogrovejo

Cc = 0.113
Cs = 0.015

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

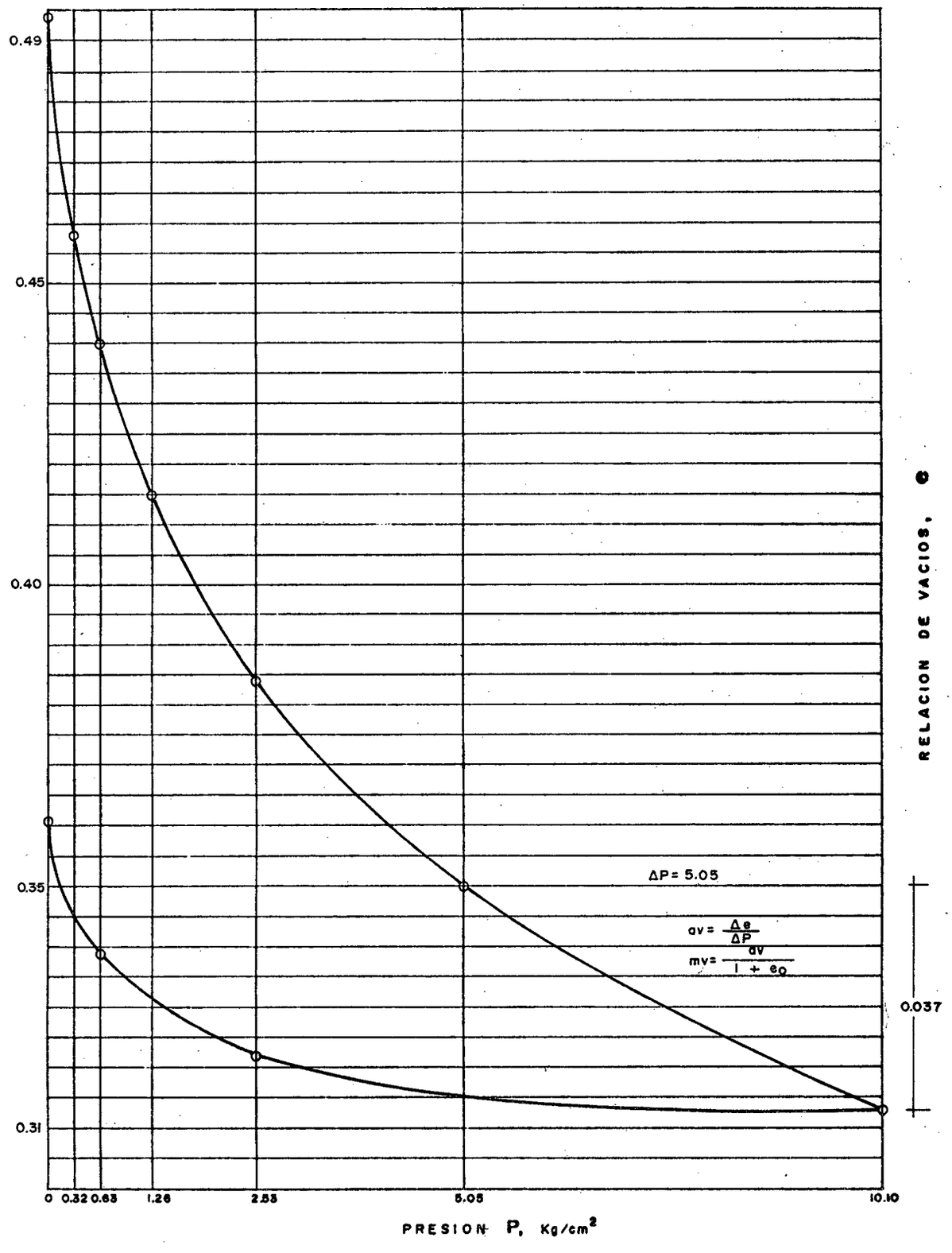
ENSAYO DE CONSOLIDACION

ENSAYO Nº	SECTOR "C"	POZO "C"
PROFUNDIDAD 3.00 m	DESCRIPCION DEL SUELO Arcilla cafe oscura	REALIZADO POR A. Cárdenas — F. Mogrovejo

$a_v = 0.007\ K/cm^{2-1}$

$m_v = 0.005\ Kg/cm^{2-1}$

CURVA e — P



CAPITULO SEPTIMO

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

7. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

7.1 INTRODUCCION

Generalmente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios, puentes, carreteras, túneles, muros, torres, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que una estructura se comporte eficientemente, debe poseer una cimentación adecuada.

Cuando el terreno firme está próximo a la superficie, una de las formas de transmitir al terreno las cargas concentradas de los muros o pilares de un edificio es mediante zapatas, como se observa en la fig. 7-1. Un sistema de zapatas se denomina cimentación superficial. En la antiguedad, se empleaban, como zapatas, entramados de madera o metal, capas de grava, etc., aunque en la actualidad las zapatas son, casi sin excepción, de concreto armado.

FIGURA 7-1

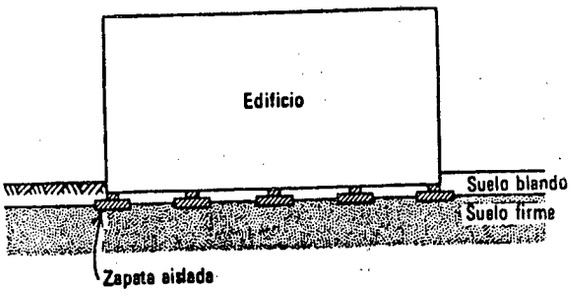


Figura 7.1. Edificio con cimentación superficial por zapatas.

FIGURA 7-2

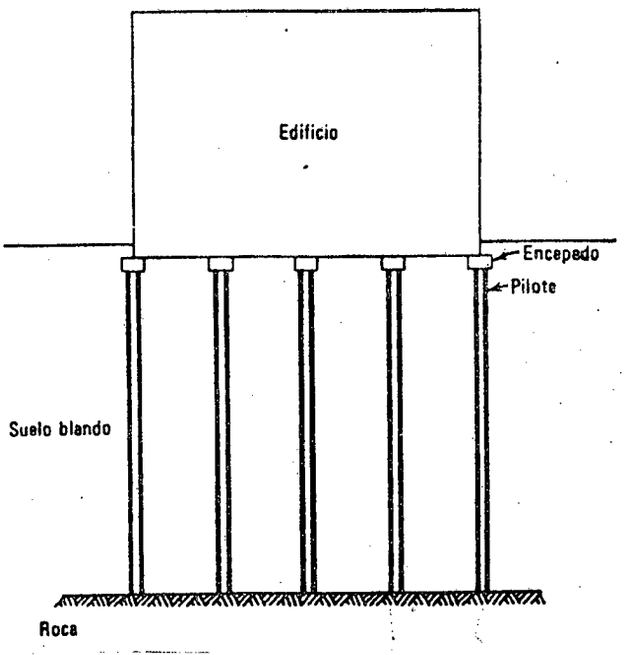


Figura 7.2. Edificio cimentado sobre pilotes.

Cuando el terreno firme no está próximo a la superficie, un método habitual para transmitir el peso de una estructura al terreno es mediante elementos verticales como pilotes (fug. 7-2), cajones, o pilas. Estos términos no tienen una clara definición que los distinga unos de otros. En general los cajones y pilas son de mayor diámetro que los pilotes y requieren una técnica particular de excavación, mientras que los pilotes se suelen hincar por golpeo. El peso del edificio se transmite a través del suelo blando hasta una base firme que está debajo, sin que prácticamente ninguna parte de la carga del edificio descansa sobre el terreno blando.

El problema de proyectar con éxito una cimentación es mucho más amplio que la mera fijación de tamaños para las zapatas o la determinación del número correcto y el tamaño de los pilotes.

En muchos casos, el costo de la cimentación de un edificio se pue-

de reducir mucho, aplicando al suelo ciertos tratamientos (4.1.3.1). Por otro lado, algunas estructuras como los depósitos de acero, pueden cimentarse directamente sobre un relleno de suelo especialmente tratado, sin necesidad de recurrir a elementos estructurales. Por lo tanto, la palabra CIMENTACION se refiere tanto al terreno situado bajo la estructura como a cualquier elemento que sirva para transmitir las cargas; por lo que, cimentación es todo aquello cuyo comportamiento estudia el ingeniero con la finalidad de proporcionar un apoyo satisfactorio y económico a una estructura. De hecho, la palabra cimentación se emplea para deducir el material que soporta cualquier tipo de estructura como un edificio, presa, terraplén de carretera o aeropista. En la actualidad, el término CIMENTACION SUPERFICIAL se emplea para describir un sistema constructivo en el que las cargas de la estructura se transmiten directamente al terreno situado bajo la misma, y el de CIMENTACION PROFUNDA se aplica a aquellos casos en los que se emplea pilotes, cajones o pilas para transmitir las cargas a un terreno firme situado a cierta profundidad.

En el proyecto de cualquier sistema de cimentación, el problema fundamental es evitar que se produzcan asentamientos suficientemente grandes para dañar la estructura o interferir sus funciones. La magnitud del asentamiento permisible depende del tamaño, tipo y utilización de la estructura, tipo de cimentación, causa de los asentamientos en elterreno y emplazamiento de la estructura. En la mayoría de los casos, el asentamiento crítico no es el total sino más bien el diferencial o movimiento relativo de dos partes de la estructura.

7.2 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Como se manifestó en 7.1, el término "Cimentación Superficial" hace referencia a una estructura que descansa sobre el terreno situado inmedia

tamente debajo de la misma. Las zapatas aisladas, generalmente de planta - rectangular, constituyen la cimentación superficial más habitual para pila-- res o columnas, mientras que las zapatas corridas o contínuas se utilizan ba jo muros. En algunos casos las estructuras se cimentan sobre placas o losas.

El proyecto de cimentaciones se suele hacer por tanteos. Se selec ciona un tipo de cimentación y unas dimensiones provisionales. A continua-- ción se realizan los cálculos para comprobar lo adecuado de la cimentación - propuesta. La cimentación puede resultar adecuada, en cuyo caso se hace un tanteo para determinar si puede existir otra cimentación más barata. Si la cimentación propuesta no es adecuada, se considera una cimentación más gran- de. En algunos casos no es posible proyectar una cimentación superficial -- adecuada sobre un determinado suelo, en cuyo caso se optará por considerarse una cimentación profunda.

El comportamiento concreto de una cimentación superficial depende mucho del tipo de terreno sobre el cual descansa. La tabla 7-1 enumera las diferencias generales más importantes entre el comportamiento de la arena y el de la arcilla como materiales de cimentación. El limo tiene un comporta- miento intermedio entre la arena y la arcilla.

La fig. 7-3 presenta datos importantes para estructura sobre arci- lla. Mientras que el asentamiento diferencial máximo para una zapata sobre arena tiende a ser casi tan grande como el total, en el caso de arcillo obje to de nuestro estudio el asentamiento diferencial máximo suele ser considera blemente más pequeño que dicho total. Este importante punto se ilustra más claramente mediante los datos de las figuras Nros. 7-4; 7-5 y 7-6.

FIGURA 7-3

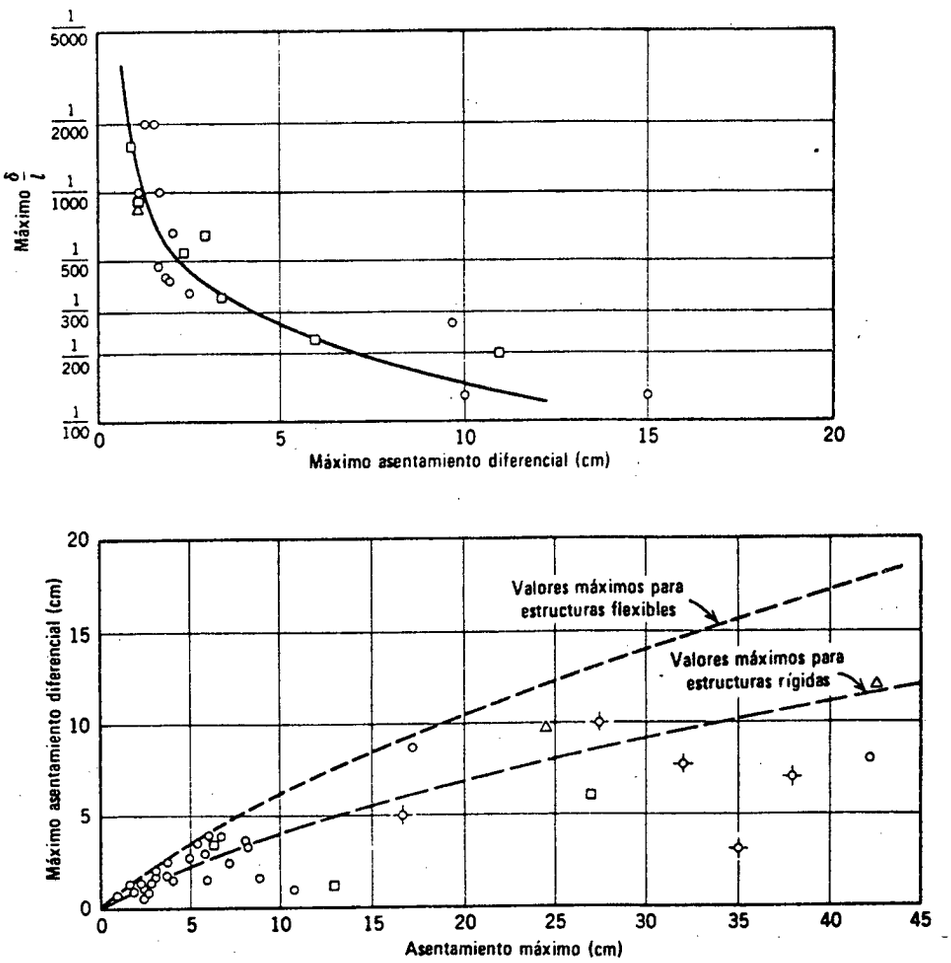


Figura 7.3. Asentamiento de estructuras sobre arcilla (Según Bjerrum, 1963a y 1963b).

Las figuras 7-4, 7-5 y 7-6 corresponden a los asentamientos de depósitos metálicos de aproximadamente el mismo tamaño entre 60 - 75 mts. de - diámetro y aproximadamente 15 mts. de altura. Los datos de la fig. 7-4 co-- rresponden a depósitos apoyados sobre un estrato grueso de arena. Los datos de la fig. 7-5 corresponden a depósitos cimentados sobre 2.40 met. de arena colocada por relleno hidráulico sobre 0.60 a 1.20 mts. de limo blando, el - cual a su vez estaba situado sobre roca. Los datos de la fig. 7-6 correspon den a depósitos cimentados sobre el terreno de Kawasaki, es decir, 15 mts. - de limo sobre 40 mts. de arcilla blanda.

En la fig. 7-4 los asentamientos son muy pequeños y el asiento diferencial máximo tiende a ser ligeramente inferior al asentamiento máximo total. La fig. 7-5 muestra asentamientos relativamente importantes en una delgada capa de terreno compresible, y, se sabe que en los depósitos cimentados sobre la arena de Libia, el asentamiento diferencial máximo tiende a alcanzar un valor análogo al asentamiento total máximo.

La fig. 7-6 muestra que el asentamiento de depósitos cimentados sobre arcilla blanda puede ser muy grande, superior a 1 m. Sin embargo, los asentamientos diferenciales son muy inferiores al máximo. Además, los datos indican que la mayoría del asentamiento diferencial se produce en el primer proceso de llenado del depósito y que el asentamiento adicional producido a lo largo del tiempo contribuye poco al asentamiento diferencial del depósito.

FIGURA 7-4

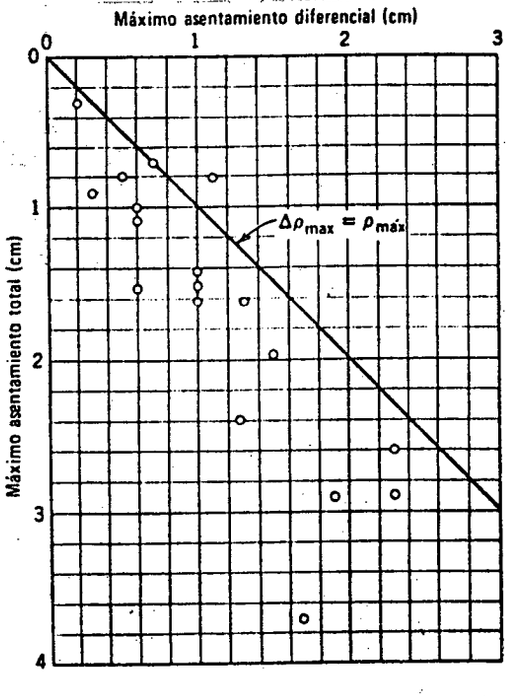


Figura 7.4. Asentamiento de depósitos sobre arena de Libia.

FIGURA 7-5

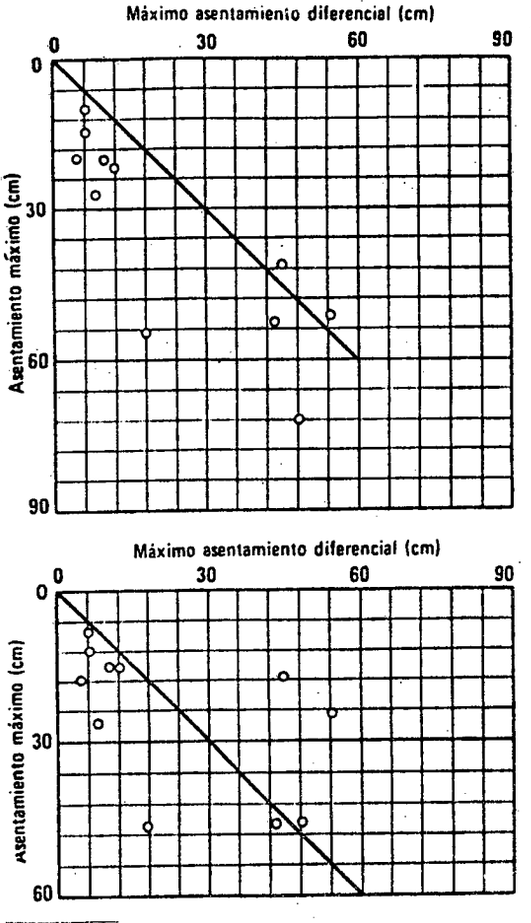


Figura 7.5. Asentamientos de depósitos metálicos.

FIGURA 7-6

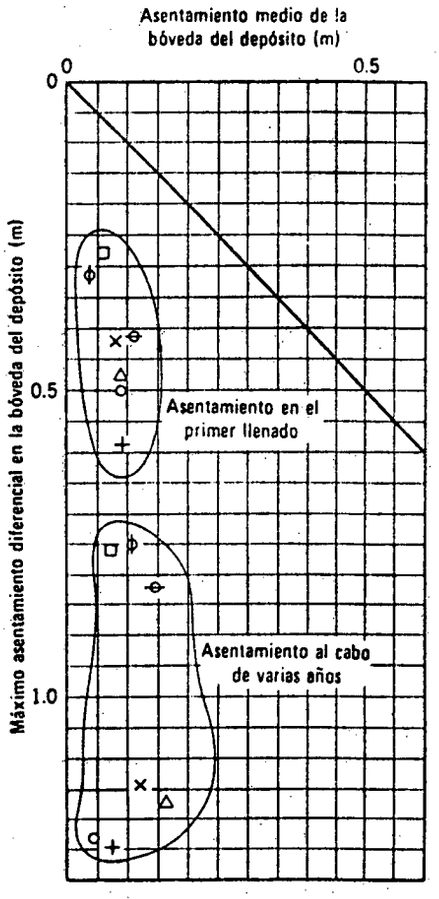


Figura 7.6. Asentamiento de los depósitos de Kawasaki.

Los asentamientos de los depósitos sobre la arena de Libia se producían en el primer llenado, dando lugar cada ciclo de carga y descarga un pequeño asentamiento adicional. Los asentamientos de la fig. 7-5 tardaron aproximadamente 6 meses en producirse. El asentamiento de los depósitos cimentados sobre la arcilla de Kawasaki indican que pueden ser necesarios más de 10 años para que se produzcan aproximadamente las 3/4 partes del asentamiento total de los depósitos.

7.3 ASENTAMIENTO ADMISIBLE

El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso

aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños - de la estructura.

Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores, y en los revoques de las paredes interiores. También puede dar lugar a que una estructura se incline lo suficientemente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede alterar con el servicio de una estructura en diversas formas; por ejemplo, las grúas y otro tipo de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente, las bombas, compresores, etc., pueden desajustarse; y, las unidades de seguimiento como el radar pierden precisión.

El asentamiento puede producir el fallo estructural de una edificación o colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por -- corte de la cimentación sea elevado.

FIGURA 7-8

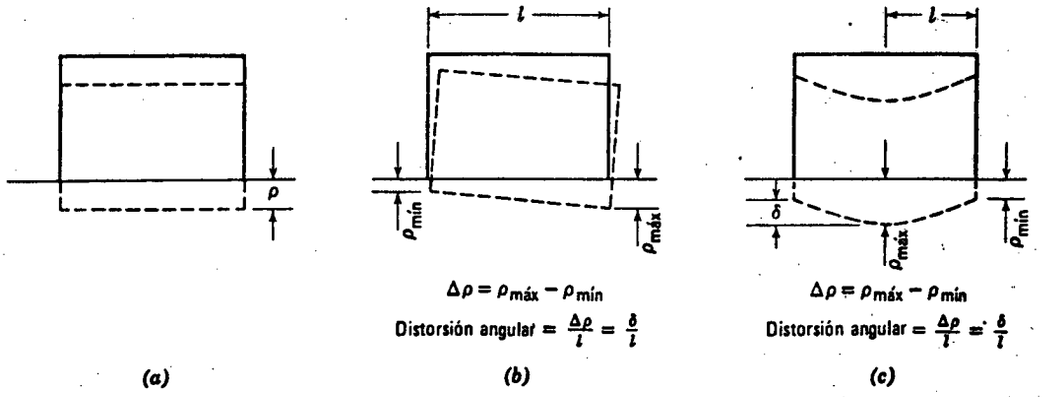


Figura 7.8. Tipos de asentamiento. *a)* Asentamiento uniforme. *b)* Vuelco. *c)* Asentamiento no uniforme.

Algunos de los diversos tipos de asentamiento se indican en la fig. 7-8. La figura 7-8a muestra un asentamiento uniforme. Una edificación sobre una placa estructural muy rígida sufre un asentamiento uniforme.

La fig. 7-8b representa un giro o vuelco uniforme en que toda la estructura tiene la misma distorsión angular. La figura 7.8c muestra un caso muy habitual de "asentamiento no uniforme o diferencial". El asentamiento diferencial puede producirse por:

a. Presiones uniformes que actúan sobre un suelo homogéneo
b. Presiones diferentes sobre el terreno; y,
c. Condiciones del terreno heterogéneas.

TABLA 7-1

Tabla 7.1 **Asentamiento admisible**

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	6–12 plg.
	Acceso	12–24 plg.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1–2 plg.
	Estructuras reticulares	2–4 plg.
	Chimeneas, silos, placas	3–12 plg.
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004/
	Rodadura de camiones, etc.	0.01/
	Almacenamiento de mercancías	0.01/
	Funcionamiento de máquinas – telares de algodón	0.003/
	Funcionamiento de máquinas – turbogeneradores	0.0002/
	Carriles de grúas	0.003/
	Drenaje de soleras	0.01–0.02/
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005–0.001/
	Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001–0.002/
	Fisuración de revocos (yeso)	0.001/
	Pórticos de concreto armado	0.0025–0.004/
	Pantallas de concreto armado	0.003/
	Pórticos metálicos continuos	0.002/
	Pórticos metálicos sencillos	0.005/

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

Como se muestra en la fig. 7-8 ρ máx indica el asentamiento máximo y ρ mín. el mínimo. El asentamiento diferencial ($\Delta\rho$) entre dos puntos es la diferencia entre el asentamiento máximo y el mínimo. El asentamiento diferencial también se caracteriza por la "distorsión angular ρ/l" que es el asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia horizontal entre ellos.

El asentamiento que una estructura puede tolerar, "asentamiento admisible", depende de muchos factores, incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen -- del asentamiento. La tabla 7-1 da indicaciones sobre los asentamientos admisibles.

En el campo práctico el ingeniero que proyecta una cimentación debería considerar el asentamiento admisible especificado por el calculista de la estructura, que no admite el menor asentamiento, y por otro lado el cliente que desea una cimentación económica. Así pues, es importante considerar los asentamientos admisibles.

7.3.1 Asentamiento Total

En general, la magnitud del asentamiento total no constituye un factor crítico, sino principalmente una cuestión de conveniencia. Si el asentamiento total de una estructura es superior a 15 ó 20 cm. pueden presentarse problemas en las conducciones (de gas, agua, alcantarillado y otros) conectados a la estructura. Sin embargo, las juntas deben proyectarse pensando en el asentamiento de la estructura. A pesar de lo expuesto existen - casos en que los asentamientos totales grandes pueden dar lugar a graves problemas; por ejemplo, un depósito sobre arcilla blanda, próximo a la costa, -

puede asentar, quedando por debajo del nivel del agua.

7.3.2 Vuelco o Inclinación

Para la explicación de este asentamiento recurrimos a un caso muy general y conocido por la mayoría, que es la torre inclinada de Pisa (fig. 7-9). Como puede verse por la curva tiempo asentamiento, el lado norte de la torre ha asentado algo más de 1 m., mientras que el lado sur ha asentado aproximadamente 3 m., con un asentamiento diferencial de 1.8 m. Esta inclinación produce un aumento de las presiones sobre el terreno en el lado sur de la torre, agravando así la situación. Un asentamiento tan importante en un edificio elevado representa una situación peligrosa, potencialmente inestable.

FIGURA 7-9

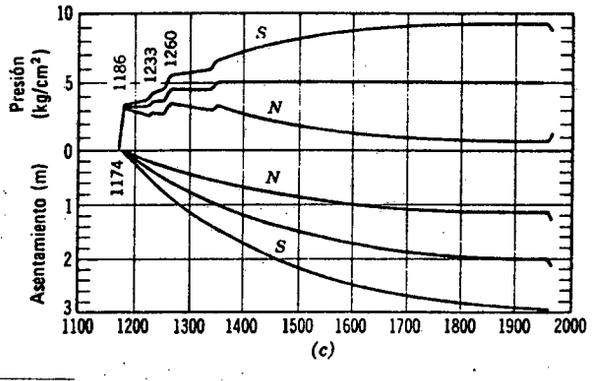


Figura 7.9. Torre inclinada de Pisa. *a)* Tomado de la Conferencia sobre Asentamientos, ASCE 1964. *b)* y *c)* Según Terracina.

7.3.3 Asentamiento no Uniforme

La distorsión angular admisible enedificaciones ha sido estudiada por análisis teóricos, mediante pruebas con grandes modelos de pórticos estructurales y observaciones in situ. La fig. 7-10 da un resumen de --

los resultados de estos estudios. Un caso extremo y crítico lo constituyen los radares de seguimiento de precisión, en las que un asentamiento diferencial de solo /1 = 1/50.000 puede inutilizar el sistema de radar.

FIGURA 7-10

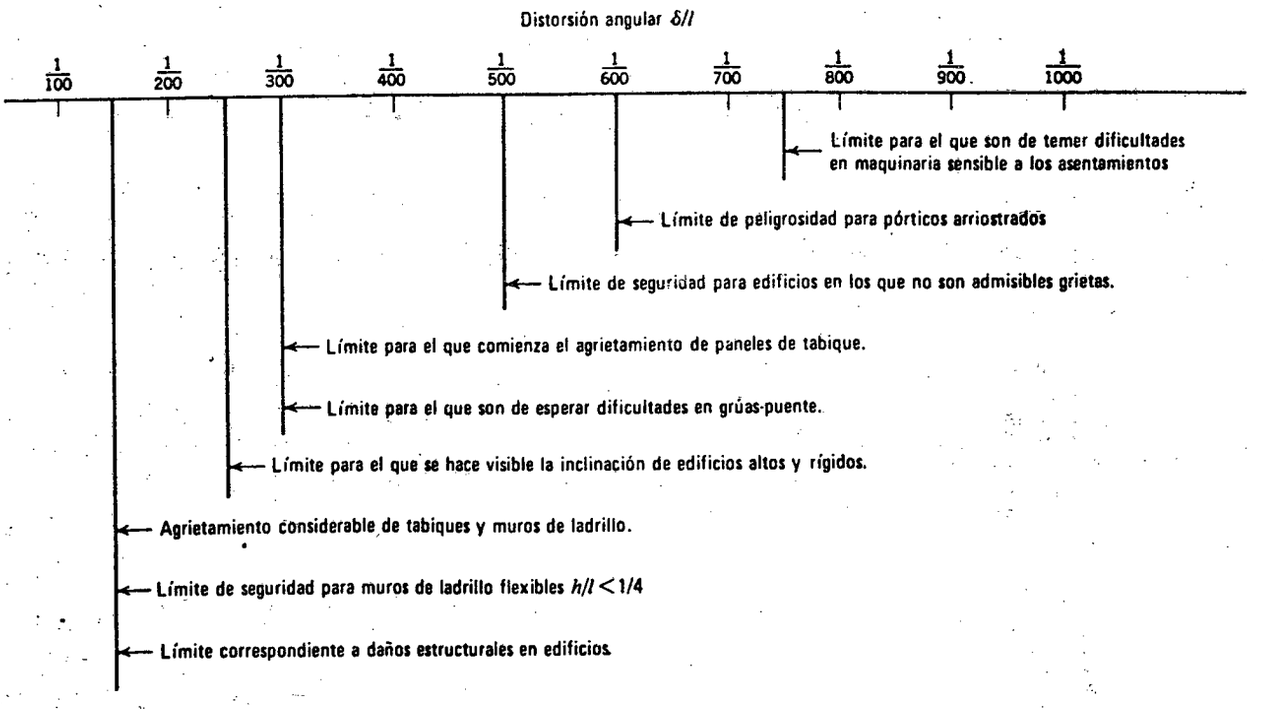


Figura 7.10. Distorsiones angulares límites (Según Bjerrum, 1963a).

7.4 CAPACIDAD DE CARGA

Con el objeto de asentar ideas que presiden estos estudios, se presentan diferentes soluciones orientadas a la determinación de la capacidad de carga, reduciéndose el problema a dos casos: la capacidad de carga de suelos puramente "cohesivos" ($c \neq 0$; $\emptyset = 0$) y la de los suelos puramente "friccionantes" ($c = 0$; $\emptyset \neq 0$). Limitándonos al estudio del problema de la capacidad de carga en suelospuramente "cohesivos".

7.4.1 Aplicación Simple del Análisis Límite al Problema de la Capacidad de Carga en Suelos Puramente "Cohesivos"

En suelos puramente "cohesivos", la teoría de la elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, cuando sobre él actúa una carga uniformemente distribuida, sobre una banda de ancho 2b y de longitud infinita.

FIGURA 7-11

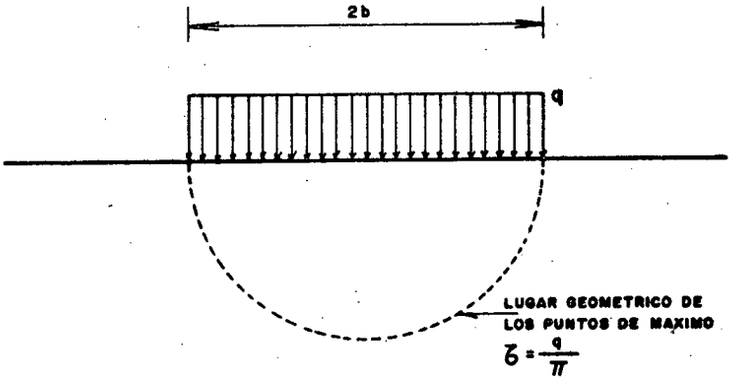


FIG. 7.11. ESFUERZOS CORTANTES MAXIMOS BAJO UNA BANDA DE LONGITUD ∞, SEGUN LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD

En realidad, puede demostrarse que para la condición de carga mostrada los máximos esfuerzos cortantes inducidos en el medio vale q/π y sucede en puntos cuyo lugar geométrico es el semicírculo mostrado, cuyo diámetro es 2b.

Solución obtenida por la teoría de la elasticidad, garantizando que ese estado de esfuerzos satisface las ecuaciones de equilibrio y de frontera, por lo que la solución será un estado de esfuerzos estáticamente admisible, siempre y cuando el valor de π máx. no sobrepase el valor de

la resistencia del material, supuesta igual a c (condición para que no haya fluencia en ningún punto del medio).

Por lo tanto:

$$\tau \text{ máx.} = c = \frac{q}{\pi}$$

se tiene que:

$$q \text{ máx} = \pi c \qquad (7\text{-}1)$$

fijando el valor máximo de q.

La ec. 7.1 nos proporciona una cota inferior para el valor de qu, carga última que puede colocarse sobre el medio, sin que ocurra falla en ningún punto del mismo.

7.4.1.1 Solución Elástica del Estado de Esfuerzos Bajo una Banda de Longitud Infinita

La solución propuesta por Carothers, permite determinar el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico (7.4.1), sobre el cual actúa una banda de carga uniformemente distribuida de valor q, en un ancho 2b y longitud infinita (fig.-7.12).

En cualquiera de los puntos del medio los esfuerzos principales son:

$$\sigma 1 = \frac{q}{\pi} \left(\alpha + \operatorname{sen}\alpha \right)$$

$$\sigma 3 = \frac{q}{\pi} \left(\alpha - \operatorname{sen}\alpha \right) \qquad (7\text{-}2)$$

Donde α es el ángulo subtendido por las rectas que unen al punto considerado con los límites de la banda cargada. Estos esfuerzos actúan en direcciones arbitrarias de modo que $\sigma 1$, esfuerzo principal mayor, coincide con la bisectriz del ángulo α

FIGURA 7-12

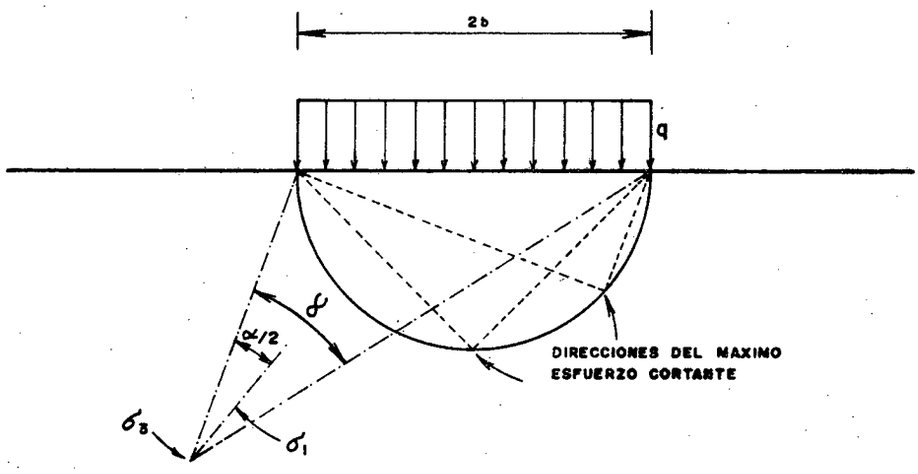


FIG. 7.12. ESTADO DE ESFUERZOS BAJO UNA BANDA DE LONGITUD INFINITA SEGUN LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD

De las ecs. 7-2 se deduce que el máximo esfuerzo cortante entre los que actúan en dicho punto ($\bar{\sigma}$) vale

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma 1 - \sigma 3}{2} = \frac{q}{\pi} \operatorname{sen} \alpha \qquad (7\text{-}3)$$

Por lo tanto, los esfuerzos cortantes máximos en el medio ocurren en puntos en que sen α sea máximo, o sea cuando α valga 90°, correspondiendo a un lugar geométrico constituido por un semicírculo de diámetro 2b (fig. 7-12). Los esfuerzos cortantes máximos en el centro valen:

$$\tau_{máx} = \frac{q}{\pi}$$

$$m = q \times 2b \times b = 2qb^2$$

El momento resistente, que se opone al giro, es producido por la "cohesión" del suelo y vale:

$$R = 2\pi b \times 2b \times c = 4\pi cb^2$$

Si comparamos ambos se deduce que, para el círculo analizado, la carga máximo que puede tener el cimiento, sin falla, será:

$$q = 2\pi c = 6.28c$$

Realmente puede demostrarse que el círculo analizado no es el más crítico posible. Ya que, si se escoge un centro en 0, sobre el borde del área cargada, pero a mayor altura que 0, puede probarse que existe un círculo, el más crítico de todos, para el que:

$$q \text{ máx.} = 5.5c \qquad (7\text{-}4)$$

Fórmula que representa la carga máxima que puede darse al cimiento, sin que ocurra el deslizamiento a lo largo del nuevo círculo.

En una superficie de falla, a lo largo de la cual ocurre una rotación de cuerpo rígida representa, un campo de velocidades de deslizamiento sistemáticamente admisible y, por lo tanto, un mecanismo de falla. Por lo tanto, el valor dado por la ec. 7-4 es una cota superior de la carga última, qu, considerando el medio idealmente plástico.

De donde, la carga última real, qu, resulta acota-

da entre los valores:

$$\pi c \leq qu \leq 5.5c \qquad (7.5)$$

Solución de Prandtl que permite, con otro mecanismo de falla legar a una cota superior del problema que hemos anotado anteriormente, reduciéndose así aún más el intervalo teórico para encontrarse la solución.

7.4.2 Aplicación de la Teoría de Terzaghi

La teoría de Terzaghi abarca el caso más general de suelos con cohesión y fricción y su colaboración en la mecánica de suelos ha sido de tal trascendencia que hasta la actualidad es la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos, especialmente en las cimentaciones poco profundas.

Cuando se habla de "cimiento poco profundo" se refiere a aquel en que el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento (profundidad de desplante, Df). En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante --- arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola solo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que solo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma Df$, actuando precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento en donde γ es el peso específico del suelo (fig. 7-14).

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
426
BIBLIOTECA

FIGURA 7-14

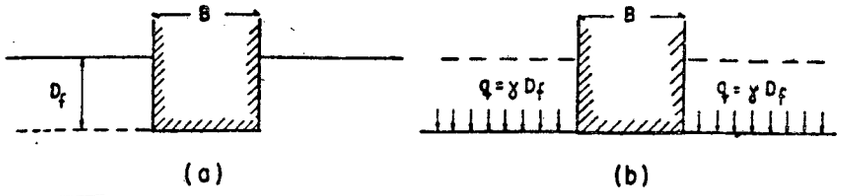


Figura 7.14. *Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso*

En base a los estudios de Prandtl mencionados anteriormente para el caso de un medio "puramente cohesivo", extendidos para un medio "cohesivo y friccionante", Terzaghi propuso el mecanismo de falla que aparece - en la fig. 7-15.para un cimiento poco profundo, de longitud infinita normal al plano del papel.

FIGURA 7-15

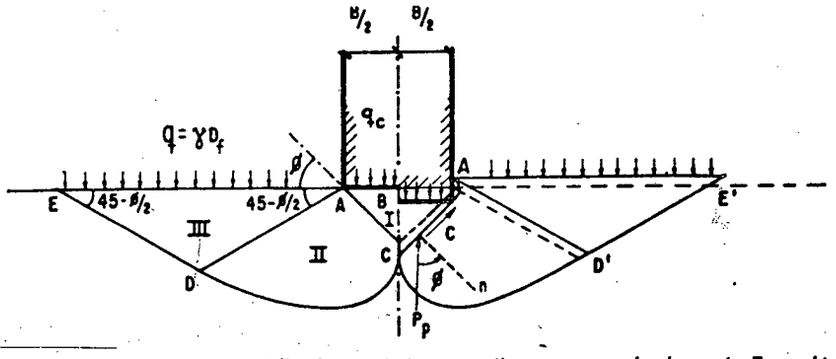


Figura 7.15. *Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi*

La zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con - el cimiento, verticalmente hacia bajo. La zona II es de deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal el ángulo Ø, cuando la base del cimiento es rugosa; si fuera idealmente lisa, entonces el ángulo sería 45 + Ø/2. La frontera AD forma un ángulo 45 - Ø/2, con la hori

zontal, en cualquiera de los dos casos. La zona III es una zona de estado - plástico.

La penetración del cimiento en el terreno solo será posible si se vencen las fuerzas resistentes que se oponen a dicha penetración; comprendiendo éstas el efecto de la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva del suelo desplazado; actuante en dichas superficies. Por estarse tratando un caso de falla incipiente, estos empujes formarán un ángulo ϕ con las superficies, es decir, serán verticales en cada una de ellas.

Si despreciamos el peso de la cuña I y considerando el equilibrio de fuerzas verticales, se tiene que:

$$qcB = 2\,P_p + 2\,C \operatorname{sen} \phi \qquad (7\text{-}6)$$

En donde:

qc = carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud del mismo

P_p = empuje pasivo actuante en la superficie AC

C = fuerza de cohesión actuante en la superficie AC

En la fig. 7-15 se observa que C = cB/2 cos. ϕ, por lo tanto si sustituimos en (7-6), se obtiene:

$$qcB = 2P_p + 2\,\frac{cB \operatorname{sen} \phi}{2 \cos \phi}$$

$$qcB = 2P_p + cB \operatorname{tag} \phi$$

$$qc = \frac{1}{B}\,(2\,P_p + cB \operatorname{tag} \phi) \qquad (7\text{-}7)$$

Faltando por calcularse P_p.γ

La fuerza P_p puede ser descompuesta en tres partes: Ppc, - Ppq y Pp

Ppc = componente de Pp debida a la cohesión actuante a lo - largo de la superficie CDE.

Ppq = componente de Pp debida a la sobrecarga q = γ Df que actúa en la superficie AE.

Ppγ = componente de Pp debido a los efectos normales y de - fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento CDE, causados por el peso de la masa de suelo en las zonas II y III.

Tomando en consideración las igualdades descritas, la ec. - (7-7) puede expresarse:

$$qc = 2/B\ (ppc + Ppq + Pp\ \gamma\ + \frac{1}{2}\ cB\ tg\ \emptyset) \qquad (7\text{-}8)$$

Los valores de Ppc, Ppq y Pp γ fueron calculados algebraicamente por Terzaghi logrando transformar la ec. 7-8 en:

$$qc = CNc\ +\ \gamma DfNq\ +\ \frac{1}{2}\ \gamma BN\gamma \qquad (7\text{-}9)$$

Donde qc es la presión máxima que puede darse al cimiento - por unidad de longitud, sin provocar su falla; o sea, representa la capaci-- dad de carga última del cimiento. Se expresa en unidades de presión. Nc, - Nq y N γ son coeficientes adimensionales que dependen del valor de $\emptyset$, ángulo de fricción interna del suelo y se denominan FACTORES DE CAPACIDAD DE CAR

GA debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

Mediante la ec. 7-8 obtenemos la ec. 7-9 introduciendo en ella los siguientes valores para los factores de capacidad de carga.

$$Nc = \frac{2\ Ppc}{Bc} + tg\ \emptyset$$

$$Nq = \frac{2\ Ppq}{B\ \gamma\ Df} \qquad (7\text{-}10)$$

$$N\gamma = \frac{4\ Pp}{B^2 \gamma}$$

Si en las expresiones anteriores se calculan los valores obtenidos por el cálculo para Ppc, Ppq y Pp γ se observa que los factores están en función del ángulo $\emptyset$.

La ec. 7-9 se puede obtener de la ecuación 7-8 mediante el siguiente razonamiento:

Mediante la fig. 7-15 puede verse que la componente Ppc es proporcional a B y a c. En realidad, si B se duplica, trambién lo hace la longitud de la superficie de deslizamiento CDE, puede que duplicar B equivale a dibujar la nueva figura a escala doble. Lo cual significa que Ppc será doble si el valor de c se duplica, obteniéndose la expresión:

$$Ppc = KcBc$$

Donde Kc es una constante que dependerá solo del valor de $\emptyset$ (obsérvese en la fi. 7-15 que cualquier variación de $\emptyset$ trae consigo una varia

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA

ción en la extensión y forma de la superficie de falla.

Se observa que al duplicarse B se duplica la superficie donde actúa la sobrecarga $q = \gamma Df$, resultando Ppq proporcional al valor de q. Pudiendo escribirse:

$$Ppq = Kq \quad B\gamma \quad Df$$

En donde Kq es función de ϕ, y finalmente al duplicarse ϕ se cuadriplica el área de las zonas II y III y con ella el peso del material de dichas zonas. Expresándose matemáticamente $Pp\gamma$ proporcional a B^2, de donde se deduce que $Pp\gamma$ debe ser proporcional a γ. Pudiendo escribirse:

$$Pp\gamma = K\gamma \; \gamma B^2$$

Donde $K\gamma$ es también función de ϕ

FIGURA 7-16

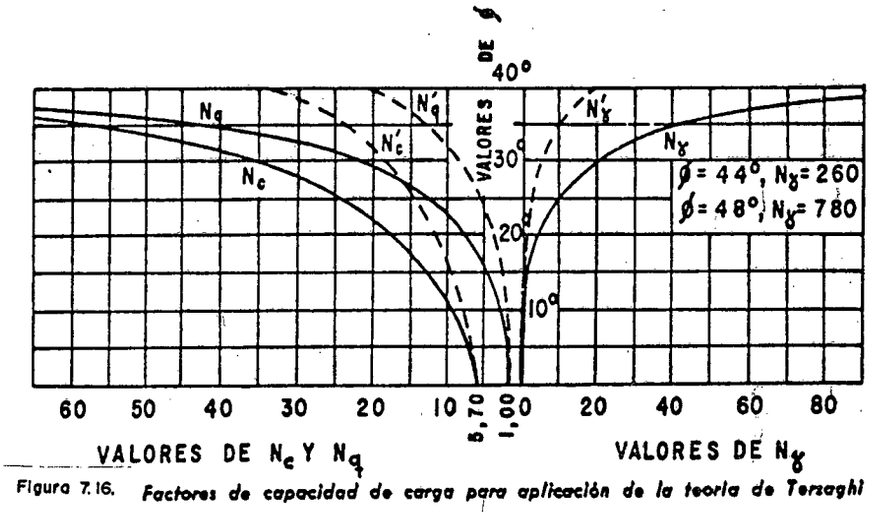


Figura 7.16. *Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi*

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a -

falla local Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo - nuevos valores de "c" y "Ø" para efecto de cálculo; trabajando con:

$$c = 2/3\ c$$

$$\text{tg } \emptyset = \frac{2}{3} \text{ tg } \emptyset$$

Esto significa una asignación de las dos terceras partes de la resistencia con respecto a la real.

Dado un ángulo Ø, en un suelo en que la falla local sea crítica, puede calcularse con la ec. 7-11 el Ø equivalente. Si calculado el valor de Ø se entrara a las curvas llenas de la fig.7-16 se obtendrían valores de los factores de N iguales a los que se obtienen entrando con el Ø original en las curvas discontínuas, para los valores de N'. Evitando así al calculista la aplicación reiterada de la segunda ec. 7-11.

En conclusión, la capacidad de carga última respecto a falla local queda dada por la expresión siguiente:

$$qc = \frac{2}{3} cN'c + \gamma DfN'q + \frac{1}{2} \gamma BN'\gamma \qquad (7\text{-}12)$$

La teoría antes mencionada se limita únicamente a cimientos contínuos, es decir, de longitud infinita normal al plano del papel.

Para el cálculo de cimientos cuadrados o redondos, tan frecuentes en la práctica, no existe ninguna teoría aproximada, Terzaghi propuso las fórmulas siguientes, las mismas que son una modificación de la expresión fundamental, basados en resultados experimentales, resultando para:

Zapatas cuadradas:

$$qc = 1.3\ cNc + \gamma DfNq + 0.4\ \gamma\ BN_{\gamma} \qquad (7\text{-}13)$$

Zapatas circulares:

$$qc = 1.3\ cNc + \gamma\ DfNq + 0.6\ \gamma\ RN_{\gamma} \qquad (7\text{-}14)$$

En las ecuaciones anteriores, los factores de capacidad de carga se obtienen de la fig. 7-16, tanto los correspondientes a la falla general o a la local, cuando esta última sea crítica. R de la ec. 7-14 significa radio del cimiento.

Las fórmulas anteriormente descritas son válidas solo para cimientos sujetos a carga vertical excentos de cualquier excentricidad.

7.4.3 Aplicación de la Teoría de Terzaghi a Suelos Puramente Cohesivos

De acuerdo a la fig. 7-16 se puede ver que para un suelo puramente cohesivo y en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de capacidad de carga resultan:

$$Nc = 5.7$$

$$Nq = 1.0$$

$$N_{\gamma} = 0$$

Valores mediante los cuales, la ec. 7-9 queda:

$$qc = 5.7c + \gamma\ Df \qquad (7\text{-}15)$$

se acostumbra escribir la ec. 7-15, como sigue:

$$qc = 2.85\ qu + \gamma Df \qquad (7\text{-}16)$$

Que se observa de inmediato si se toma en cuenta que, en los suelos tratados, qu = 2c donde qu es la resistencia a la compresión simple del material. Con la ec. 7-16 se calculan los cimientos de longitud infinita. Su equivalente para cimientos cuadrados y redondos se obtienen a partir de las ecs. 7-13 y 7-14, en donde:

$$qc = 1.3 \times 5.7c + \gamma Df \qquad (7\text{-}17)$$

Con frecuencia en la práctica se acostumbra utilizar la fórmula aproximada, derivada en las dos expresiones anteriores.

$$qc = 2.85\ qu\left(1 + 0.3\ \frac{B}{L}\right) + \gamma Df \qquad (7\text{-}18)$$

Para un cimiento infinitamente largo B/L = 0, resultando la ec. 7-16; para un cimiento cuadrado, B/L = 1 por lo que la ec. 7-18 deviene en la 7-17. La aproximación de la ec. 7-18 consiste en establecer una interpolación lineal entre ambos casos extremos, para cimientos largos de longitud infinita.

7.5 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

En el capítulo III de este estudio se anotó la fórmula general que permite calcular el asentamiento por ensayos edométricos de un estrato de espesor H. Dicha fórmula es:

$$H = \frac{\Delta e}{1 + e_o}\ H \qquad (7\text{-}19)$$

En el caso en que los incrementos de presión (Δp) transmitidos al suelo varíen con la profundidad o en el que $\Delta e/1 - e_o$ varíe apreciablemente a lo largo del espesor del estrato, por ejemplo, por efecto de preconsolidación en parte de él, se hace necesario expresar la ec. 7-19 en forma diferencial y obtener el asentamiento total por un proceso de integración a lo largo del espesor del estrato. Obteniendo:

$$dz = \frac{\Delta e}{1 + e_o} dz \qquad (7\text{-}20)$$

Integrando resulta:

$$\Delta H = \int_o^{\#} \frac{e}{1 + e_o} dz \qquad (7\text{-}21)$$

Considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de la z. La ec. 7-21 es la ecuación general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidación.

La ec. 7-12 sigue un método simple de trabajo para evaluar los asentamientos en un caso práctico establecido (fig. 7-17).

Si se dispone de pruebas de consolidación realizadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato compresible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a tal profundidad (fig. 7-17a). Sobre esas gráficas podrá llevarse el valor de p_o, presión actual efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_o, a continuación, podrá llevarse, a partir del p_o, el valor $\Delta \bar{p}$, determinado mediante las teorías de la elasticidad y que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando éste se haya con

solidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor -- $p = Po + \Delta\bar{p}$ proporcionará la e final que, teóricamente, alcanzará el suelo - a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse $e = e - e_o$ y, - por lo tanto, $\Delta e/1 + e_o$.

En la parte de la fig. 7-17 se muestra la gráfica $\frac{e}{1 + e_o - z}$ que deberá tratarse una vez determinados sus puntos mediante el proceso anterior aplicado a las diferentes profundidades.

Suficiente observar la fórmula (7-21) para notar que el área entre 0 y H bajo la fig. 7-17b, llamada curva de influencia de los asentamientos, proporciona directamente el valor de ΔH.

Cuando se trata de un estrato compresible, homogéneo, de pequeño - espesor, en que el coeficiente mv puede considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja, entonces puede expresarse:

$$\Delta H = \int_o^{\#} \frac{e}{1 + e_o}\, dz = \int_o^{\#} mv.\ \Delta\bar{p}.\ dz = mv \int_o^{\#} \Delta\bar{p}\ dz \qquad (7\text{-}22)$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre - las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente.

Si por otro lado $\Delta\bar{p}$ puede considerarse constante en el espesor - tratado, entonces la fórmula 7-22 se reduce a:

$$\Delta H = mv\ \Delta\bar{p}H$$

Como sea que estos esfuerzos τ máx. actúan en -- planos que forman el ángulo de 45° con la dirección del esfuerzo principal - mayor, τ 1, se sigue que sus direcciones están dadas por cada punto del semicírculo por las cuerdas que unen el punto de que se trate con los extremos de la banda cargada.

Para una completa aplicación del análisis límite a los problemas de capacidad de carga en suelos puramente "cohesivos" se necesita encontrar una cota superior para el valor de la carga última, qu, para obtener tal fin considérese un análisis de capacidad realizado según la fig. 7-13 que, básicamente, consiste en la aplicación del método sueco al problema de capacidad de carga.

FIGURA 7-13

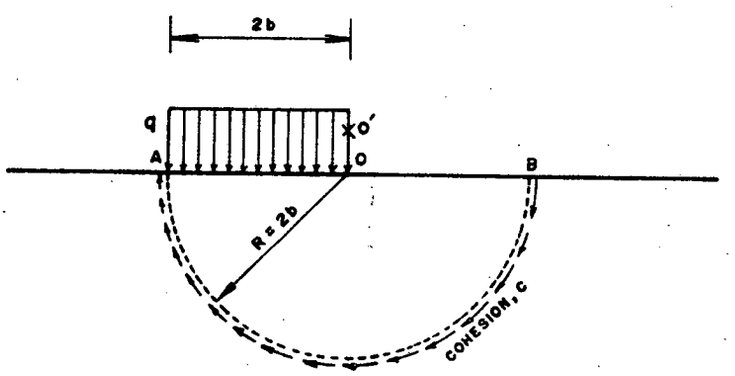


FIG. 7.13. ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA CONSIDERANDO UNA SUPERFICIE DE FALLA CIRCULAR

En realidad, considérese una superficie de falla - circular con centro en O, extremo del área cargada y radio 2b, igual al ancho del cimiento. El momento motor, que tiende a producir el giro del terreno de cimentación como cuerpo rígido sobre la superficie de deslizamiento - equivale:

Fig 7-17

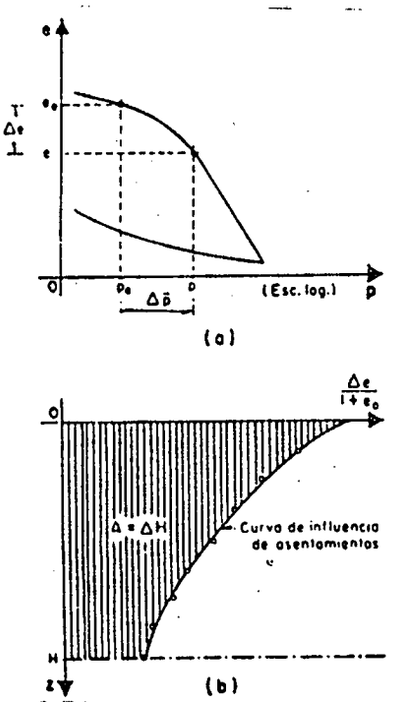


Figura 7.17. *Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos*

7.5.1 Métodos Elásticos para el Cálculo de Asentamientos

Estos métodos tienen aplicación en el cálculo de los asentamientos instantáneos que ocurren al actuar una carga en un suelo homogéneo, elástico e isótropo. Entre estos suelos se cuentan algunas arcillas preconsolidadas o normalmente consolidadas cuando el espesor del estrato no es muy grande y también aquellos materiales arcillosos cementados que prácticamente no se consolida, debido a la acción del elemento cementante.

7.5.1.1 Asentamiento Elástico bajo una Carga Concentrada

Si se tiene una carga vertical concentrada actuando en la frontera de un medio elástico semi-infinito, se trata de estimar el asentamiento bajo la carga, mediante un método aproximado basado en la fórmula de Boussinesq para el esfuerzo normal vertical. El análisis siguiente supone que el efecto de los esfuerzos restantes es despreciable.

El esfuerzo δz, según Boussinesq es:

$$\delta z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5}$$

Para puntos bajo la carga R = z, obteniéndose:

$$\delta z = \frac{3P}{2\pi} \frac{1}{z^2}$$

Aplicando la Ley de Hooke en su forma más simple, correspondiente a un estado monoaxial de esfuerzos, se tiene:

$$dp = \frac{\delta z}{E} \, dz$$

En donde dp representa la deformación vertical del elemento dz bajo la carga. Integrando la fórmula anterior entre z e se obtiene:

$$\rho = \frac{3P}{2\pi E} \int_z^{\infty} \frac{dz}{z^2} = - \frac{3P}{2\pi E} \left[\frac{1}{z} \right]_z^{\infty}$$

y

$$\rho = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi E z} \qquad (7\text{-}23)$$

Tomándose en cuenta que la integración fue hecha a partir del nivel z = z hacia abajo, y así evitar la singularidad presentada por la fórmula de Boussinesq inmediatamente bajo la carga.

Boussinesq obtuvo la fórmula para el desplazamiento vertical de un punto a la profundidad z y radio vector R como sigue:

$$\rho = \frac{P}{2E} (1 + u) \left[2 (1 - u) + \left(\frac{z}{R}\right)^2 \right] \frac{1}{R} \qquad (7\text{-}24)$$

Donde u es la relación de Poisson.

Para puntos que se encuentran bajo la carga, la ec. (7-24) se transforma a:

$$\rho = \frac{P}{2\pi E z} (1 + u)(3 - 2u) \qquad (7\text{-}25)$$

Las ecs. 7-23 y 7-25 tienen una similitud para - u = 0.5.

Las fórmulas anotadas anteriormente nos dan el --

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
440
BIBLIOTECA

asentamiento elástico bajo la carga, y no debido a la consolidación.

7.5.1.2 Asentamientos Elásticos bajo Cargas Distribuidas

Para la explicación de este método se considera el caso de una superficie circular uniformemente cargada (flexible), en la frontera superior de un medio semi-infinito, elástico, homogéneo e isotropo. Donde D será el diámetro de la superficie y p la magnitud de la presión superficial aplicada.

Al aplicar carga bajo el centro del área, la deformación vertical viene dada por:

$$\delta = (1 - u^2) \frac{P}{E} D \qquad (7\text{-}26)$$

y en los puntos de la periferia por:

$$\delta = \frac{2}{\pi} (1 - u^2) \frac{P}{E} D \qquad (7\text{-}27)$$

El asentamiento promedio del área circular resulta igual a:

$$\delta m = \frac{8}{3\pi} (1 - u^2) \frac{P}{E} D \qquad (7\text{-}28)$$

En el caso de tener una placa circular rígida, con carga total P, la carga media por unidad de área resulta:

$$pm = \frac{P}{\pi R^2}$$

Donde R = radio de la placa y el asentamiento bajo cualquier punto de la placa está dado por:

$$\delta_R = \frac{\pi}{4}(1-u^2)\frac{pm}{E}D \qquad (7\text{-}29)$$

Donde D = 2R

Para cargas distribuidas sobre superficie rectangular flexible, Steinbrenner resolvió el problema del cálculo de asentamientos bajo una esquina del rectángulo cargado. Por lo tanto el asentamiento elástico entre la superficie y la profundidad z queda dado por:

$$Pz = \frac{P}{E}(1-u^2)\left| L \ln \frac{B+\sqrt{L^2+B^2}\sqrt{L^2+z^2}}{L\,(B+\sqrt{L^2+B^2+z^2})} + \right.$$

$$+ B \ln \frac{L+\sqrt{L^2+B^2}\sqrt{B^2+z^2}}{B\,(L+\sqrt{L^2+B^2+z^2})} +$$

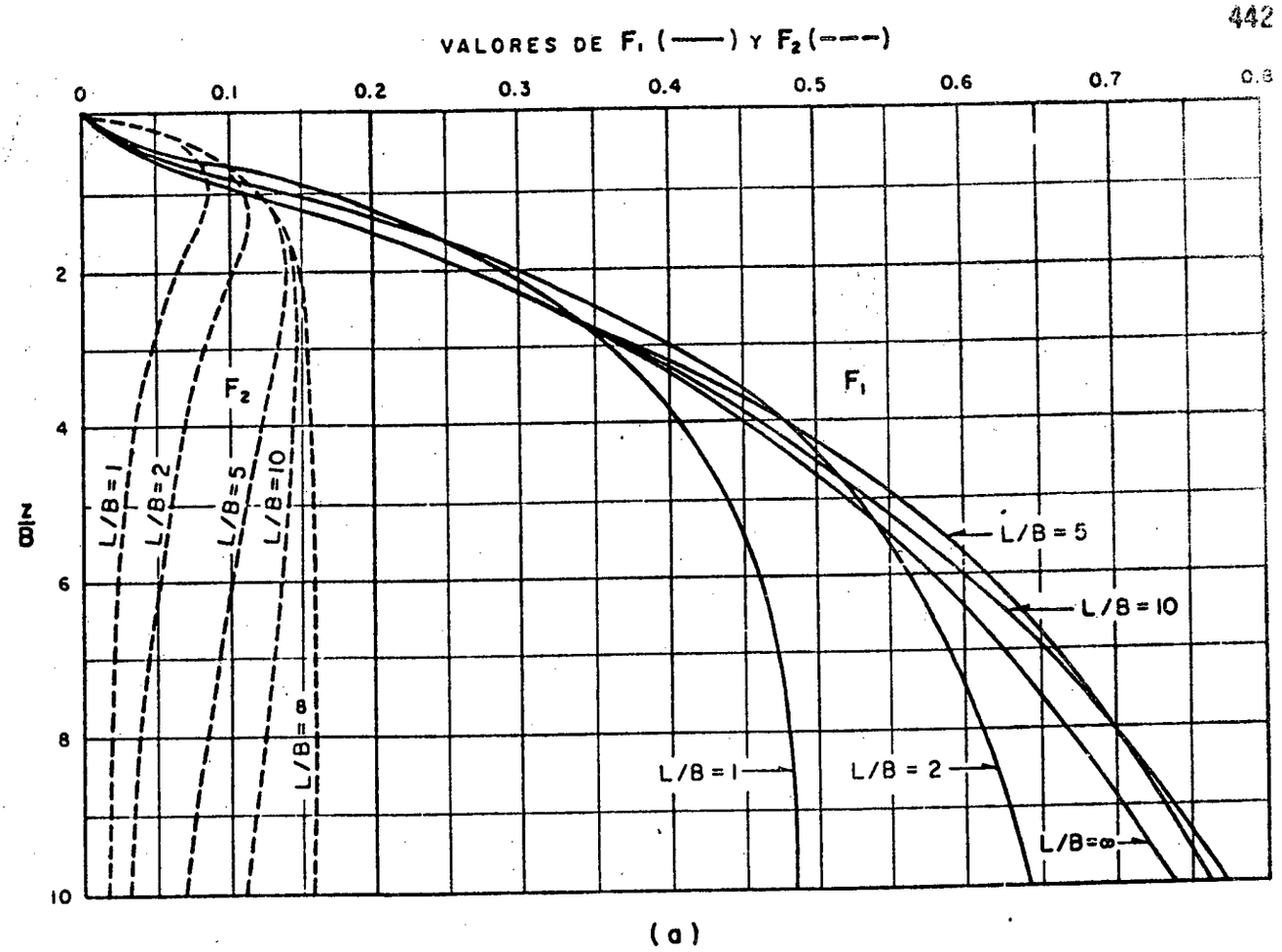
$$+ \frac{P}{2E}(1-u-2u^2)\, z \operatorname{arc\,tg} \frac{LB}{z\sqrt{L^2+B^2+z^2}} \qquad (7\text{-}30)$$

La misma que puede escribirse:

$$pz = P\frac{B}{E}\left[(1-u^2)\,F1 + (1-u-2u^2)F2\right] = P\frac{E}{E}Fu \qquad (7\text{-}31)$$

En la que F1 y F2 son funciones de z/B y L/B, con profundidad z en el suelo, B ancho y L longitud del cimiento. En la fig. 7-18a se proporcionan los valores de F1 y F2 y en la parte b de la misma figura, una gráfica que da directamente el valor de Fu, para el caso particular de u = 1/3.

Si se trata de un suelo homogéneo en toda la masa, el asentamiento total puede obtenerse con las fórmulas anteriores, haciendo $z = \infty$.



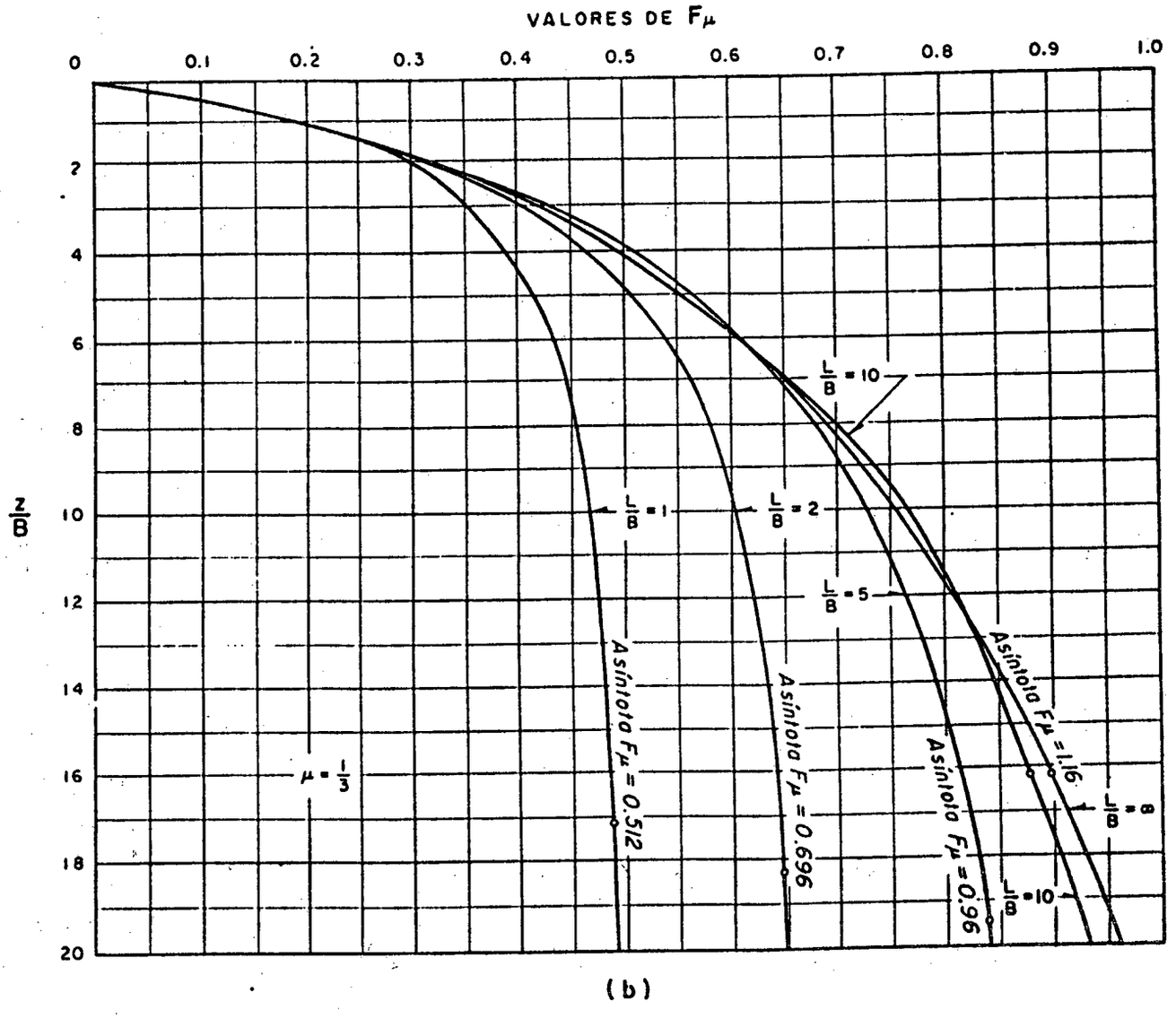


Figura 7.18. GRÁFICAS PARA EL CÁLCULO DE F_1, F_2 Y F_μ ($\mu = 1/3$), EN LAS FÓRMULAS DE STEINBRENNER.

7.6 ASENTAMIENTOS Y LEVANTAMIENTOS PRODUCIDOS EN DEFORMACION UNIDIMENSIONAL

En esta sección se considera el movimiento vertical (asentamiento o levantamiento) producido por deformación unidimensional. La trayectoria de esfuerzos efectivos para la deformación unidimensional es aproximadamente una línea recta, la línea Ko. En la fig.7-19 indica la trayectoria de esfuerzos IF para un elemento de suelo sometido a deformación unidimensional. En la compresión desde I hasta F, el elemento de suelo se reduce de volumen y varía de forma de tal manera que la dilatación lateral debida la variación de forma del elemento se equilibra exactamente por la compresión lateral proveniente de la variación de volumen; es lo que se llama "deformación unidimensional".

El asentamiento unidimensional puede producirse cuando las condiciones de contorno del terreno y las del esfuerzo aplicado imponen una trayectoria de esfuerzos efectivos Ko sobre el elemento de suelo medio. En la fig. 7-19b se muestran dos casos en los que las condiciones obligan a un asentamiento unidimensional. El caso de la izquierda de la fig. 7-19b, el que es muy difícil que se produzca en el terreno, es semejante al de una prueba edométrica de laboratorio. El caso que aparece a la derecha de la fig. 7-19b, recuerda muchos problemas reales. Aunque un depósito sufra deformaciones bi - ó - tridimensionales, puede darse el caso de que un determinado punto solo tenga una deformación unidimensional. En la fig. 7-19c, se indica un elemento de suelo en un estado inicial Ko, el cual puede resultar cargado por una carga superficial no uniforme de manera tal que los esfuerzos producidos en el elemento medio de la carga compresible den lugar a un estado Ko en el terreno. Si este punto se encuentra en el nivel medio o típico de todo el estrato, entonces el asentamiento puede estimarse mediante -

FIGURA 7-19

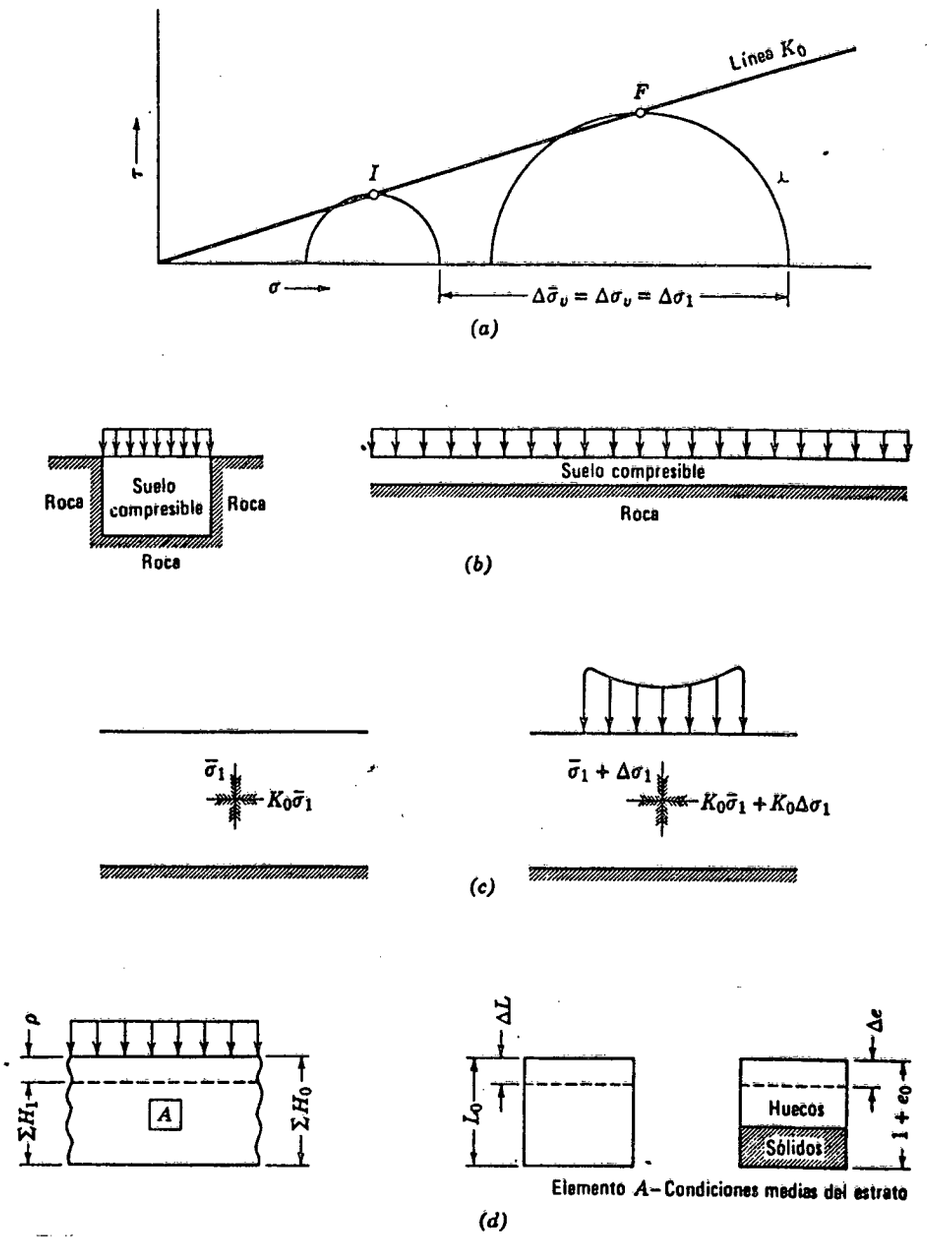


Figura 7.19. Asentamiento unidimensional. (*a*) Deformación unidimensional. (*b*) Asentamiento unidimensional impuesto por las condiciones de contorno. (*c*) Asentamiento unidimensional bajo esfuerzos K_0. (*d*) Asentamiento.

los métodos estudiados.

Si la deformación en un punto es unidimensional, esta deformación debe provenir de un cambio de volumen. En un terreno saturado estos cambios de volumen solo se pueden producir si el agua escapa o entra en el suelo. En

la práctica, este caso se presenta de dos formas:

1. Cuando la carga se aplica tan lentamente que se produce un drenaje completo.
2. Durante la consolidación subsiguiente a una carga sin drenaje.

Como la compresión final bajo un incremento de carga dado es generalmente casi la misma para ambos tipos de carga, entonces se puede aplicar los siguientes métodos en ambos casos.

La fig. 7-19d muestra una capa de terreno compresible sometido a compresión unidimensional. El estrato de espesor original $\leq Ho$ se comprime hasta un valor final de $\leq H_1$ con un asentamiento ρ igual al espesor inicial menos el final. Partiendo de esta relación podemos deducir las expresiones siguientes del asentamiento.

Para la deducción de las expresiones siguientes se requiere el valor de las magnitudes mv, av y Cc, que son el resultado de pruebas de compresión confinada, siendo estas magnitudes: coeficiente de variación volumétrica, coeficiente de compresibilidad e índice de compresión respectivamente. - Magnitudes que se anotarán acorde con las deducciones de las expresiones del asentamiento.

$$\rho = \leq Ho - \leq H_1$$

$$\rho = \leq Ho\,\epsilon \text{ vertical} = \leq Ho\,\epsilon \text{ volumétrica} \quad (7\text{-}32)$$

Donde:

$$\epsilon \text{vertical} = \frac{\Delta l}{Lo} = \epsilon \text{ volumétrica} = -\frac{\Delta e}{1+e_o}$$

ó $$\rho = \varepsilon \, Ho \; mv \; \Delta \bar{\sigma} v \qquad (7\text{-}33)$$

Siendo:

mv = coeficiente de variación volumétrica

$$mv = - \frac{\Delta e}{(1 + e_o)} \; \frac{1}{\Delta \bar{\sigma} v} = - \frac{\text{volumétrica}}{\Delta \bar{\sigma} v}$$

ó $$\rho = \frac{\varepsilon \, Ho}{1 + e_o} \; av \; \Delta \bar{\sigma} v \qquad (7\text{-}34)$$

Donde:

av = coeficiente de compresibilidad = $- \dfrac{\Delta e}{\Delta \bar{\sigma} v}$

$$= \frac{Ho}{1 + e_o} \; Cc \log_{10} \left(\frac{vo + v}{v_o} \right) \qquad (7\text{-}35)$$

Siendo:

Cc = índice de compresión = $- \dfrac{\Delta e}{\Delta \log_{10} \bar{\sigma} v}$

$\bar{\sigma}_{vo}$ = esfuerzo vertical inicial efectivo

Cuando $\Delta \bar{\sigma} v \leq \bar{\sigma} v_o$ el asentamiento puede expresarse aproximadamente en la forma:

$$\rho = \frac{\varepsilon \, Ho \; \Delta \bar{\sigma} v}{(1 + e_o) \; \bar{\sigma} v_o} \times 0.435 \, Cc \qquad (7\text{-}36)$$

En estas condiciones L es la longitud, e la relación de vacíos. - El subíndice o corresponde al inicial y el 1 al estado final en lo que se refiere al espesor de la arcilla.

7.7 TEORIA DE LA CONSOLIDACION

Si se confina una muestra saturada de suelo en un edómetro, como se indica en la fig. 7-20 y se aplica un incremento de presión vertical $\Delta\bar{\sigma}_1$, se advierte un incremento en la presión intersticial Δu. La presión intersticial en el interior de la muestra ya no está en equilibrio con las presiones intersticiales en el contorno de la misma, por lo que el agua comienza a fluir y se disipan las sobrepresiones producidas por la carga. En cuanto se termina la aplicación de la carga, el agua comienza a fluir debido al gradiente producido por las sobrepresiones intersticiales, variando el volumen del suelo. Si las sobrepresiones intersticiales son positivas de forma que el suelo tiende a disminuir de volumen, el proceso se denomina CONSOLIDACION. Si las sobrepresiones son negativas, por lo que el suelo tiende a aumentar de volumen, el proceso se denomina EXPANSION. La teoría matemática que describe la disipación de las sobrepresiones intersticiales (positivas o negativas) y la deformación del suelo con ella asociada se denomina "TEORIA DE LA CONSOLIDACION".

FIGURA 7-20

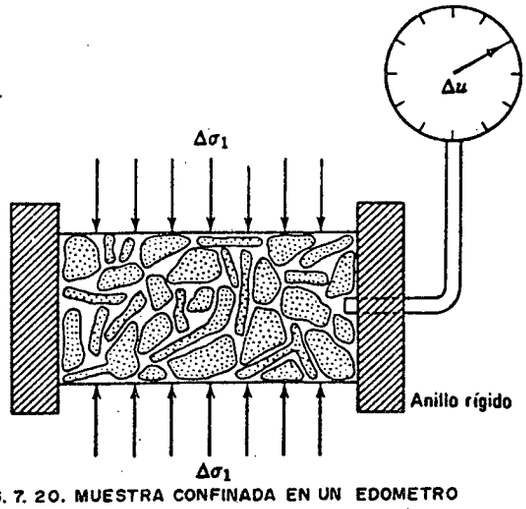


FIG. 7. 20. MUESTRA CONFINADA EN UN EDOMETRO

7.7.1 Ecuación de la Consolidación

El proceso de consolidación (o expansión) viene dado por:

a. Las ecuaciones de equilibrio de un elemento de suelo.
b. Las relaciones esfuerzo-deformación del esqueleto mineral; y,
c. La ecuación de continuidad del fluido intersticial.

Para la obtención de la ecuación de la consolidación se requiere la ecuación de la continuidad, siendo:

$$Kz = \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + kx \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{1}{1+e}\left(e \frac{\partial s}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t}\right) \quad (7.a)$$

En donde:

z = coordenada en la dirección vertical

x = coordenada en la dirección horizontal

kz, kx = permeabilidad en las direcciones correspondientes

e = relación de vacíos

h = carga hidráulica total

S = grado de saturación

t = tiempo

La parte izquierda de la ec. 7.a es el flujo neto de agua - en un elemento de suelo en un régimen de flujo bidimensional. El miembro de la derecha es el aumento de volumen de agua en el elemento considerado. Si el suelo está completamente saturado, el miembro de la derecha representa -- también la variación de volumen del elemento.

Las ecuaciones que se desarrollarán a continuación rigen diversos casos especiales. En estas deducciones se supone saturación completa de tal forma que S = 1 y $\partial s / \partial t = 0$.

7.7.1.1 Consolidación Unidimensional con una Relación Esfuerzo Deformación Lineal

Para la explicación de este punto utilizaremos las figs. 7-20 y 7-21, las cuales nos muestran dos casos habituales en los que el flujo y la deformación solo se producen en dirección vertical. En ambos casos existe un estrato de arcilla entre dos estratos más rígidos, que se consolidan instantáneamente, se comparan con la arcilla. Por esta razón solo existen sobrepresiones intersticiales en la arcilla y prácticamente todo el asentamiento se debe a cambios de volumen en dicha arcilla. En los dos casos la dimensión horizontal en la que se producen los cambios es muy grande respecto al espesor del estrato que se consolida. De aquí que todas las secciones verticales tienen la misma distribución de presiones intersticiales y de esfuerzos con la profundidad. El flujo de agua solo se produce en dirección vertical y no existe deformación horizontal.

Bajo estas condiciones, las ecuaciones que rigen la consolidación (o expansión) son las siguientes:

Equilibrio:

$$\sigma_v = \gamma_t z + \text{esfuerzo en la superficie}$$

Esfuerzo-deformación:

$$\frac{\partial e}{\partial \bar{\sigma}_v} = - a_v \qquad (7.b)$$

FIGURA 7-21

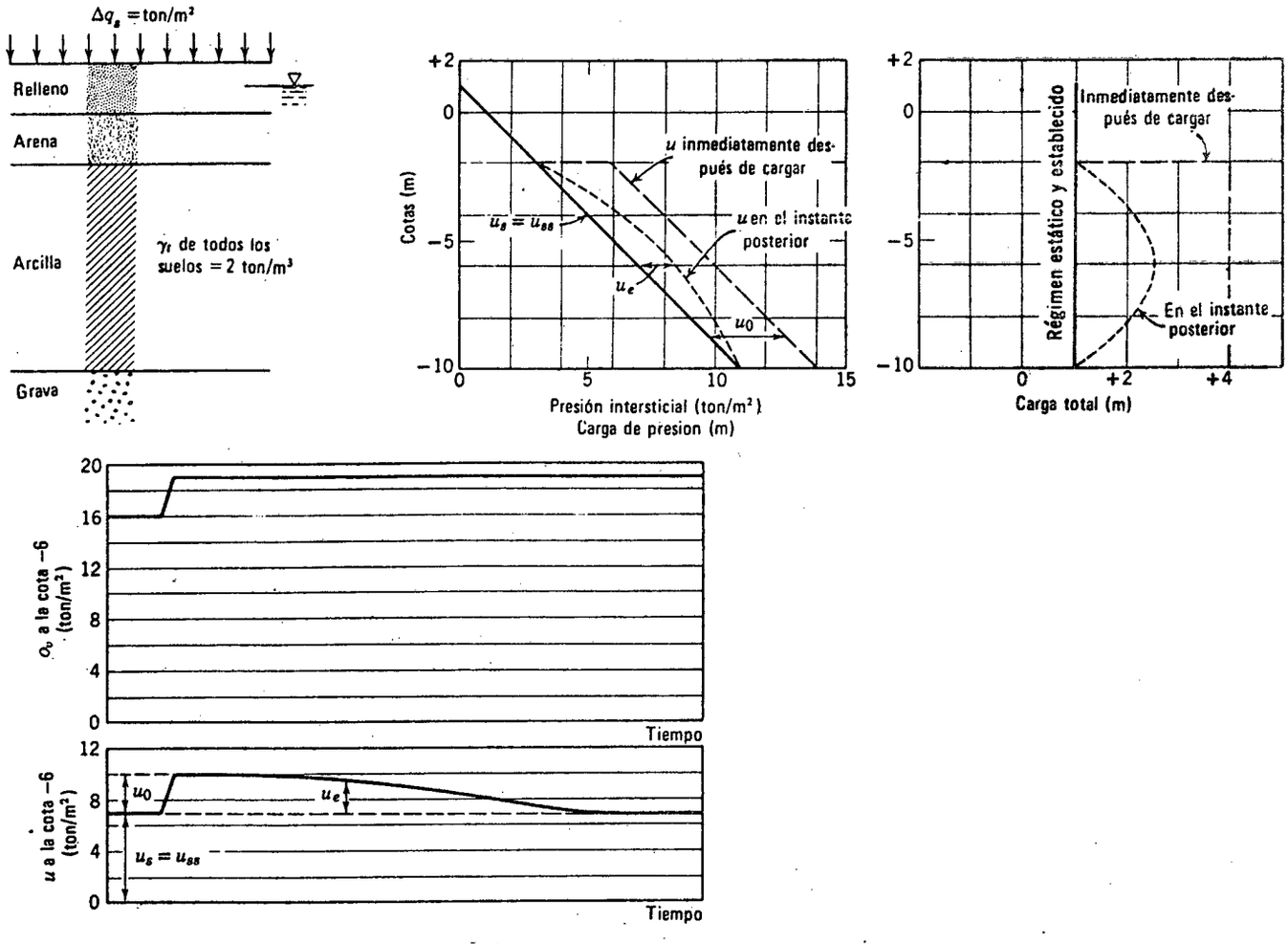


Figura 7.21. Carga superficial sin drenaje.

Continuidad:

$$K \frac{\partial 2h}{\partial z^2} = \frac{1}{(1 + e)} \frac{\partial e}{\partial t}$$

Las dos últimas ecuaciones pueden combinarse re-- sultando:

$$\frac{K (1 + e)}{a_v} \frac{\partial 2h}{\partial z^2} = - \frac{\partial \bar{\sigma} v}{\partial t} \qquad (7\text{-}37)$$

Otra modificación útil de esta ecuación consiste - en dividir la carga total en sus dos componentes:

$$h = he + \frac{u}{\gamma w} = he + \frac{1}{\gamma w} (u_{ss} + u_e)$$

Donde:

he = carga de altura

u_{ss} = presión intersticial en régimen establecido

u_e = sobrepresión intersticial

Por definición $\frac{\partial 2he}{\partial z^2} = 0$. Además, en la condición de equilibrio la presión intersticial varía linealmente con la profundidad, de forma que $\partial^2 u_{ss} / \partial z^2 = 0$. Por lo tanto, la ec. 7-37 se transforma en:

$$\frac{k\,(1 + e)}{\gamma w .\ a_v} \frac{\partial^2 ue}{\partial z^2} = - \frac{\partial \bar{\sigma} v}{\partial t} \qquad (7\text{-}38)$$

El coeficiente de esta ecuación se denomina "coeficiente de consolidación c_v".

$$c_v = \frac{k\,(1 + e)}{\gamma w .\ a_v} = \frac{k}{\gamma w .\ m_v} \qquad (7\text{-}39)$$

donde m_v es el coeficiente de variación volumétrica

Por último, la ec. 7-38 puede modificarse otra vez expresando el esfuerzo efectivo en función del esfuerzo total y la presión intersticial. Por definición, $\partial u_{ss} / \partial t = 0$, por lo tanto:

$$c_v = \frac{\partial^2 ue}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{\partial \bar{\sigma} v}{\partial t} \qquad (7\text{-}40)$$

Esta última ecuación se debe a Terzaghi cuya deducción señaló el nacimiento de la mecánica de suelos moderna.

7.7.2 Solución para el Caso de Sobrepresión Intersticial Inicial Uniforme

El caso más simple es el problema unidimensional en el cual:

a. El esfuerzo total es constante con el tiempo de tal manera que $\partial\sigma v/\partial t = 0$
b. La sobrepresión intersticial inicial es uniforme con la profundidad; y
c. Existe drenaje en la parte superior e inferior del estrato sometido a consolidación.

Estas condiciones se emplean en el caso de carga de la fig. 7-21, siempre que la carga se aplique en un tiempo muy pequeño respecto al de consolidación de tal manera que, literalmente, no se produce ninguna consolidación hasta que la carga se ha colocado totalmente. El esfuerzo vertical total en un punto cualquier será constante en el proceso de consolidación. Para efectos de cálculo es necesario transformar la ec. 7-40, introduciendo variables adimensionales.

$$Z = \frac{z}{H} \qquad (7\text{-}41\ a)$$

$$T = \frac{c_v\ t}{H^2} \qquad (7\text{-}41\ b)$$

donde z y Z se miden desde la parte superior del estrato compresible y H es

la mitad del espesor de dicho estrato. El tiempo adimensional T se denomina factor de tiempo. Con estas variables, la ec. 7-40 se transforma en:

$$\frac{\partial^2 ue}{\partial Z^2} = \frac{\partial^2 ue}{\partial T} \qquad (7\text{-}42)$$

Necesitamos a continuación una solución de la ec. 7-42 que satisfaga las siguientes condiciones:

Condición inicial para t = 0

$$ue = u_o \text{ para } 0 \; Z \; 2$$

Condición de contorno en cualquier instante t:

$$ue = 0 \text{ para } Z = 0 \text{ y } z = 2$$

donde u_o es la sobrepresión intersticial inicial. La solución es:

$$ue = \sum_{m=o}^{m=\infty} \frac{2uo}{M} (\text{sen } MZ)\, e^{-M^2 T} \qquad (7\text{-}43)$$

$$\text{donde: } M = \frac{\pi}{2}(2m + 1) \qquad (7\text{-}44)$$

y m es una variable interna que puede tener los valores 1, 2, 3 ... Esta solución puede representarse adecuadamente en forma gráfica donde el grado o razón de consolidación es:

$$U_z = 1 - \frac{ue}{u_o}$$

se representan en función de Z y T.

La fig. 7-22 nos sirve para el cálculo de las sobrepresiones intersticiales, la velocidad de flujo y los esfuerzos efectivos en diversas fases del proceso de consolidación. Un minucioso examen de la fig. 7-22 nos revela algunas características importantes de este proceso:

1. Inmediatamente después de la aplicación de la carga existen fuertes gradientes en las partes superior e inferior del estrato y un gradiente nulo en la parte media. En consecuencia, las partes superior e inferior varían de volumen rápidamente mientras que no se produce variación de volumen a media altura hasta que T es superior aproximadamente a 0.05.

FIGURA 7-22

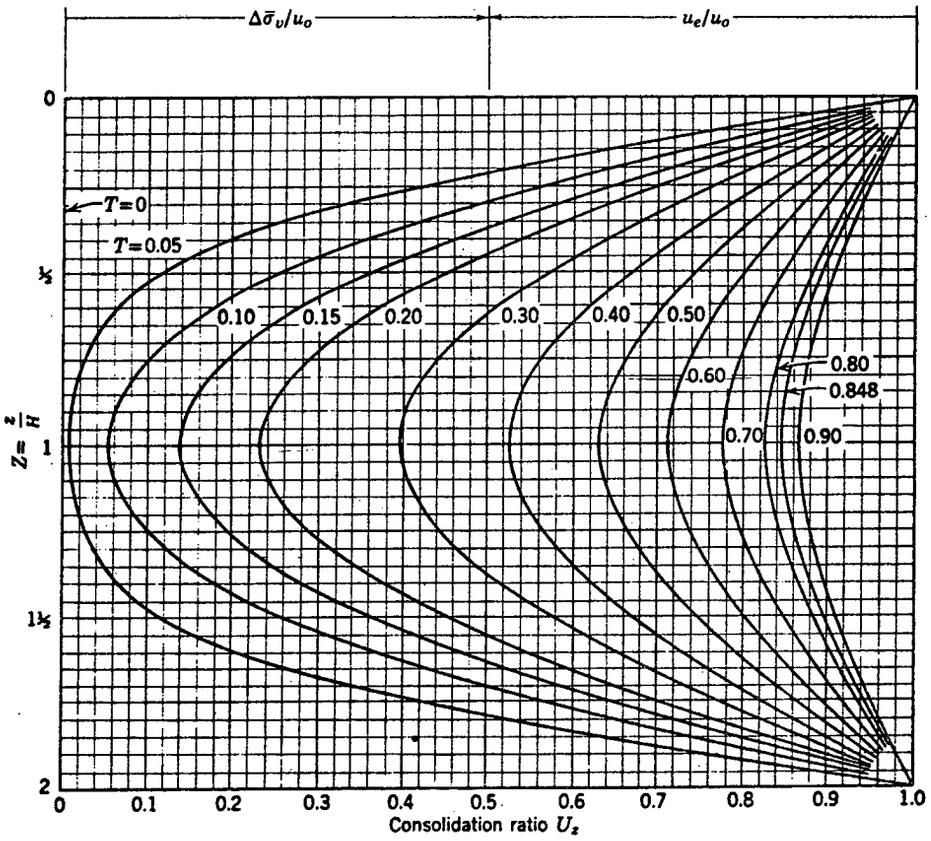


Figura 7.22. Expresión del grado de consolidación en función de la profundidad y del factor de tiempo: sobrepresión intersticial uniforme en el instante inicial.

2. Para $T > 0.3$, las curvas que relacionan Uz con Z son casi exactamente curvas senoidales; es decir, que solamente tienen importancia el primer término de esta serie en la ec. 7-43.

3. El grado de sobrepresión intersticial a media altura ($z = 1$) es siempre cero, de tal forma que no hay flujo de agua a través del plano medio del estrato.

7.7.3 Determinación de cv

Para estimar la velocidad de disipación de las presiones intersticiales o la velocidad de asentamiento, se requiere la elección adecuada del valor de cv. Esto se realiza generalmente observando la velocidad de consolidación de una muestra inalterada en una prueba edométrica (o consolidación), fig. 7-20.

En la fig. 7-23 se puede observar una serie típica de lecturas de micrómetro, que indican la variación del espesor de la muestra con el tiempo durante un incremento de carga. La forma de estas curvas de consolidación en tiempo real es semejante, pero no exactamente igual a las curvas teóricas deducidas de la teoría de la consolidación. Se suelen utilizar los siguientes métodos de ajuste para determinar cv.

7.7.3.1 Método de la Raíz Cuadrada

Se traza una tangente a la parte recta de la curva observada, prolongándola hasta cortar con el origen de tiempos y obteniendo el origen corregido ds. Por ds. se traza una línea recta con una inclinación de 1.15 veces la de la tangente. Teóricamente esta línea recta debería cortar a la curva de consolidación observada para un grado de consolidación

observada para un grado de consolidación del 90%. Así pues, el tiempo para que se produzca el 90% de la consolidación es de 12.3 minutos.

7.7.3.2 Método Logarítmico

Como se ilustra en la fig. 7-23b, se trazan tangentes a las dos partes de la curva observada. La intersección de estas tangentes define el punto de d_{100}. El origen corregido ds se localiza llevando -- por encima de un punto en las proximidades de 0.1 minutos, una distancia - igual a la distancia vertical entre este punto y la otra correspondiente a - un instante cuatro veces mayor. El punto correspondiente al 50% de consolidación está a media altura entre ds y d_{100}.

FIGURA 7-23

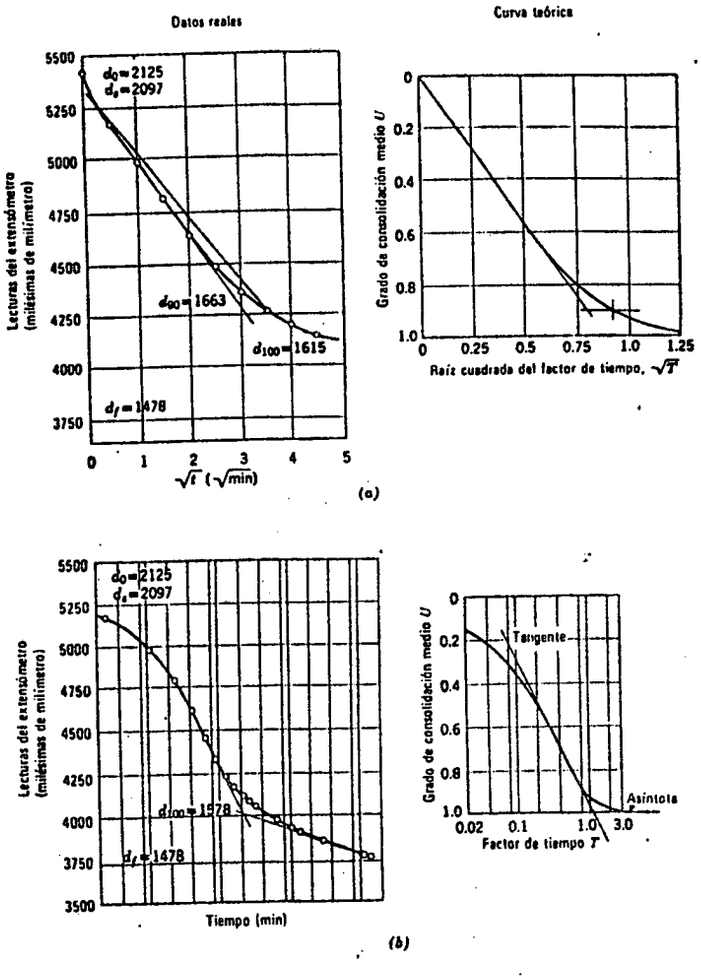


Figura 7.23. Curvas de consolidación de pruebas de laboratorio. Cálculo de c_v por dos métodos. (a) Método de la raíz cuadrada. (b) Método logarítmico. (Según Taylor, 1948).

7.7.4 Soluciones Unidimensionales

7.7.4.1 Sobrepresión Inicial Uniforme

Este caso se presenta cuando las condiciones de contorno varían solamente en uno de los límites del estrato. La fig. 7-24 representa este caso. El nivel piezométrico en la arena ubicada por encima de la arcilla se hace descender por bombeo, mientras que permanece constante el nivel piezométrico con la grava que está en comunicación con una fuente de agua distante. Esta variación crea un gradiente a través de la arcilla y

FIGURA 7-24

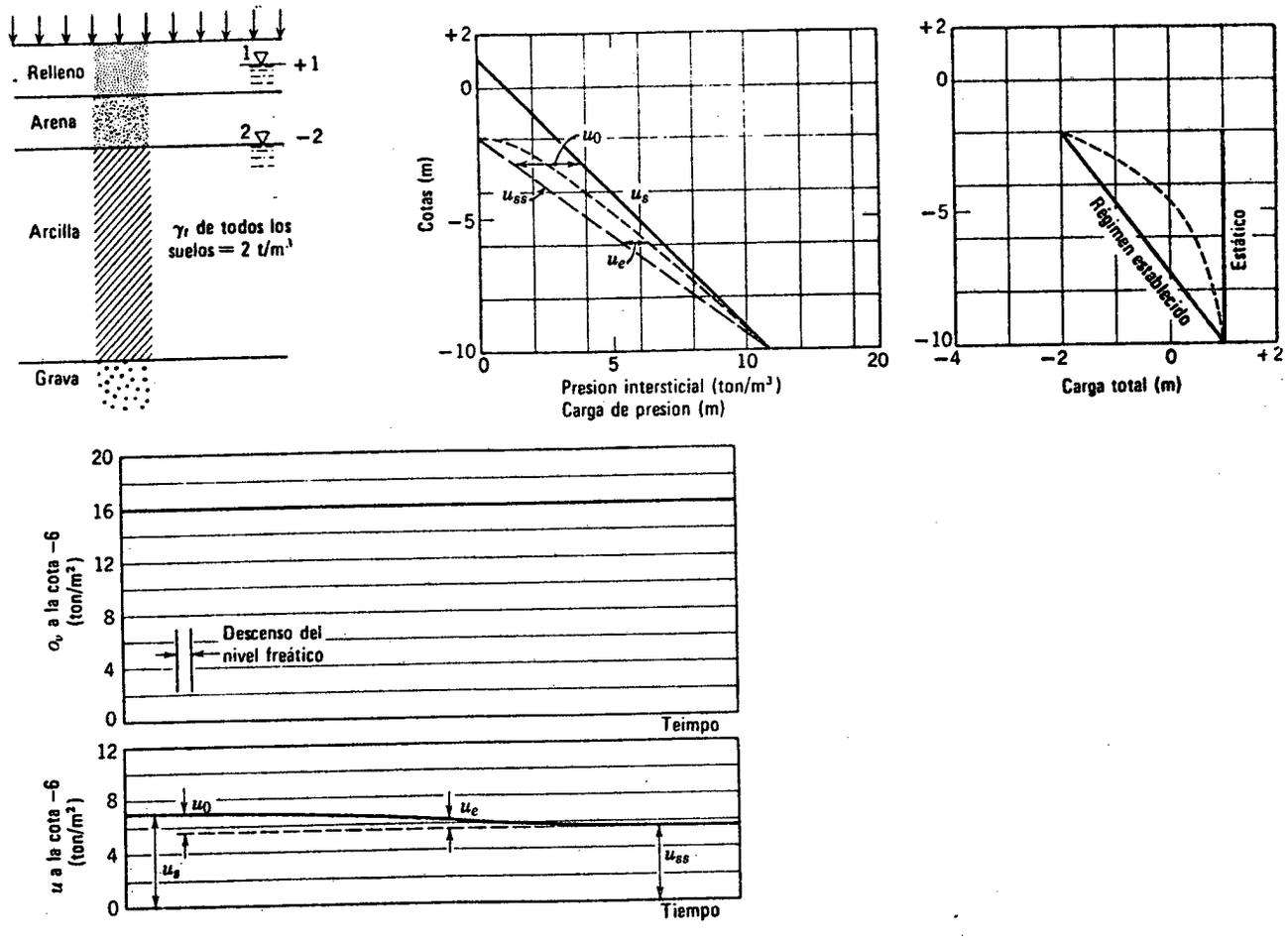


Figura 7.24. Descenso del nivel freático de +1 a −2 m.

la eventual condición de equilibrio dará lugar a un flujo ascencional. Por lo tanto, antes de que se vuelva a establecer el equilibrio deben disiparse las presiones intersticiales representadas por el área triangular de la fig. 7-24. Este proceso de consolidación supone un aumento de esfuerzos efecti-- vos y el asentamiento del estrato de arcilla.

La fig. 7-25 da el grado de porcentaje de consolidación Uz en función de una profundidad adimensional y del tiempo en concordancia con la fig. 7-22, las curvas ya no son simétricas respecto al plano - medio, ya que la consolidación empieza en el contorno en el que ha variado - el nivel piezométrico en vista de que las gradientes son inicialmente muy -- grandes en esta zona. Paulatinamente se establece el gradiente final de --- equilibrio en todo el estrato.

FIGURA 7-25

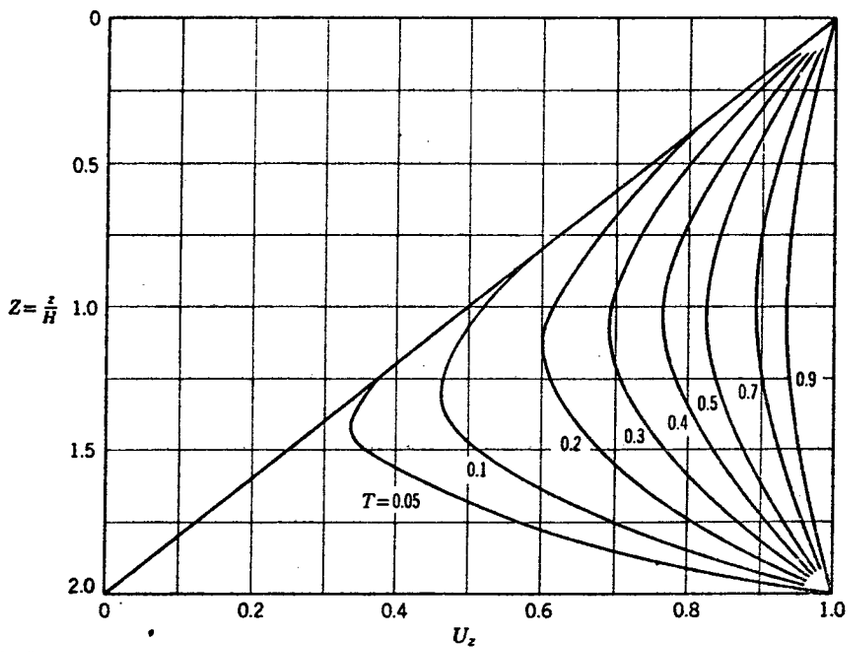


Figura 7.25. Relación $U_z - Z$ para una distribución triangular de la sobrepresión intersticial inicial.

La relación entre el tiempo y el porcentaje de consolidación medio U resulta ser exactamente la misma que en el caso de una sobrepresión inicial uniforme. La fig. 7-26 es aplicable para cualquier distribución lineal inicial de sobrepresiones intersticiales, siempre que exista un doble drenaje. Al utilizar las figs. 7-25 y 7-26 para el caso de la fig. 7-24, H es la mitad del espesor del estrato.

El abatimiento del nivel freático durante la construcción puede producir asentamientos perjudiciales en estructuras adyacentes, pero si se controla adecuadamente, este proceso puede utilizarse para preconsolidar la arcilla antes de la construcción de un edificio.

FIGURA 7-26

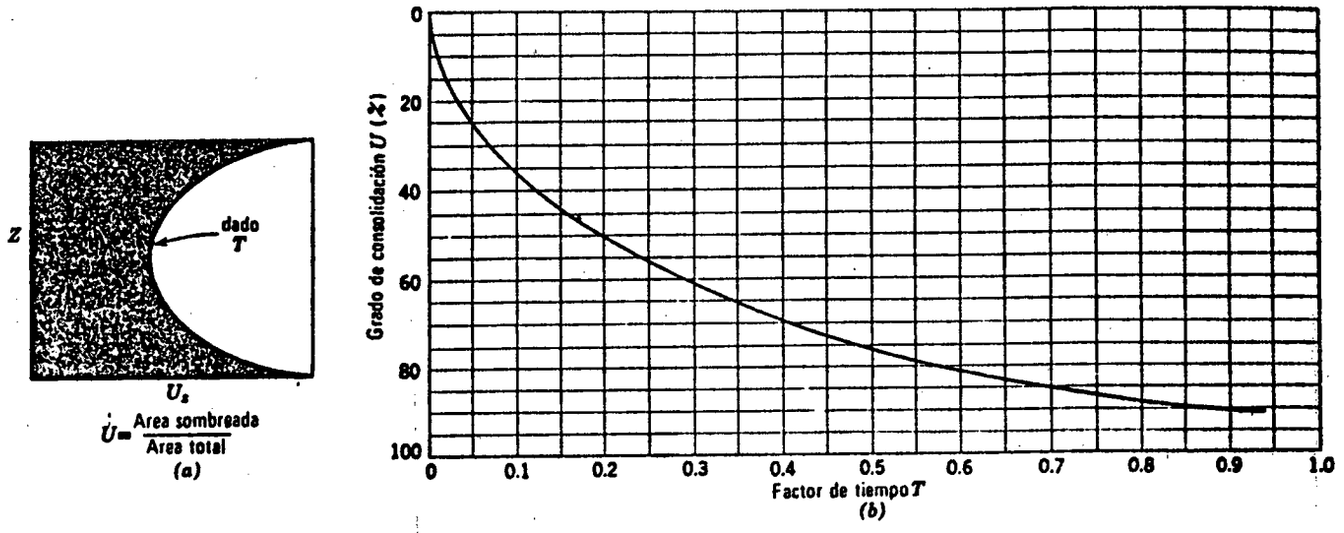


Figura 7.26. Grado de consolidación medio: Sobrepresión intersticial lineal en el instante inicial. (*a*) Interpretación gráfica del grado de consolidación medio. (*b*) Curva $U - T$.

Otro caso habitual que da lugar a asentamientos perjudiciales es el bombeo de agua de un acuífero situado por debajo de un manto de arcilla compresible. Dando lugar este bombeo a un descenso del nivel piezométrico en la superficie inferior de la arcilla y produce una conso

lidación gradual en la parte inferior de la misma.

7.7.4.2 Carga Variable con el Tiempo

En muchos problemas, el tiempo necesario para que la carga alcance su valor final constituye una parte importante del tiempo - necesario para la consolidación, razón para que exista inicialmente un intervalo en que la consolidación se produce simultáneamente con el tiempo de carga fig. 7-27. Durante este intervalo es aplicable la ecuación 7-40 con --- $\partial\sigma v/\partial t \neq 0$. Este intervalo inicial es seguido por un proceso de consolidación ordinario.

FIGURA 7-27

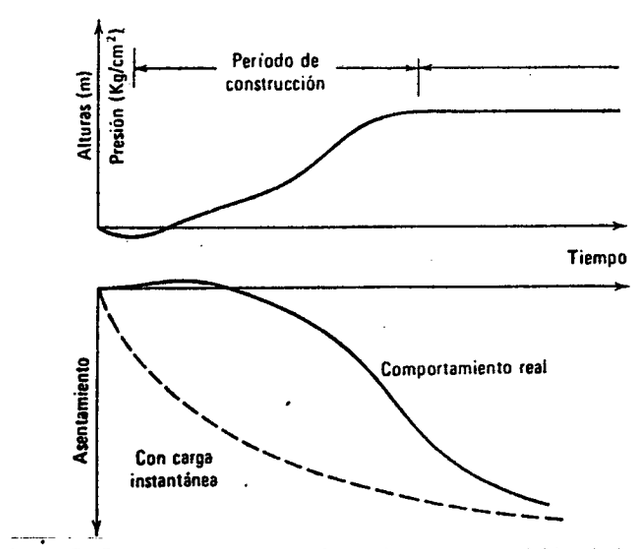


Figura 7.27. Asentamiento por efecto de una carga variable a lo largo del tiempo.

La consolidación debida a cada incremento de carga se produce independientemente de la consolidación debida a los incrementos - de cargas anteriores y posteriores. Por consiguiente, la velocidad de consolidación durante el período de transición puede calcularse por el método de superposición. Para el efecto puede utilizarse un método aproximado pero -

muy satisfactorio para el caso particular de un asentamiento lineal de carga, que alcanza posteriormente un valor constante. El asentamiento en un instante t durante el período de construcción se deduce por la siguiente regla:

Asentamiento = (asentamiento para carga instantánea, calculada 0.5) x (fracción de la carga final colocada)

A partir del período de construcción, de duración t1, el asentamiento se calcula por:

(asentamiento para carga instantánea, calculada para t - 0.5 t_1)

7.7.5 Consolidación Secundaria

La consolidación secundaria se atribuye generalmente, al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo, entre las partículas del material que se reacomodan, con tendencia a estados más compactos, para adaptarse a la nueva condición de carga. Probablmente puede contribuir también alguna clase de flujo plástico de las partículas laminares constitutivas de los suelos arcillosos. Cuando las deformaciones plásticas de las partículas aisladas o los deslizamientos relativos entre ellas se hacen comparables a la velocidad de expulsión del agua del volumen decreciente de vacíos entre las partículas, entonces es cuando el efecto se hace notorio, el mismo que se refleja en las curvas de consolidación, dando lugar al tramo final típico, un trazado recto semilogarítmico.

A continuación se describirán algunos factores que afectan

este fenómeno hasta hoy poco dilucidado.

La intensidad del efecto secundario a lo largo del tramo - virgen de la curva de compresibilidad, sucede cuando actúan presiones que el material nunca soportó anteriormente, que es relativamente grande para sue-- los inalterados. Cuando se efectúa un proceso de descarga, por el contrario el efecto secundario es despreciable.

La compresión secundaria representa esencialmente un reacomodo de la estructura interna del suelo después de que la mayor parte de la carga ha sido transferida del agua a la materia sólida, notándose que las velocidades de esta compresión secundaria dependen del esfuerzo efectivo, siendo independiente de la magnitud del incremento procedente de carga aplicado para lograr ese esfuerzo efectivo y del espesor del estrato de suelo. En la fig. 7-28 se han trazado curvas de consolidación análogas a las que realmente se obtuvieron, para un mismo suelo al que se lleva a una misma carga final, empleando incrementos de presión diferentes.

FIGURA 7-28

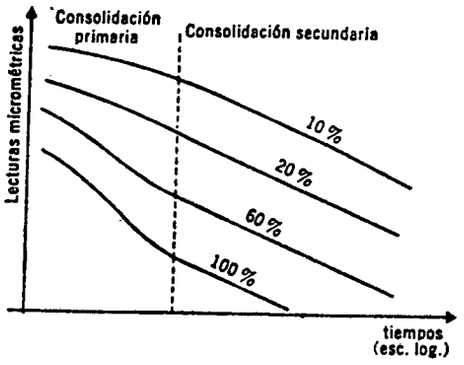


Figura 7.28.. Comparación de las curvas de consolidación secundaria usando diferentes incrementos de carga.

Puede observarse que cuanto menor es el incremento de carga, en porcentaje de la carga precedente aplicada, menos notoria resulta la transición entre los efectos secundario y primario. Para porcentajes decrecientes de incremento de presión la concavidad es menor, llegando a desaparecer en una curva trazada con un incremento próximo al 20%. Para un incremento de 10% la curva se invierte, transformándose en convexa. Observándose que en todos los casos, la compresión secundaria está representada por líneas rectas aproximadamente paralelas.

La fig. 7-29 muestra el efecto del espesor de la muestra sobre la importancia relativa de las consolidaciones primaria y secundaria para un suelo dado. Cuanto más delgada es la muestra, más corto es el tiempo requerido para la disipación de las sobrepresiones intersticiales. Si en el laboratorio se ensayara una muestra muy delgada, la consolidación podría producirse en dos fases marcadas: una consolidación instantánea y una diferida. Para muestras de espesor finito los efectos instantáneo y diferido están presentes durante la consolidación primaria. Para estratos bastante gruesos de arcilla, gran parte de la consolidación que se produce al disiparse las sobrepresiones intersticiales, puede ser realmente una consolidación diferida. Ya que la consolidación instantánea y la velocidad de consolidación diferida son propiedades del esqueleto mineral del suelo. La relativa importancia de la consolidación primaria o secundaria radica en el tiempo necesario para la disipación de las presiones intersticiales y del espesor del suelo.

La importancia de las consolidaciones primaria y secundaria varía con el tipo de suelo y con la relación entre el incremento de esfuerzos y los esfuerzos iniciales. La magnitud de la consolidación secundaria se acostumbra expresar por la pendiente C_∞ de la parte final de la curva -

FIGURA 7-29

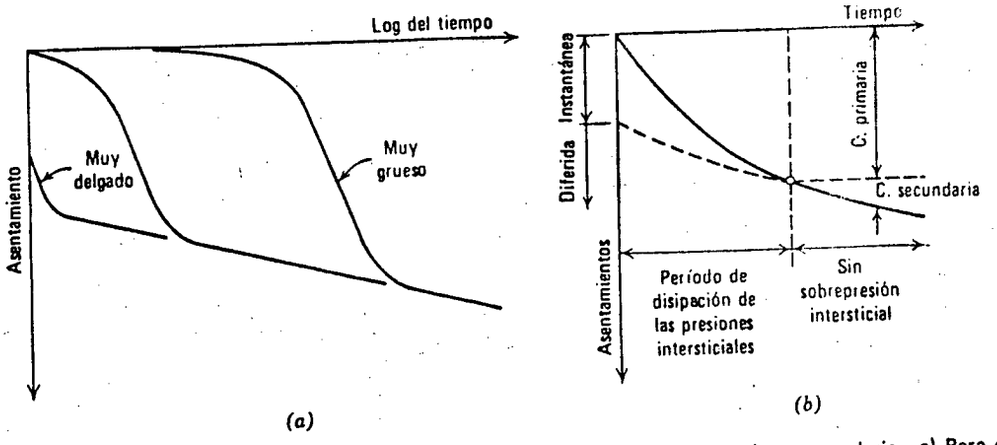


Figura 7.29. Relación entre la consolidación instantánea y diferida y las consolidaciones primaria y secundaria. *a*) Para diferentes espesores. *b*) Para un espesor determinado de estrato.

de consolidación a escala logarítmica fig. 7-30. La tabla 7-2 da valores típicos de esta pendiente $C\alpha$.

La duración de la consolidación secundaria es mayor cuando se trata de suelos muy plásticos y especialmente para suelos orgánicos.

La relación entre la consolidación secundaria y primaria es máxima cuando el cociente entre el incremento de esfuerzo y los esfuerzos - iniciales es pequeño. Esto se puede observar en la fig. 7-28, que muestra - la forma usual de la curva de consolidación; solo se presenta cuando el in-- cremento de esfuerzos es grande.

Taylor (1942) fue quien primero propuso una teoría racional para la consolidación secundaria. La misma que consideraba el esqueleto mineral como un material viscoelástico, razón por la cual los recientes trabajos en este campo están encaminados hacia el desarrollo de modelo análogos y métodos numéricos para resolver el problema de la consolidación secundaria.

FIGURA 7-30

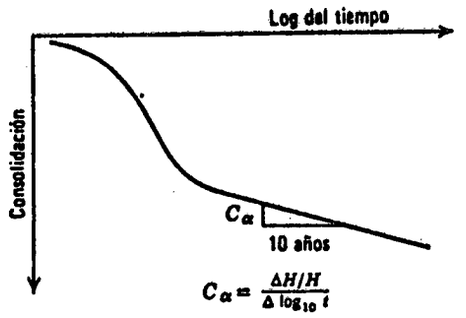


Figura 7.30. Definición de la velocidad de consolidación secundaria.

TABLA 7-2

Table 7.2. **Valores típicos de la velocidad de consolidación secundaria C_α**

	C_α
Arcillas normalmente consolidadas	0.005 a 0.02
Suelos muy plásticos; suelos orgánicos	0.03 o mayor
Arcillas sobreconsolidadas con RSC > 2	menor de 0.001.

CAPITULO OCTAVO

ANALISIS Y SOLUCIONES PARA CIMENTA-- CIONES DE EDIFICACIONES EN EL CENTRO URBANO DEL CANTON CATAMAYO

8. ANALISIS Y SOLUCIONES PARA CIMENTACIONES DE EDIFICACIONES EN EL CENTRO URBANO DEL CANTON CATAMAYO

8.1 GENERALIDADES

El problema de la cimentación en suelos expansivos seguirá siendo uno de los puntos críticos para dar una solución adecuada: primero, porque existen diferentes criterios para identificarlos y segundo porque también existen soluciones distintas tanto en lo técnico como en lo económico.

Hasta hoy no se ha resuelto satisfactoriamente en viviendas de tipo económico, problema que es muy común observar en muchos países de América. Por lo tanto nuestro trabajo va encaminado a dar sugerencias para tratar a los suelos afectados por este fenómeno, en cuanto a su construcción sobre este tipo de suelos, que si bien es bastante difícil de resolver, y que en algunos casos es también posible disminuir estos efectos tomando precauciones estructurales, por lo que siempre será necesario tomar las medidas requeri-

das a fin de procurar el desequilibrio de humedad en las que se encuentran - construidas estas viviendas.

Con estas consideraciones, el procedimiento de cálculo de esfuer-- zos producidos por la expansión de las arcillas sobre cimentaciones de estruc turas livianas, y que fue descrito al hablar del efecto cúpula (2.4.5), consi deramos que es una solución aceptable y alternativa de cimentación para este tipo de viviendas.

8.2 TRATAMIENTOS GENERALES

De acuerdo al estudio realizado, consideramos que la cota de cimen tación estará alrededor de 1.00 y 2.00 mts. y cuyo diseño se lo realizará - en base a cimentaciones superficiales, debiendo observarse los siguientes - tratamientos constructivos:

Cuando se trate de zonas de jardines, excavar el suelo hasta una - profundidad adecuada, pudiendo estar entre los 40 y 60 cm.

Colocación de plástico, evitando de esta manera la filtración de - humedad al suelo expansivo.

Tomar todas las precauciones necesarias para su riego, procurar - siempre que en dichas áreas no se infiltre demasiado el agua.

Impermeabilización del suelo para evitar su humedecimiento, el mis mo que debe ser bituminoso.

Remplazar el material excavado con material granular (arena y gra-

va).

Para la cimentación de estructuras o de edificios como tratamiento general, se colocará una capa de arena alrededor de los 30 cm., como una especie de colchón. La arena constituye un material que contiene sales y sodio, que al contacto con el suelo expansivo anula o minimiza su grado de expansión.

8.3 CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACION A PARTIR DEL S.P.T

El ensayo de penetración estandar, es usado para obtener la capacidad de carga de un suelo directamente en el sitio de cimentación.

Meyerhof (1956-1974), Teng (1962) y Parry (1977) expusieron las ecuaciones para calcular la capacidad de carga (qu), mediante datos obtenidos a partir del SPT.

Ecuación de MEYERHOF:

$$qa = \frac{N}{F_1} \; kd \qquad si \quad B \leq F_4 \qquad (8\text{-}1)$$

$$qa = \frac{N}{F_1} \left(\frac{B + F_3}{B} \right) Kpa \quad si \quad B > F_4 \qquad (8\text{-}2)$$

Donde:

qa = capacidad de carga admisible

N = número de golpes

B = ancho de la zapata

Kpa = 0.0102 kg/cm2.

$$kd = 1 + 0.33 \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

Donde:

Df = profundidad de enterramiento efectivo de la cimentación

B = ancho de la zapata

FACTORES F

F	SI. m
F_1	0.05
F_2	0.08
F_3	0.30
F_4	1.20

PARRY (1977) propuso la capacidad de carga última de suelos cohesivos, mediante la expresión:

$$qu = 30N \quad (Kpa) \qquad Df \leq B \qquad (8\text{-}3)$$

Donde:

qu = capacidad de carga última

N = número de golpes

Ecuación de TENG (1962):

$$qad = 3.52 (N - 3) \left(\frac{B + 0.305}{2B} \right)^2 \qquad (8\text{-}4)$$

Donde:

qad = capacidad admisible de carga

N = número de golpes

B = ancho de la cimentación

Los resultados obtenidos y presentados en el cuadro Nro. 8-1 nos indican la resistencia de estos suelos, por lo tanto estos valores nos servirán para correlacionar mediante las tablas 8-1 y 8-2 presentadas por Ralph - Peck y C.A. Fletcher respectivamente.

CUADRO 8-1

CUADRO 8.I CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

SONDEO S.P.T.				Df (m)	qa (Kg/cm²)						qu(Kg/cm²)
					MEYERHOF			TENG			PARRY
ZONA	POZO	PROF. (m)	N GOLPES		VALOR B (m)			VALOR B (m)			
					2.00	2.20	2.50	2.00	2.20	2.50	
A	A	1.00	6	2.00	1.01	0.98	0.96	0.35	0.34	0.33	1.84
		2.00	15	2.00	2.52	2.47	2.40	1.40	1.37	1.33	4.59
		3.00	31	2.00	5.23	5.10	4.96	3.27	3.19	3.10	9.48
	B	1.00	8	2.00	1.35	1.32	1.28	0.58	0.57	0.55	2.45
		2.00	7	2.00	1.18	1.15	1.12	0.47	0.46	0.44	2.14
		3.00	4	2.00	0.67	0.66	0.64	0.12	0.11	0.11	1.22
B	A	1.00	14	2.00	2.36	2.30	2.24	1.29	1.26	1.22	4.28
		2.00	16	2.00	2.70	2.63	2.56	1.52	1.48	1.44	4.90
		3.00	18	2.00	3.03	2.96	2.88	1.75	1.71	1.66	5.51
	C	1.00	12	2.00	2.02	1.98	1.92	1.05	1.06	1.00	3.67
		2.00	16	2.00	2.70	2.63	2.56	1.52	1.48	1.44	4.90
		3.00	22	2.00	3.71	3.62	3.52	2.22	2.17	2.10	6.73
C	A	1.00	16	2.00	2.70	2.63	2.56	1.52	1.48	1.44	4.90
		2.00	43	2.00	7.25	7.08	6.88	4.68	4.56	4.43	13.16
		3.00	32	2.00	5.39	5.27	5.12	3.39	3.31	3.21	9.79
	C	1.00	18	2.00	3.03	2.96	2.88	1.75	1.71	1.66	5.51
		2.00	54	2.00	9.10	8.89	8.64	5.96	5.82	5.65	16.59
		3.00	40	2.00	6.74	6.59	6.40	4.32	4.22	4.10	12.24

TABLA 8-1: CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION Y - LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS A PARTIR DE LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

A R C I L L A S	
Número de golpes N por 30 cm.	Consistencia
Menos de 2	Muy blanda
2 - 4	Blanda
4 - 8	Media
8 - 15	Firme
15 - 30	Muy firme
Más de 30	Dura

TABLA 8-2: LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR (N) COMO INDICACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

N Número de golpes	Capacidad de carga l/b pie^2	Capacidad de carga kg/ cm^2
2	500	0.244
4	1200	0.586
5	1500	0.732
6	2500	1.220
8	4500	2.196
10	5500	2.684
12	6000	2.928
15	7000	3.416
20	8000	3.904
25	9000	4.392
30	10000	4.880
40	12000	5.856
50	14000	6.832
60	15500	7.564
70	17000	8.296

Determinadas las características mecánicas del suelo del centro ur

bano de la ciudad de La Toma, y después de haber sido realizado los diferentes ensayos se ha efectuado la investigación con el propósito de determinar:

8.3.1 Cota de cimentación

8.3.2 Presión admisible del suelo

8.3.3 Capacidad de carga

8.3.1 Cota de Cimentación

De los ensayos: Pentración Estandar (SPT), presentados en la tabla 6-6, Compresión Inconfinada y Ensayo Triaxial, se puede deducir que a partir de 1 metro de profundidad el suelo es muy firme, confirmándose de esta manera mediante las tablas 8-1 y 8-2. Por lo tanto hemos considerado necesario establecer la cota de cimentación igual a 1.00 metros a partir del nivel natural del terreno.

8.3.2 Presión Admisible del Suelo

Distribución de Tensiones en el Terreno:

En esta parte estudiaremos un problema delicado y de fundamental importancia como es la distribución de esfuerzos originados en la masa del terreno por cargas superficiales de cimientos o terraplenes.

Para el desarrollo y determinación de estas tensiones recurriremos a soluciones que se basan en la teoría de la elasticidad, ya que -- aún no se ha logrado determinar soluciones adaptables a las realidades, resultando imprescindible recurrir a las teorías elásticas. Por lo cual analizaremos un caso de condición de carga de mucha aplicación en la práctica, --

fig. 8-1, en la que se estudia la influencia en la masa del contínuo homogéneo, elástico e isótropo de un área rectangular uniformemente cargada, con W unidades de carga por unidades de área.

FIGURA 8-1

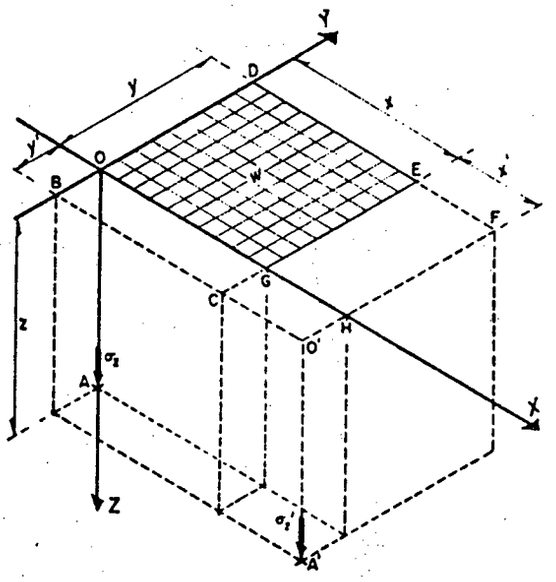


Figura 8.1. *Distribución de esfuerzos bajo una superficie rectangular uniformemente cargada*

El esfuerzo original δz bajo una esquina del área cargada y a una profundidad z, puede obtenerse por integración de la siguiente ecuación en toda el área rectangular:

$$\delta z = \frac{3P}{2\pi} \frac{\cos 5\Psi}{z^2} = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{z^3}{R^5} \qquad (8\text{-}5)$$

Ecuación propuesta por Boussinesq para el cálculo del esfuerzo z que una sola carga vertical concentrada en la superficie horizontal de un medio semi-infinito y linealmente elástico, origina en los puntos de cualesquier vertical trazada en el medio.

De la integración de la ec. 8-5, se obtiene la expresión:

$$\sigma z = \frac{W}{4\pi}\left(\frac{2xyz\sqrt{x2 + y2 + z2}}{z2\,(x2 + y2 + z2) + x2.y2} \times \frac{x2 + y2 + 2z2}{x2 + y2 + z2} + \right.$$

$$\left. + \text{arc Tg.} \frac{2xyz\sqrt{x2 - y2 - z2}}{z2\,(x2 - y2 - z2) - x2.y2}\right) \qquad (8\text{-}6)$$

Adoptado los parámetros m yn, de tal manera que:

m = x/z; y, n = y/z, la ec. 8-6 puede escribirse adimensionalmente de la siguiente manera:

$$\frac{\sigma z}{W} = 1/4\pi \left(\frac{2mn\sqrt{m2 + n2 + 1}}{(m2+n2+1)+ m2.n2} \times \frac{m2+n2+2}{m2+n2+1} + \text{arc tg} \frac{2mn\sqrt{m2-n2-1}}{(m2-n2-1)-m2.n2}\right) \quad (8\text{-}7)$$

Donde:

σz = esfuerzo bajo una esquina de la superficie cargada - (kg/cm2)

W = peso unitario del suelo

m = relación entre el ancho del rectángulo y la profundidad z

n = relación entre el largo del rectángulo y la profundidad z

Se observa que el segundo miembro de esta ecuación está en función de los parámetros m y n, los mismos que se encuentran tabulados en - la tabla 8-3 y gráfico 8-1, que nos permiten calcular el valor de Wo que corresponde al valor del segundo miembro de la ec.8.7

Para encontrar el valor de σz en un punto A bajo una es--- quina del área rectangular uniformemente cargada, se procede a calcular las distancias X y Y, fig..8-1, las mismas que nos permiten obtener los valores de m y n para diferentes profundidades de z a lo largo de la vertical.

Obteniéndose la ec. 8-7 de la siguiente manera:

$$\sigma z = W \cdot Wo \qquad (8\text{-}8)$$

Donde:

Wo = valor de influencia que depende de m y n

Cuando se desea determinar la presión σz bajo una esquina de una superficie rectangular uniformemente cargada con W (kg/cm2), se procede a obtener los valores de m y n, utilizando la tabla 8.3 o el gráfico 8-1, y se encuentra el valor de Wo, el mismo que se multiplica por W (kg/cm2).

Cuando se trate de determinar el esfuerzo σz de un punto que no esté por debajo de la superficie uniformemente cargada, como el A' de la fig. 8-1, entonces se determina haciendo substracciones y adiciones necesarias al área cargada. Por ejemplo, en el caso del punto A', se necesita calcular el $\sigma z2$ correspondiente al área ficticia BO'FD; a continuación los $\sigma z3$ y $\sigma z4$ se restan correspondientemente a las áreas BO'HO y CO'FE, teniendo en cuenta que al hacer estas substracciones, el área CO'HG se resta del total inicial dos veces, por lo que se requiere calcular el esfuerzo $\sigma z5$, por ella producido y considerarlo como complemento una vez. Por lo consiguiente, el esfuerzo σz será:

$$\sigma z' = \sigma z2 - \sigma z3 - \sigma z4 + \sigma z5$$

Se pone de manifiesto, cuando la profundidad z a la cual se desee determinar la tensión σz es menor de tres veces la dimensión menor de la superficie cargada, entonces el área grande se divide en pequeñas áreas, esto con el propósito de obtener un valor más ajustado a la realidad, a continuación la sumatoria de los esfuerzos de estas pequeñas áreas nos dará como resultado el esfuerzo total σz.

TABLA. 8.3.- VALORES DE Wo PARA UNA CARGA UNIFORME SOBRE UNA SUPERFICIE RECTANGULAR.

m \ n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04740	0.05593	0.06294	0.06855	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009	0.08734	0.09312	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12626	0.13003
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.7	0.02420	0.04735	0.6558	0.08734	0.10340	0.11679	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15708	0.16199
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16848	0.17389
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10831	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18503	0.19584	0.20278
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15018	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17967	0.18986	0.19886	0.21092	0.21836
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21740	0.22632
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.0	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
∞	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

CONTINUACIÓN TABLA 8.3.

m \ n	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15028	0.15207	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
∞	0.23763	0.23688	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000

GRAFICO 8-1

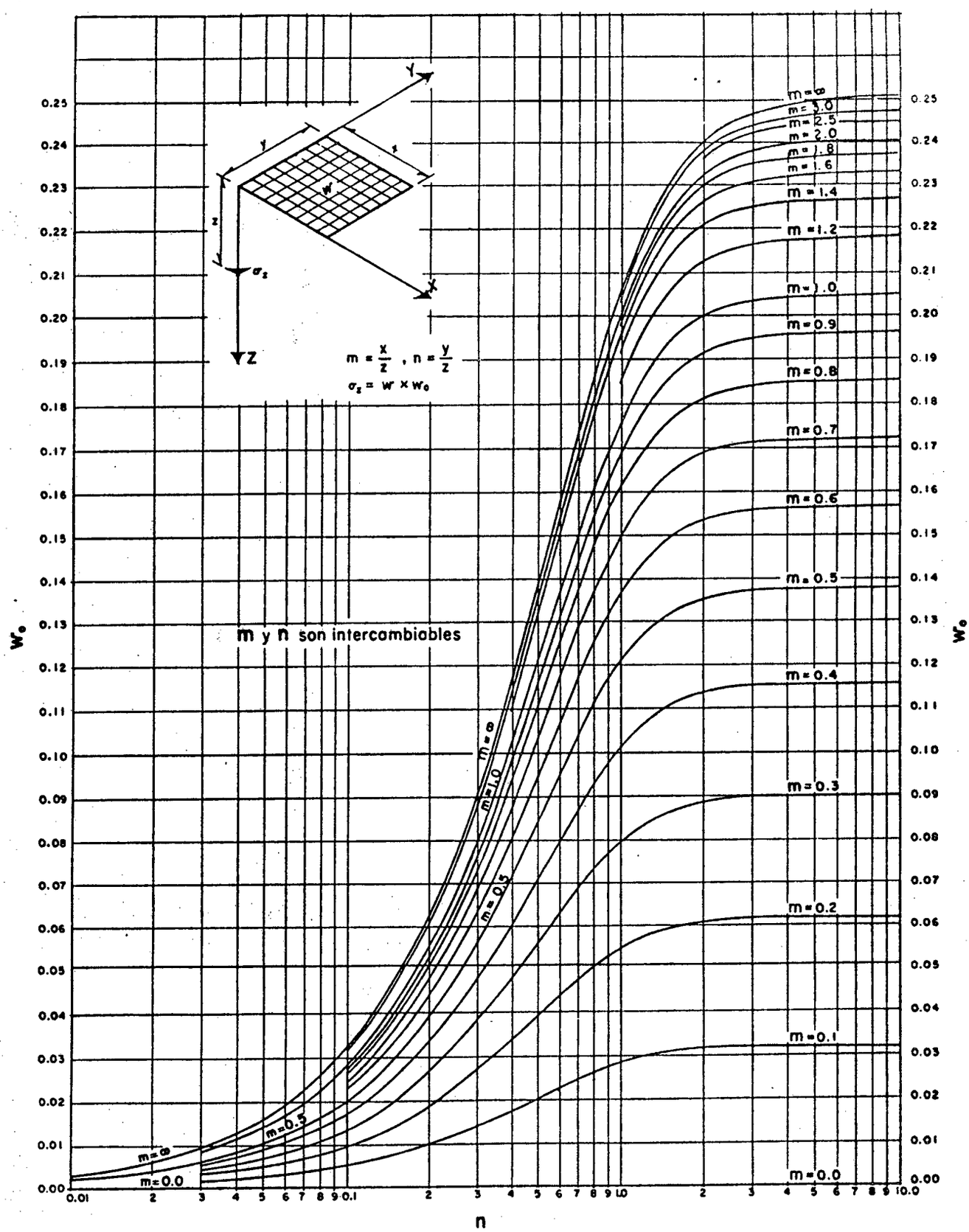


GRAFICO 8.1.— AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA. (CASO DE BOUSSINESQ).

8.3.2.1 Cálculo de la Presión Admisible del Suelo

Asentamiento por Consolidación Primaria:

Para el cálculo del asentamiento por consolidación primaria y presión admisible escogemos el ensayo correspondiente a la zona - "A", pozo "B", profundidad 2.00 metros.

Para el presente análisis establecemos tres condiciones fundamentales:

1. Adoptamos una zapata rectangular de ancho promedio B = 0.70 mts., valor que se utilizará en el cálculo de cimentaciones (8-5)
2. El asentamiento total máximo permisible para - estructuras con muros de mampostería con valores entre 2.5 a 5.00 cm (tabla 7-1)
3. El valor de asentamiento que produce una zapata, una presión uniforme p de 0.72 kg/cm2, valor a utilizarse en (8-5), el mismo que se lo obtuvo del siguiente análisis:

$$p = \frac{q}{B}$$

p = presión transmitida al suelo bajo la acción de la carga distribuida q.

q = 5006.00 kg/m, valor deducido del cálculo estructural en (8-5).

B = 0.70 m.

$$p = \frac{5006.00 \text{ kg/m}}{0.70 \text{ m}}$$

p = 7151.43 kg/m2

p = 0.72 kg/cm2

De la curva e log. P se obtiene el índice de com-- presión (Cc) igual a 0.292. De la cual obtendremos los valores para la relación de vacíos e en el siguiente análisis.

Cálculo de la Presión Producida por el Suelo en el Punto A

FIGURA 8-2

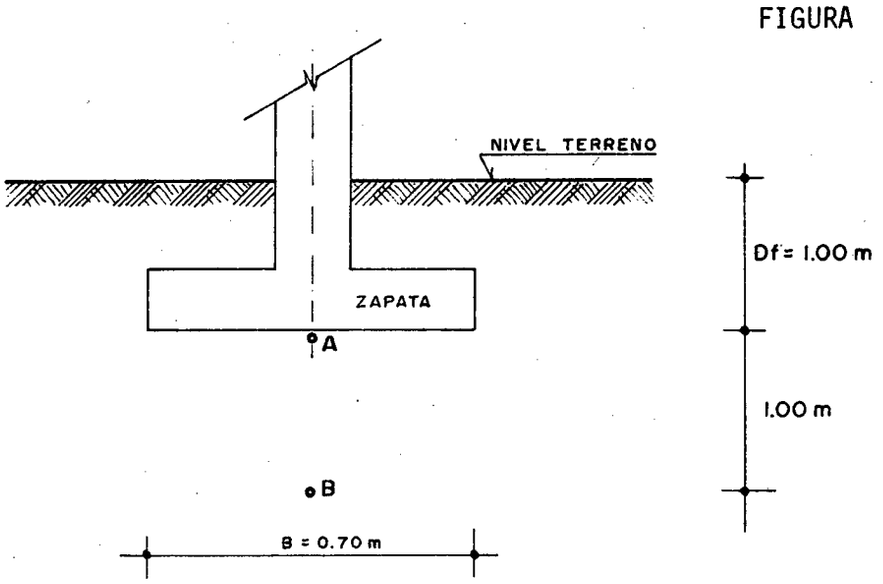


FIG. 8.2.

El peso unitario del suelo es: δ = 1.845 kg/cm3,

por lo tanto: $\delta a = \delta . h$

h = 100.0 cm

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
482
BIBLIOTECA

$\sigma a = 1.845 \times 10^{-3} \times 100.0$ kg/cm3. cm

$\sigma a = 0.185$ kg/cm2

Presión Producida por la Zapata:

Para la obtención de este dato utilizamos la fórmula (8.8), propuesta por Boussinesq.

$\sigma za = W. Wo$

Donde:

W = q (kg/cm2)

Wo = valor en función de m y n, siendo:

m = x/z

n = y/z

En el presente caso la profundidad z es menor de tres veces la dimensión menor del área cargada, teniendo:

z = 1.00 m

B = 0.70 m

L = 10.0 m

por lo que:

$1 < 3 \times 0.70$

$1 < 2.10$, siendo necesario dividir el área grande en áreas pequeñas, con el propósito de obtener un valor aproximado al real.- Teniendo:

BIBLIOTECA
483

FIGURA 8-3

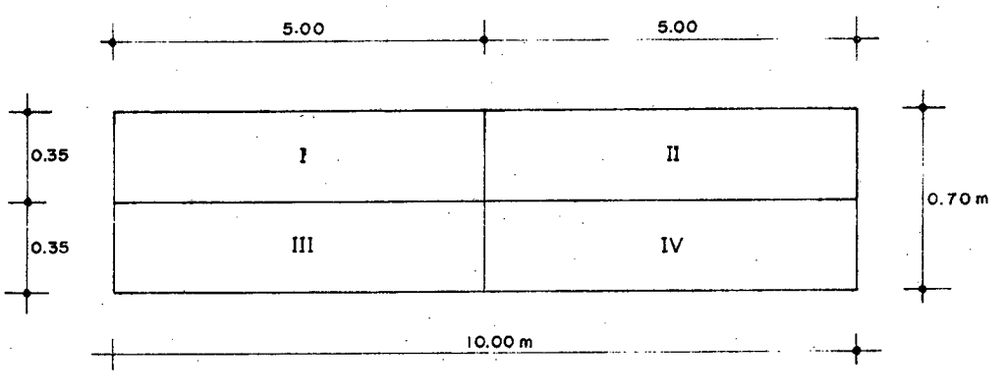


FIG. 8.3. DISTRIBUCION DEL AREA DE LA ZAPATA

Determinados el esfuerzo σz de uno de los rectángulos de la figura anterior:

$$m = x/z = 0.35/1.00 = 0.35$$

$$n = y/z = 5.00/1.00 = 5.00$$

Con los valores de m y n entramos a la tabla 8.3 , y obtenemos el valor de Wo, igual a:

$$Wo = 0.102755$$

Este valor equivale a la cuarta parte del rectángulo total, y si aplicamos la fórmula (8.8), obtenemos:

$$\sigma za = 4\ Wo\ .\ W$$

$$\sigma za = 4 \times 0.102755 \times 0.72\ kg/cm2$$

$$\sigma za = 0.296\ kg/cm2$$

De la curva de compresibilidad obtenemos los valores para la relación de vacíos e, si denominamos:

$\sigma a = \sigma o = 0.185$ kg/cm2, entonces eo = 0.841

$\sigma za = \sigma 1 = 0.296$ kg/cm2, entonces $e_1 = 0.784$

Si aplicamos la ecuación 7-19, tenemos que:

$$S = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

$$\Delta e = e_o - e_1$$

$$\Delta e = 0.841 - 0.784 = 0.057$$

Entonces:

$$S = 100.00 \times \frac{0.057}{1 + 0.841}$$

$S = 3.096$ cm.

Presión Producida por el Peso del Suelo en el Punto B

$\sigma b = \delta \cdot h$

$\sigma b = 1.845 \times 10^{-3} \times 200.0$ kg/cm3. cm

$\sigma b = 0.369$ kg/cm2

Presión Producida por la Zapata en el Punto B:

Si tenemos z = 2.00 m, se obtiene:

$m = x/z = 0.35/2.00 = 0.175$

$n = y/z = 5.00/2.00 = 2.500$

El valor para m = 0.175 no se encuentra tabulado -

en la tabla 8.3 por lo que se requiere la siguiente interpolación:

m \ n	2.50	Diferencia
0.10	0.03138	0.03017
0.20	0.06155	

0.1 Dif.

0.075 X X = 0.75 x 0.03017

X = 0.02263

Con el dato obtenido de X, obtenemos el valor de - Wo para m = 0.175 y n = 2.500, como sigue:

Wo = X + 0.03138

Wo = 0.02263 + 0.03138

Wo = 0.05401

Aplicando la fórmula 8.8 , se tiene:

$\acute{o}zb = 4 . Wo . W$

$\acute{o}zb = 4 \times 0.05401 \times 0.72$ kg/cm2

$\acute{o}zb = 0.156$ kg/cm2

Con el valor deducido $\acute{o}$ zb, se concluye que la - presión que produce la zapata en el punto B es menor que la presión del suelo en el mismo punto. Por lo que se establece que a partir de 1.00 metro - por debajo de la superficie de la zapata, la presión de 0.72 kg/cm2 no influ

ye en el asentamiento.

Entonces el asentamiento por consolidación prima-- ria es de 3.096 cm. para la carga analizada.

Mediante el ensayo de penetración estandar (SPT) y utilizando la siguiente fórmula empírica tenemos:

$$Pa = N/12 \left(1 + \frac{1}{3.3B} \right)^2$$

Siendo:

Pa = presión admisible

N = número de golpes = 7

B = ancho de la zapata

$$Pa = \frac{7}{12} \left(1 + \frac{1}{3.3\ (0.7)} \right)^2$$

Pa = 1.2 kg/cm2.

Además mediante el ensayo de compresión simple se obtuvo el valor qu = 1.60 kg/cm2 (pág. 324), y si utilizamos un factor de - seguridad igual a 2, se obtiene que qu = 0.80 kg/cm2.

Por lo tanto, mediante los resultados de los valores obtenidos por medio de los tres análisis realizados, y por existir una - correlación aceptable, adoptaremos el valor de 0.80 kg/cm2. como la presión admisible del suelo para el diseño de cimentaciones.

Cabe anotar que en la zona "A", pozo "B", se obtu-

vo los valores críticos de todas las zonas y pozos ensayados, razón por la - cual estaremos en la posibilidad de formular con verdadera seguridad que los demás sectores analizados presentan mayores condiciones de resistencia del - suelo, ya que así lo confirman los ensayos estudiados.

8.4 ESTUDIO DE SOLUCIONES DE CIMENTACION PARA ESTRUCTURAS DE UNO, DOS Y TRES PISOS

El cimentar adecuadamente sobre un suelo expansivo, significa controlar los efectos de los movimientos diferenciales producidos por la expansión sobre la estructura, que se presentan cuando el suelo se ve afectado - por variaciones en su grado de saturación.

Por lo tanto, es necesario conocer las relaciones entre presiones y deformaciones; se debe considerar que en los depósitos de tales suelos, el lecho superficial es el más susceptible a sufrir cambios volumétricos importantes por su grado de saturación, los que se deben a la evaporación, la presencia de agua lluvia o de riego. Esto hace pensar que las estructuras de - tipo ligero (casas, habitaciones, bodegas, etc.) serán las más afectadas al cimentar en este tipo de suelos, tanto que sus cimientos son superficiales - como la baja presión aplicada, lo que no logra en algunas ocasiones equilibrar la presión de expansión.

Los casos más favorables se pueden presentar para estructuras pesadas, que además de aplicar fuertes presiones al suelo, sus cimientos por lo general alcanzan profundidades más abajo de la superficie y se apoyan sobre estratos protegidos de los cambios de humedad o en depósitos de suelos que - ya no son expansivos.

En tales circunstancias se requiere mayor atención a las estructu-

ras ligeras, tal como se presentan en las zonas estudiadas, es decir normalmente son de 1, 2 niveles y excepcionalmente de 3 pisos.

Oziel Zarate C, nos presenta soluciones para los problemas mencionados, divididos en dos grupos:

a. Se encuentran aquellas soluciones cuya tendencia es la de disminuir o nulitar las características expansivas, es decir trata de estabilizarlos.

Por lo expuesto, las estructuras podrán cimentarse una vez que los suelos expansivos hayan sido estabilizados, después que hayan sido cambiadas sus propiedades, mezclándolas en proporciones adecuadas con productos manufacturados; tales como la cal y el cemento, o bien con materiales inertes naturales, dependiendo del espesor de la capa del suelo por estabilizar, la misma que dependerá de sus características expansivas.

FIGURA 8-4

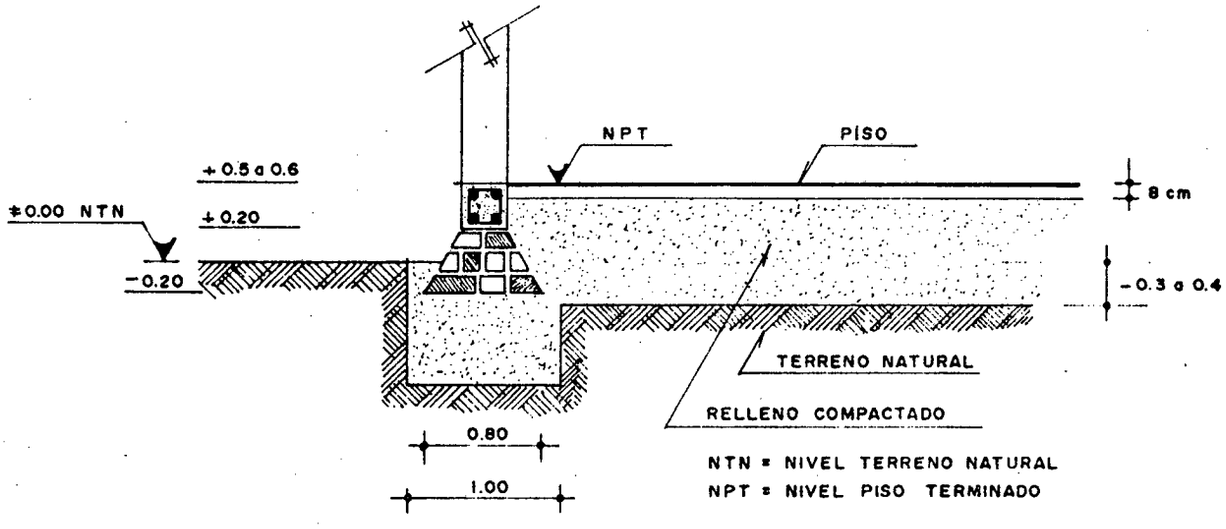


Figura 8.4. CIMENTACION SOBRE SUELO CAMBIADO

b. Se encuentran soluciones que permiten el comportamiento natu-- ral del suelo, pero sin que afecte a las estructuras.

Se puede mencionar el de apoyar los cimientos de la estructura, hasta profundidades donde las variaciones del grado de saturación sean mínimos y por lo tanto presentan reducidos movimientos; esta solución se la presenta en la fig. 8-5.

FIGURA 8-5

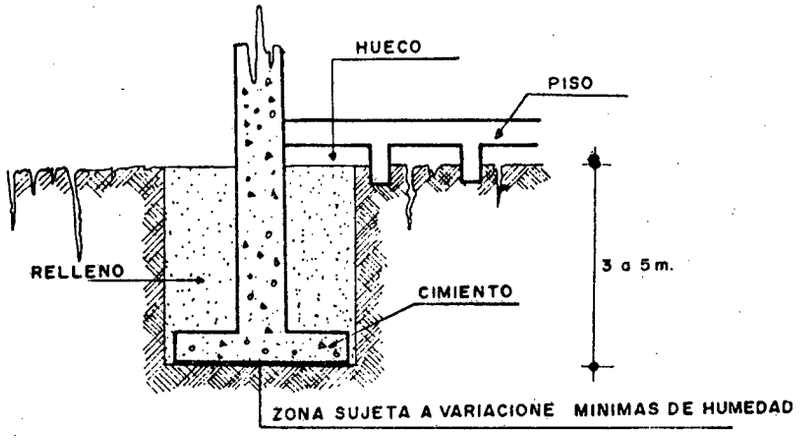


Figura 8.5.

Otra solución podría ser la de aislar la cimentación de aportaciones superficiales de agua, ya sea de lluvia o riego, mediante pantallas que confinen el área construida (véase fig. 8.6)

Como alternativa a las propuestas, se puede hablar de una cimentación lo suficientemente rígida que permita un comportamiento monolítico de - la estructura (véase fig. 8-7).

FIGURA 8-6

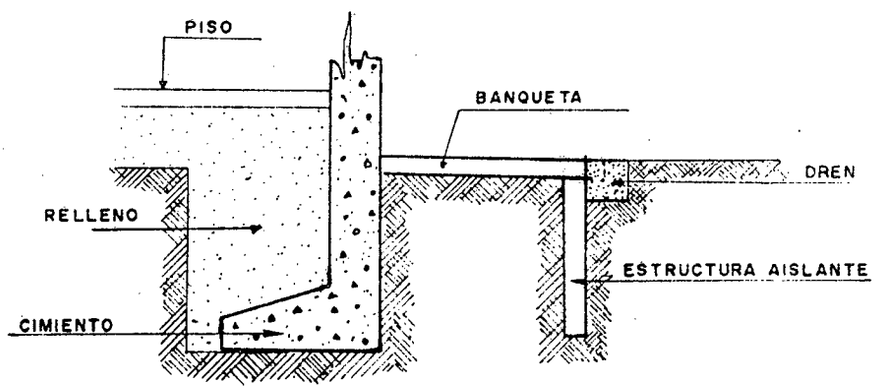


Figura 8.6.

FIGURA 8-7

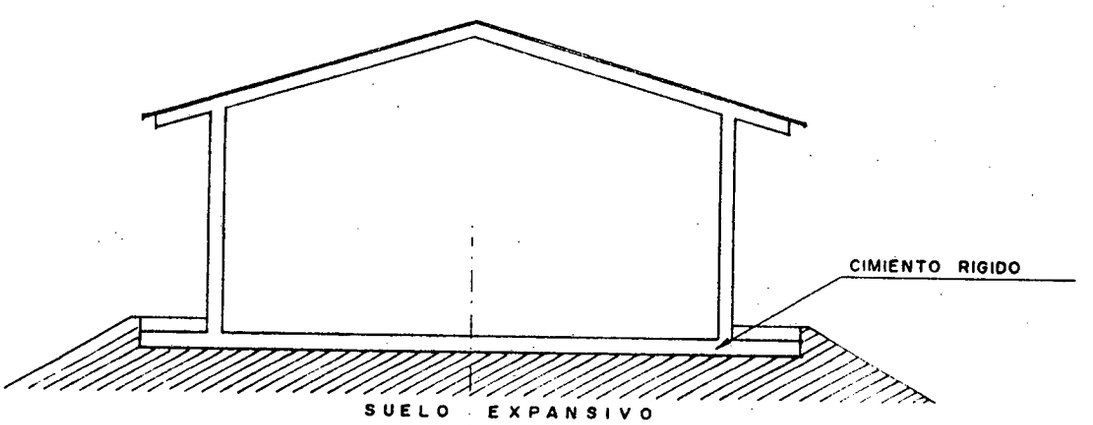


Figura 8.7. VIVIENDA SOBRE UNA CIMENTACION RIGIDA

En estructuras con presión media entre 30 y 40 Ton/m2, la cimentación con losa es adecuada, ya que evita la expansión del suelo.

Otra alternativa de cimentación es la de cimentar a base de columnas cortas (acampanadas o cilíndricas), entre 3 y 5 metros de profundidad - (véase fig. 8-8).

FIGURA 8-8

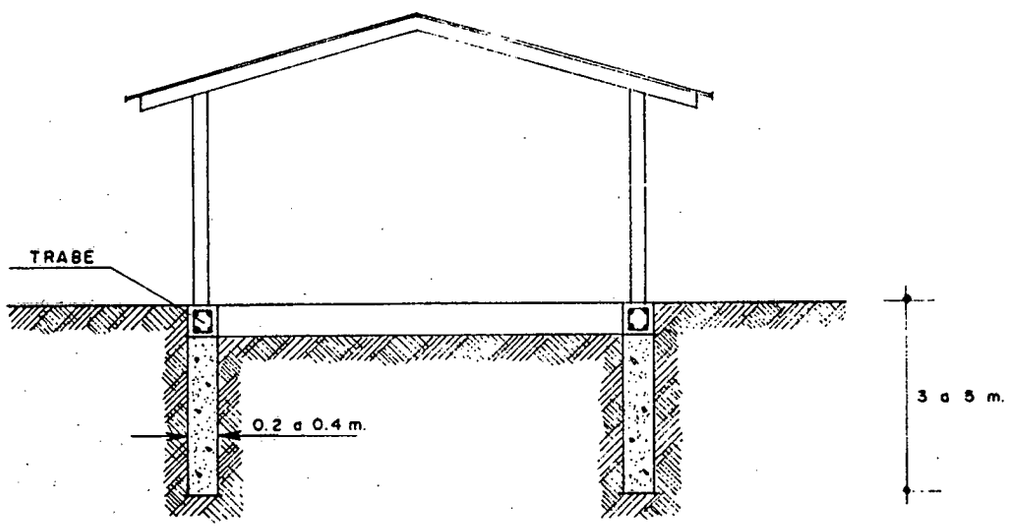


Figura 8.8. CIMENTACION A BASE DE COLUMNAS CORTAS

Para la protección de estructuras afectadas por los suelos expansi-vos, se han empleado con éxito un sistema de banquetas y dentellones perimetrales, convenientemente sellados y junteados con el que se minimizan e incluso evitan daños adicionales (véase fig. 8-9).

FIGURA 8-9

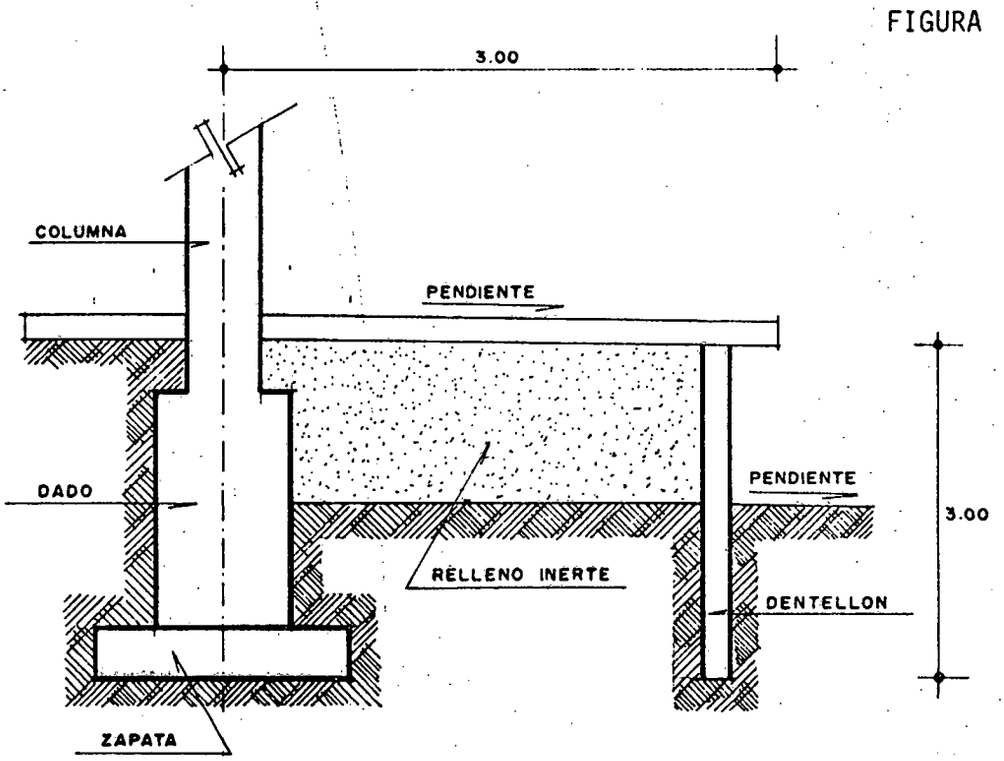


Figura 8.9. CIMENTACION SOBRE UN SISTEMA DE BANQUETAS Y DENTELLONES

El dentellón, según el Ing. R. García Fons, colocado perimetralmente evita las variaciones de saturación por evaporación o aportación de aguas superficiales en el interior del área construida; así se evitarán los movimientos ascendentes y descendentes, este hecho significa la creación de contenidos de aguas diferenciales entre el suelo confinado y el circundante, con los consiguientes movimientos diferenciales que no afectarían a la construcción, si se considera que su influencia llegaría precisamente a los límites dados por las pantallas impermeables. Acota el Ing. García que habrá que considerar el efecto de tales movimientos sobre las instalaciones de servicios urbanos conectados al inmueble, así como las vías de acceso al mismo.

8.5 CALCULO DE CIMENTACIONES

Cálculo de la Vivienda (véase planos en hojas 1 y 2)

Carga Muerta:

En carga muerta se ha incluido: peso propio, peso por acabados y peso por tabiquería.

La carga muerta de mampostería de ladrillo por metro cuadrado a analizarse se determinará como carga de aportación hacia las vigas de cimentación.

Carga Viva:

No se considera carga viva por tratarse de una losa de cubierta inaccesible, pero por seguridad se adopta una carga viva de 50 kg/m2.

Cálculo de la Altura de Prediseño:

Losa nervada en dos direcciones:

$1/40 \leq d \leq Lc$

Lc = 5.00 x 1.05

d = 1/36 (5.00 x 1.05) = 0.1458

d = 14.58 cm + 2.5 de recubrimiento

D = 17.08 cm $\simeq$ 20.0 cm

D = 20.00 cm

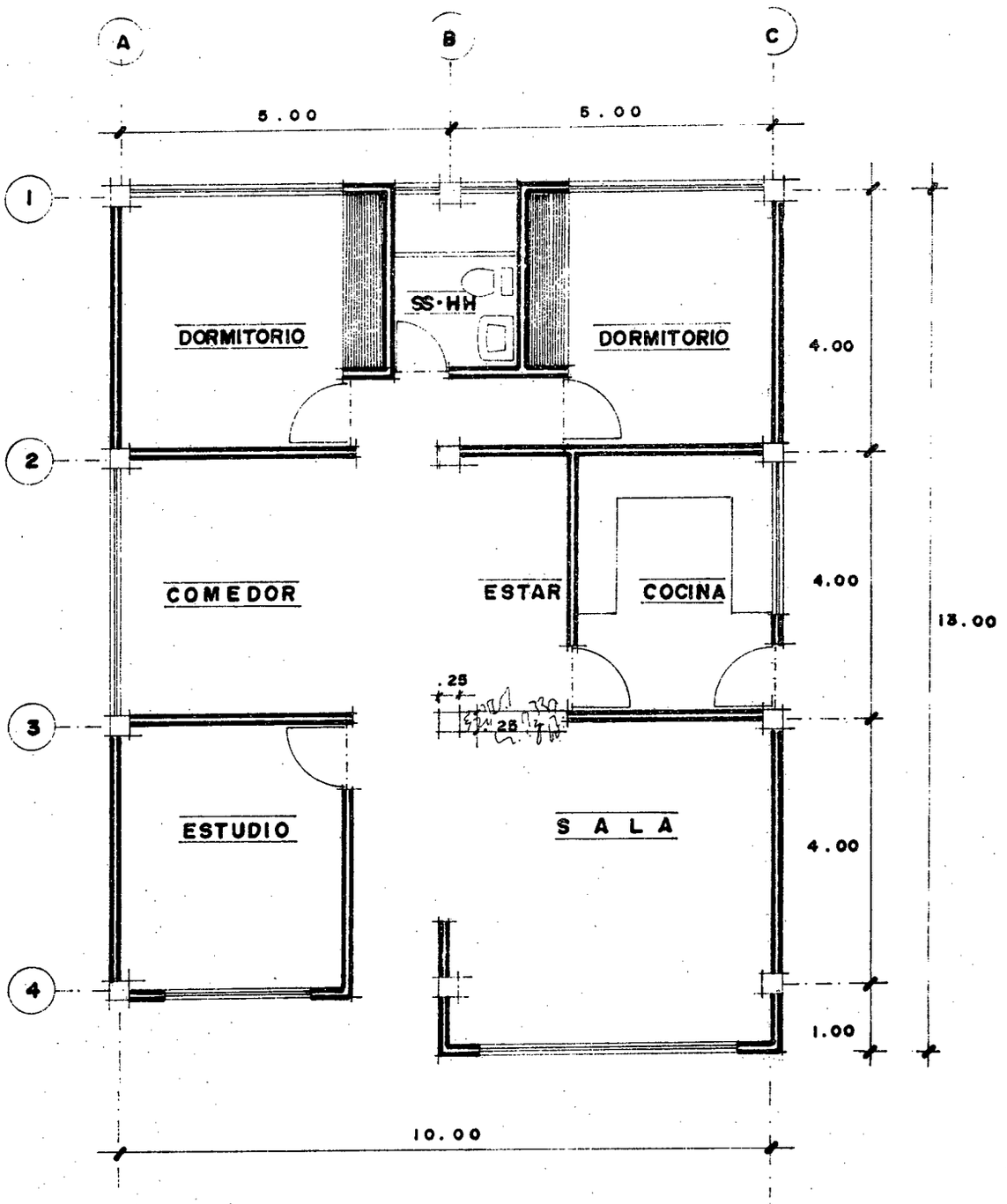
Análisis de Carga Muerta a Nivel de Cubierta

Carga por Metro Cuadrado:

La carga por metro cuadrado para la cubierta es como sigue:

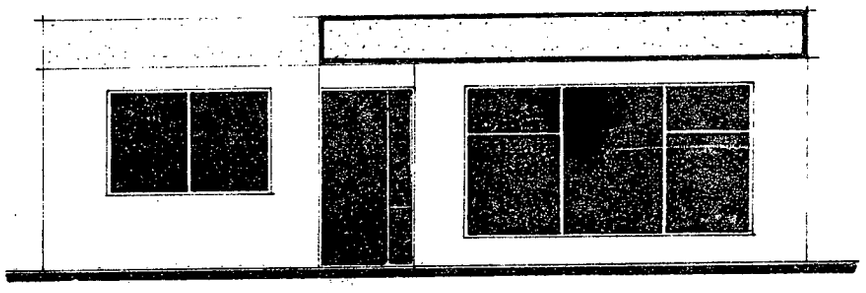
DATOS:

Peso específico del hormigón	=	2400 kg/m3
Peso específico del bloque	=	500 kg/m3
Peso específico del ladrillo	=	1800 kg/m3
Peso específico del mortero	=	1900 kg/m3
Loseta de compresión	=	5 cm.
Ancho del nervio	=	10 cm.
Dimensión del bloque	=	15 x 20 x 40 cm
Peso del bloque = 0.15 x .20 x 0.40 x 500 =		6 kg/unid.

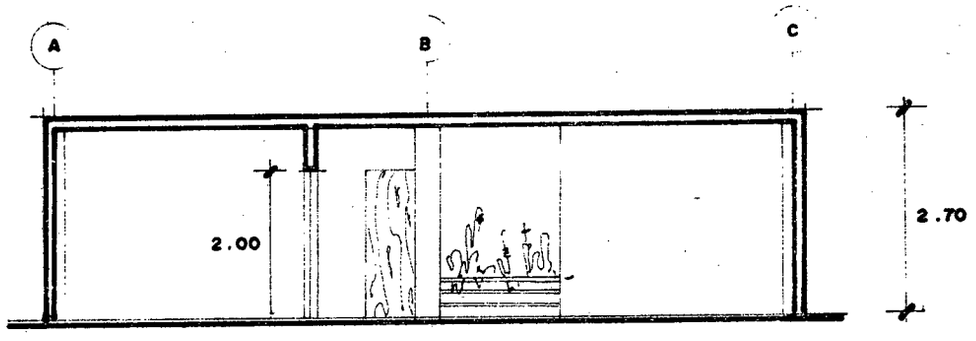


PLANTA

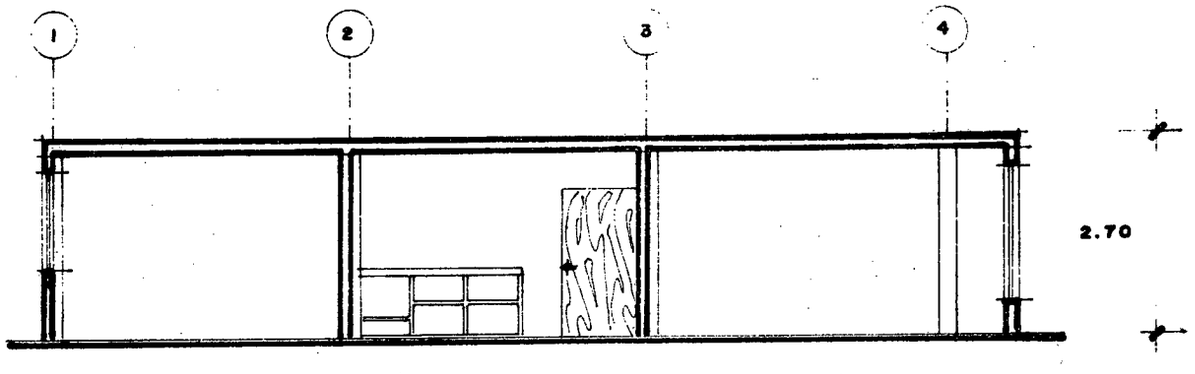
RESIDENCIA	**PROYECTO** Arq. Beatriz Tapia	**ESCALA** 1 ___ 100	**HOJA** 1/2
		FECHA XI — 85	
	DIBUJO A. Cárdenas G. F. Mogrovejo L.	**UBICACION** Catamayo	



FACHADA



CORTE A-A



CORTE B-B

RESIDENCIA	PROYECTO Arq. Beatríz Tapia	ESCALA 1——100	HOJA 2 / 2
		FECHA XI- 85	
	DIBUJO A. Cárdenas G. F. Mogrovejo L.	UBICACION Catamayo	

Peso de la losa de 20 cm. armada en dos direcciones:

Placa = 1.00 x 1.00 x 0.05 x 2400	=	120.0 kg/m2
Nervio = 2 x 0.10 x 0.15 x 1.00 x 2400	=	72.00 kg/m2
4 x 0.10 x 0.15 x 0.40 x 2400	=	57.60 kg/m2
Mortero = 1.00 x 1.00 x 0.015 x 1900	=	28.50 kg/m2
Cielo raso = 1.00 x 1.00 x 0.015 x 1900	=	28.50 kg/m2
Bloques = 6 x 8	=	48.00 kg/m2
TOTAL:	=	354.60 kg/m2
Carga Viva	=	50.00 kg/m2

D = CM = 355.00 kg/m2

L = CV = 50.00 kg/m2

U = 1.4D + 1.7L

U = 1.4 (355) + 1.7 (50)

U = 582 $\simeq$ 585.00 kg/m2

Cálculo de Momentos de Prediseño en Vigas

Sentido X-X

Pórtico 4-4

MOMENTOS

Tramos	CM(T/m2)	CV(T/m2)	Wt(T/m2)	Longit. infl.	Longit. viga	Wt (T/m)	M= $\frac{WL^2}{12}$
a	0.500	0.085	0.585	2.725	5.00	1.594	4.981
b	0.500	0.085	0.585	3.025	5.00	1.770	5.531

PREDISEÑO DE VIGAS

Tramos	M(T-m)	b (cm)	$d=\sqrt{\frac{M}{k \cdot b}}$	h Prediseño
a	4.981	25.00	34.64	40.00
b	5.531	25.00	36.50	40.00

Pórtico 3-3 y 2-2

MOMENTOS DE PREDISEÑO

Tramos	CM(T/m2)	CV(T/m2)	Wt(T/m2)	Long. Infl.	Long. viga	Wt T/m	$M=\frac{W.L^2}{12}$
a	0.500	0.085	0.585	4.00	5.00	2.34	7.313
b	0.500	0.085	0.585	4.00	5.00	2.34	7.313

PRESIDEÑO DE VIGAS

Tramos	M(T-m)	b(cm)	$d=\sqrt{\frac{M}{kb}}$	h prediseño
a	7.313	25.00	41.97	45.00
b	7.313	25.00	41.97	45.00

Pórtico 1-1

MOMENTOS DE PREDISEÑO

Tramos	CM(T/m2)	CV(T/m2)	Wt(T/m2)	Long. Infl.	Long. viga	Wt T/m	$M=\frac{W.L^2}{12}$
a	0.500	0.085	0.585	2.125	5.00	1.243	3.884
b	0.500	0.085	0.585	2.125	5.00	1.243	3.884

PREDISEÑO DE VIGAS

Tramos	M(T-m)	b(cm)	$d=\sqrt{\frac{M}{kb}}$	h prediseño
a	3.884	25.00	30.58	35.00
b	3.884	25.00	30.58	25.00

Sentido Y-Y

Pórtico A-A y C-C

MOMENTOS DE PREDISEÑO

Tramos	CM(T/m2)	CV(T/m2)	Wt(T/m2)	Long. Infl.	Long. viga	Wt T/m	$M=\frac{W.L^2}{12}$
a	0.500	0.085	0.585	2.625	4.00	1.536	3.072
b	0.500	0.085	0.585	2.625	4.00	1.536	3.072
c	0.500	0.085	0.585	2.625	4.00	1.536	3.072

PREDISEÑO DE VIGAS

Tramos	M(T/m)	b(cm)	$d=\sqrt{\frac{M}{kb}}$	h prediseño
a	3.072	25.00	27.20	30.00
b	3.072	25.00	27.20	30.00
c	3.072	25.00	27.20	30.00

Pórtico B-B

MOMENTOS DE PREDISEÑO

Tramo	CM(T/m2)	CV(T/m2)	Wt(T/m2)	Long. Infl.	Long. viga	Wt T/m	$M=\frac{W.L^2}{12}$
a	0.500	0.085	0.585	5.00	4.00	2.925	5.850
b	0.500	0.085	0.585	5.00	4.00	2.925	5.850
c	0.500	0.085	0.585	5.00	4.00	2.925	5.850

PREDISEÑO DE VIGAS

Tramos	M(T-m)	b (cm)	$d=\sqrt{\frac{M}{kb}}$	h prediseño
a	5.850	25.00	37.53	40.00
b	5.850	25.00	37.53	40.00

Prediseño de Columnas

El prediseño de columnas se realizó tomando en consideración lo siguiente:

- Para los pilares centrales, para compensar la posible flexión que pueda producir la diferencia de momentos de las vigas que se apoyan en los mismos, se calcularán como si estuvieran sometidos a una carga axial, pero aumentada la carga en un 25%.

- Para las columnas exteriores, se aumentó la carga axial en un 70%, tomando en consideración que los momentos flectores en el extremo superior son debidos al extremo de una sola viga; así como también -

otro tipo de cargas.

Análisis de Pórticos Críticos:

Pórtico 3-3 y 2-2

Cargas puntuales:

Nudos 2A, 2C, 3A y 3C

Losa = 10.50 x 355 x 1.40	=	5218.50 kg
Viga 2AB = 0.5 (0.25 x 0.45 x 5 x 2400 x 1.4)	=	945.00 kg
Viga 1-2-3= 0.25 x 0.30 x 4 x 2400 x 1.4	=	1008.00 kg
Columna = 0.25 x 0.25 x 2.70 x 2400 x 1.4	=	567.00 kg
TOTAL	=	7738.50 kg

Nudos 2B y 3B

Losa = 20.00 x 355 x 1.40	=	9940.00 kg
Vigas = 0.25 x 0.40 x 4 x 2400 x 1.4	=	1344.00 kg
0.25 x 0.45 x 5 x 2400 x 1.4	=	1890.00 kg
Columna = 0.25 x 0.25 x 2.70 x 2400 x 1.4	=	567.00 kg
TOTAL	=	13741.00 kg

PREDISEÑO DE COLUMNAS

Columnas	Carga axial P (kg)	1.25P	1.70P	Ag= $\frac{P}{45}$	Secc.	Secc. Adop.
A2 - A3	7738.50		13155.45	292.34	17.1 x 17.1	25x25
B2 - B3	13741.00	17176.25		381.69	19.6 x 19.6	25x25
C2 - C3	7738.50		13155.45	292.34	17.1 x 17.1	25x25

Peso de Mampostería y Viga de Cimentación

Pórtico 2-A-C

Tramo 2AB

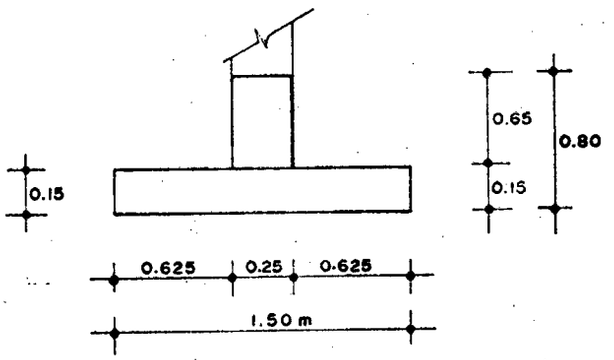
Paredes 3.40 x 2.50 x 150 x 1.40	=	1750.00 kg
Enlucidos 3.40 x 2.50 x 80 x 1.40	=	952.00 kg

Tramo 2BC

Paredes 4.75 x 2.50 x 150 x 1.40	=	2494.00 kg
Enlucidos 4.75 x 2.50 x 80 x 1.40	=	1330.00 kg
SUBTOTAL	=	6561.00 kg

VIGA DE CIMENTACION

(dimensiones adoptadas)



Viga 0.25 x 0.80 x 2400 x 10 x 1.4	=	6720.00 kg
Zapata 0.15 x 1.50 x 2400 x 10 x 1.4	=	7560.00 kg
SUBTOTAL	=	14280.00 kg
TOTAL	=	20841.00 kg

Carga Distribuida por Metro Lineal q (kg/m)

Pórtico Crítico 2-A-C

Cargas verticales	=	29218.00 kg
Cargas por mampostería y cimentación	=	20841.00 kg
TOTAL	=	50059.00 kg

Donde:

$$q = \frac{P}{L}$$

P = 50059.00 kg

L = 10 m

$$q = \frac{50059.00 \text{ kg}}{10 \text{ m}}$$

q = 5006.00 kg/m (carga distribuida en la cimentación)

Primera Alternativa de Diseño de Cimentación

Por considerarse que el suelo presenta una baja capacidad de carga hemos creído necesario el cálculo de una zapata corrida con contratrabe, que vendrá a solucionar la cimentación sobre este tipo de suelo.

Datos Adoptados:

fc = 180 kg/cm2 (resistencia última del concreto a la compresión)

fc = 80 kg/cm2 (esfuerzo permisible en el concreto)

fy = 2400 kg/cm2 (esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo)

Datos Obtenidos:

σad = 8000 kg/m2

Método de la Teoría Elástica

Cálculo de coeficientes: $k = \frac{n}{n + (fs/fc)}$

$$n = \frac{Es}{Ec}$$

$$J = 1 - \frac{K}{3}$$

$$Q = 1/2\ fc.J.K$$

Cálculo de n:

$$Es = 2.1 \times 10^6\ kg/cm2$$

$$Ec = 0.135\ W^{1.5}\ f'c$$

$$Ec = 2.129 \times 10^5\ kg/cm2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 \times 10^6}{2.129 \times 10^5}$$

$$n = 10$$

Cálculo de K:

$$K = \frac{n}{n + (fs/fc)}$$

$$K = \frac{10}{10 + 1200/80}$$

$$K = 0.400$$

Cálculo de J:

$$J = 1 - \frac{0.400}{3}$$

$$J = 0.87$$

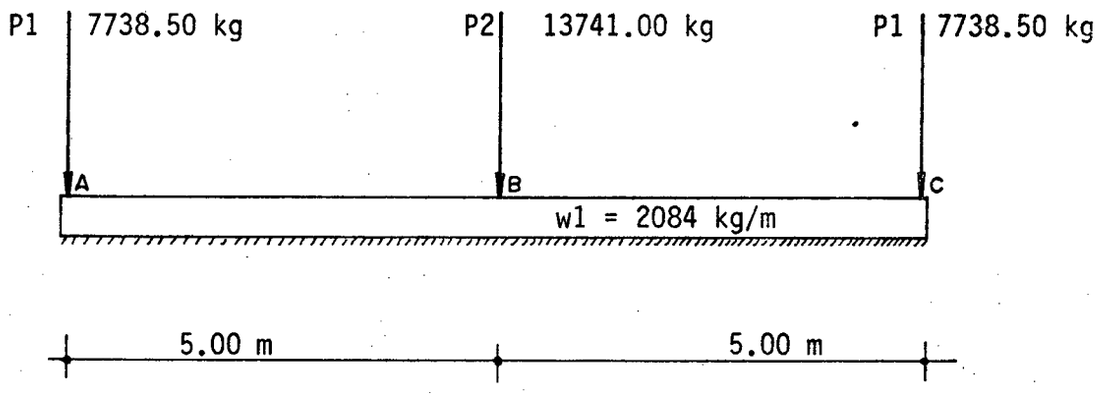
Cálculo de Q:

$$Q = 1/2\ fc.J.K$$

$$Q = 1/2 \times 80 \times 0.87 \times 0.400$$

$$Q = 13.92\ kg/cm2$$

Análisis Estructural de la Viga



Si descomponemos las cargas puntuales en carga distribuida, obte-- nemos:

$$w2 = \frac{2P1 + P2}{L}$$

$$w2 = \frac{(2 \times 7738.5 + 13741.0 \text{ kg})}{10.0 \text{ m}}$$

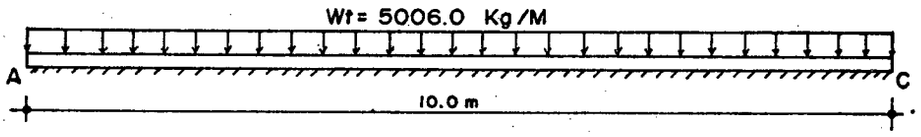
$w2 = 2921.80$ kg/m

$wt = w1 + w2$

$wt = 2084.0 + 2921.8$

$wt = 5006.00$ kg/m

Resultando la siguiente viga con carga wt (kg/m)



La reacción del suelo Ws es: $W_s = 8000$ kg/m2, valor que lo - transformamos a unidades ws_F (kg/m), multiplicando.

Para el ancho B = 0.70 m., valor que se adoptó para el cálculo del asentamiento. Entonces:

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
505
BIBLIOTECA

ws_F = Ws x B

ws_F = 8000 kg/m2 x 0.70 m

ws_F = 5600 kg/m

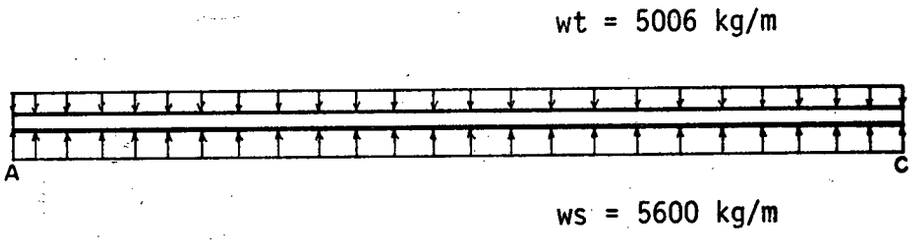
Si establecemos la diferencia entre wt y ws_F, encontramos wr que es la carga repartida por metro lineal que ejerce el suelo hacia arriba, resultando:

wr = wt - ws_F

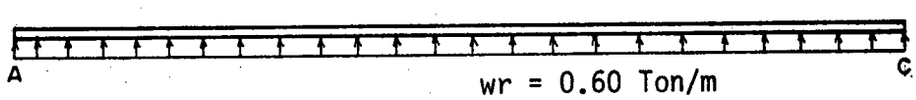
wr = 5006.00 kg/m - 5600.00 kg/m

wr = - 594.00 kg/m

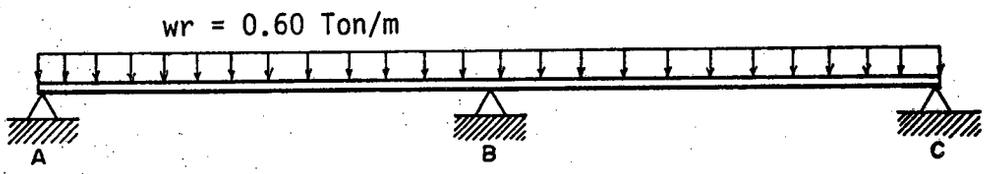
wr = - 0.60 ton/m, el signo negativo nos indica que la carga distribuida es hacia arriba'



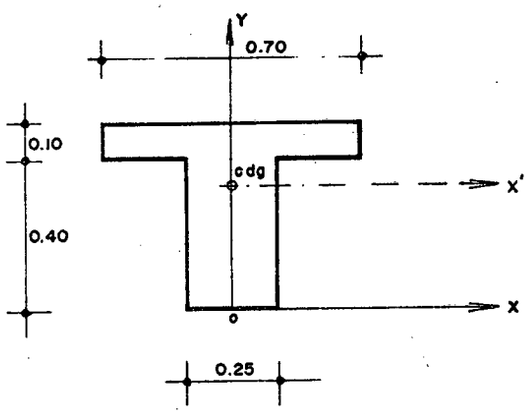
La resultante de carga wr la representamos a continuación:



Para efectos de cálculo procedemos a invertir la carga obteniéndose:



Para el diseño de la zapata corrida adoptamos la sección de una viga T, de las siguientes características:



Cálculo de Inercias

Secciones	Area dm2	$\overline{X}$ (dm)	$\overline{Y}$ (dm)	$\overline{X}A$	$\overline{Y}A$
1	7.00	0.00	4.50	0.00	31.50
2	10.00	0.00	2.00	0.00	20.00

$\Sigma A = 17.00$ $\Sigma \overline{Y}A = 51.50$

$$\overline{Y} = \frac{\Sigma YA}{\Sigma A}$$

$$\overline{Y} = \frac{51.50}{17.00}$$

$$\overline{Y} = 3.029 \text{ dm}$$

Inercia con respecto al Centro de Gravedad (c.d.g.)

$$I = \frac{bxh^3}{12} + Ay^2$$

$y1 = 4.50 - 3.039$

$y1 = 1.471$ dm

$y2 = 3.029 - 2.00$

$y2 = 1.029$ dm

$$Ix_1 = \frac{7 \times 1^3}{12} + 7\,(1.471)^2$$

$$Ix_1 = 15.73\ dm^4$$

$$Ix_2 = \frac{2.5 \times 4.00^3}{12} + 10\,(1.029)^2$$

$$Ix_2 = 23.922\ dm^4$$

$$Ix_t = Ix_1 + Ix_2$$

$$Ix_t = 15.74 + 23.92$$

$$Ix_t = 39.65\ dm^4$$

Cálculo de Rigideces K:

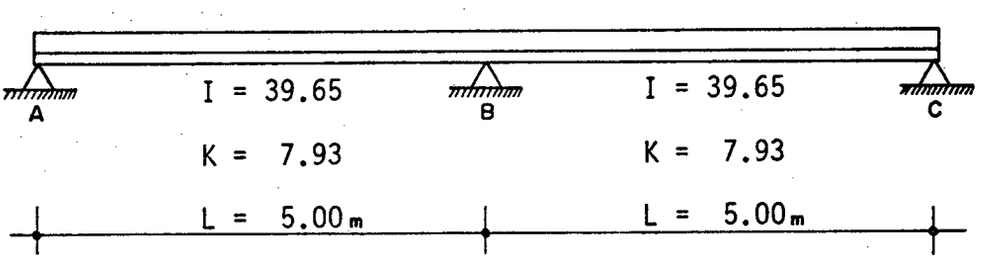
$$K = \frac{I}{L}$$

$$I = 39.65\ dm^4$$

$$L = 5.00\ mw$$

$$K = \frac{39.65}{5.00}$$

$$K = 7.93$$



Cálculo de Rigidez Corregida Kc:

$$Kc = 0.75K$$

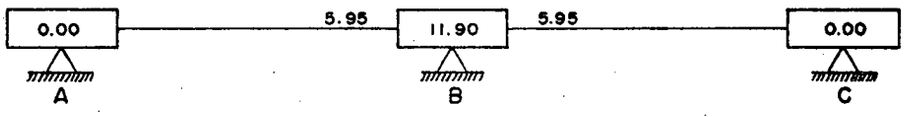
$$Kc = 0.75 \times 7.93$$

$$Kc = 5.95$$

Cálculo de Factores de Distribución F:

$$F = \Sigma K$$

$$F = 5.95 + 5.95 = 11.90$$



Cálculo de Momentos MF:

$$MF = \frac{W \cdot L^2}{12}$$

$$MF = \frac{0.6 \times (5.00)^2}{12}$$

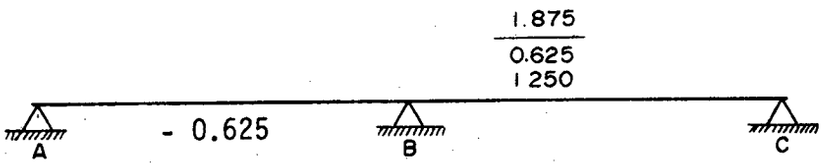
$$MF = 1.25 \text{ t-m}$$

Corrección del Momento:

$$M = MF - 1/2\ MF'$$

$$M = 1.25 - (-1.25)(0.5)$$

$$M = 1.875 \text{ t-m}$$



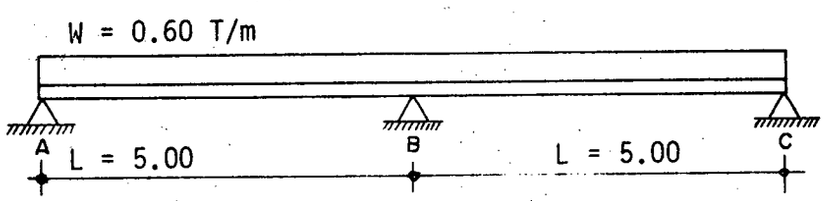
- 0.625

- 1.250

- 1.875

U	θ
0.00	0.00

Cálculo de Cortantes:



Cortante Isostático V:

$$V = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$V = \frac{0.6 \times 5.00}{2}$$

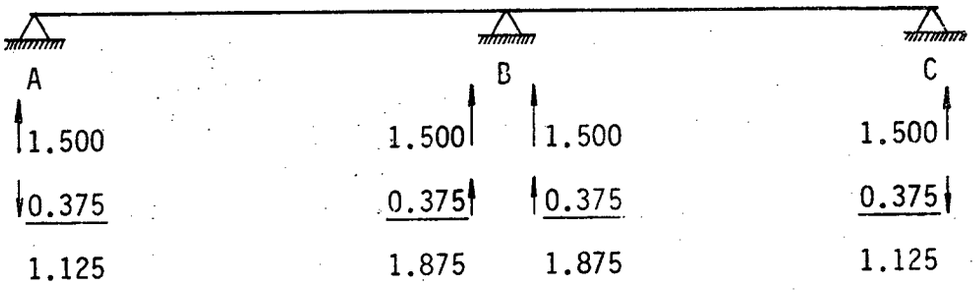
$$V = 1.50 \text{ T}$$

Cortante Hiperestático Vh:

$$Vh = \frac{Mi + Md}{L}$$

$$Vh = \frac{0.00 + (-1875)}{5.00}$$

$$Vh = -0.375 \text{ t}$$



Cálculo del Momento Máximo de Tramo:

$$Mmáx. = \frac{Vi^2}{2W} - Mi \; ; \quad X = \frac{Vi}{W}$$

Vi = cortante izquierdo

Mi = momento izquierdo

X = distancia

TRAMO AB:

$$Mmáx. = \frac{(1.125)^2}{2(0.6)} - 0.00$$

$$Mmáx. = 1.055 \text{ T - m}$$

$$X = \frac{1.125 \text{ T}}{0.60 \text{ T/m}}$$

$$X = 1.875 \text{ m}$$

TRAMO BC:

$$Mmáx. = \frac{(1.875)^2}{2\ (0.6)} - 1.875$$

$$Mmáx. = 1.055 \text{ T - m}$$

$$X = \frac{1.875}{0.6}$$

$$X = 3.125 \text{ M}$$

DIAGRAMA DE CORTANTES

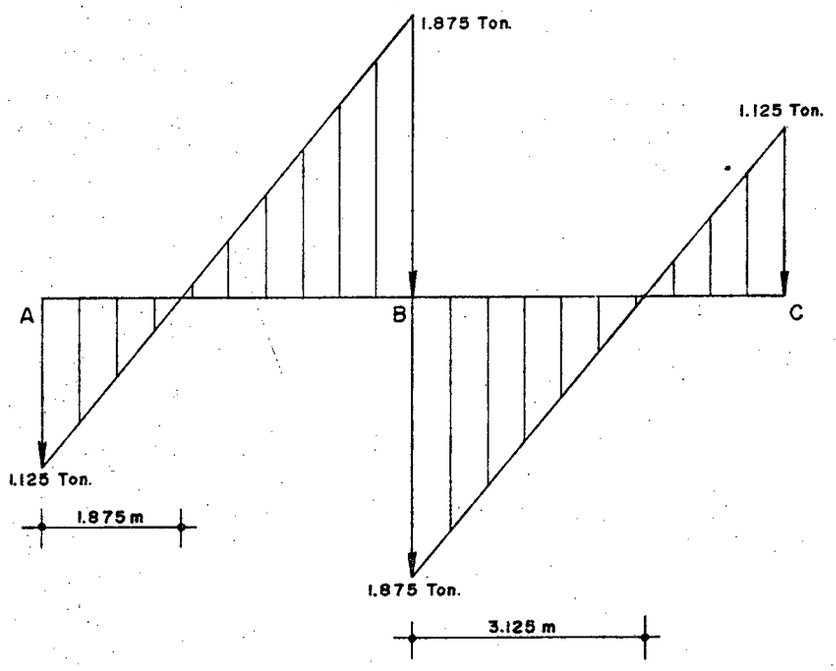
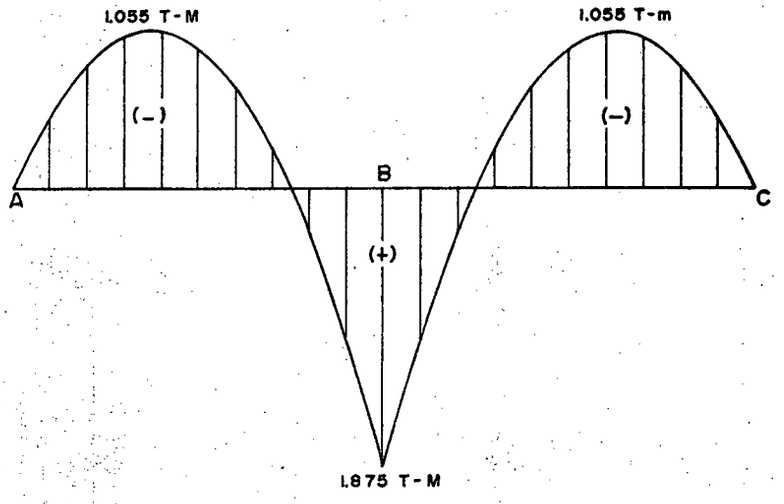


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Cálculo de la Zapata:

$$\text{Area del cimiento} = \frac{Pt}{\sigma n}$$

$Pt = CM + CV + CS + Pz$

$Pt = 50059.00$ kg

$\sigma n = 1.33 \ \sigma adm.$

1.33 = coeficiente de mayoración cuando se considera el efecto del mismo

$$\sigma n = 1.33 \times 8000.00 \text{ kg/m2}$$

$$\sigma n = 10640.00 \text{ kg/m2}$$

$$A = \frac{50059.00 \text{ kg}}{10640.00 \text{ kg/m2}}$$

$$A = 4.705 \text{ m2}$$

Reacción Neta del Suelo σns:

$$\sigma ns = \frac{Pt - Pz}{A}$$

Pz = Peso estimado del cimiento

Pz = 5712.00 kg

$$\sigma ns = \frac{(50059.00 - 5712.00) \text{ kg}}{4.705 \text{ m2}}$$

$$\sigma ns = 9425.50 \text{ kg/m2}$$

Cálculo del Ancho B:

$$B = \frac{A}{L/2} = \frac{4.705 \text{ m2}}{5.00 \text{ m}}$$

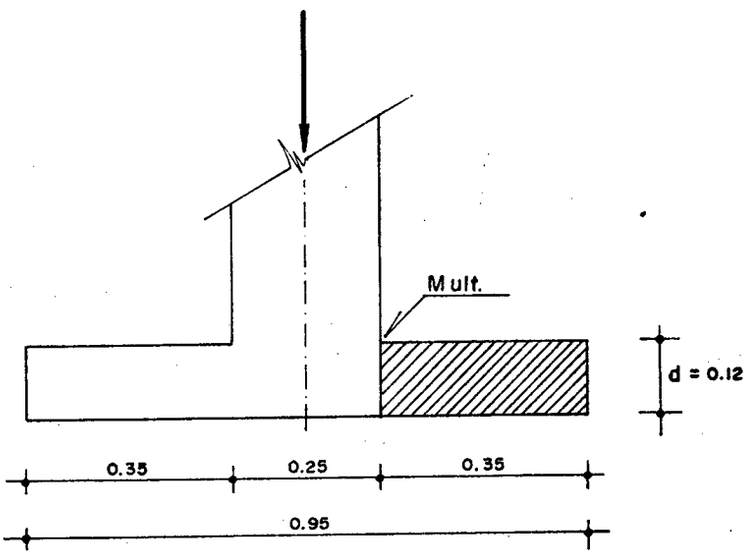
$$B = 0.94 \simeq 0.95 \text{ m.}$$

Cálculo del Momento Flector en la Cara de la Columna:

$$\text{Mult.} = \frac{\sigma ns \cdot c^2 \cdot b}{2}$$

$$\text{Mult} = \frac{9425.50 \times (0.35)^2 \times 1.00}{2}$$

$$\text{Mult} = 577.31 \text{ kg - m}$$



Cálculo del Peralta Efectivo d:

$$d = \sqrt{\frac{Mult.}{Q \ . \ b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{577.31 \times 100}{13.92 \times 100}} = 6.44 \text{ cm.}$$

r = 5.00 cm. de recubrimiento

D = d + r = 6.44 + 5.00 = 11.44 cm.

D = 12.00 cm.

Revisión del Peralte al Esfuerzo Cortante:

$$V = \frac{\sigma ns \ . \ c \ . \ b}{}$$

V = 9425.50 x 0.35 x 1.00 kg/m2 .m.m

V = 3298.93 Kg

$$v = \frac{V}{bxd} \leq vc$$

$$v = \frac{3298.93 \text{ kg}}{100 \times 6.44 \text{ cm2}}$$

$$v = 5.123 \text{ kg/cm2}$$

$$vc = 0.53 \sqrt{f'c} = 0.53 \sqrt{180}$$

$$vc = 7.11 \text{ kg/cm2}$$

$5.123 < 7.11$ kg/cm2., por lo tanto no hay falla

Area del Acero As:

$$As = \frac{\text{Mult.}}{fs \cdot J \cdot d}$$

$$As = \frac{57731.00 \text{ kg-cm}}{1200.00 \times 0.87 \times 6.44 \text{ kg/cm2} \cdot \text{cm}}$$

$$As = 8.587 \text{ cm2}$$

Si armamos la zapata con varillas Nro. 12, tenemos:

$$\text{Nº } \varnothing s = \frac{As}{A\varnothing \text{Nº } 12}; \quad A\varnothing \text{Nº } 12 = \pi x(1.2)^2/4 = 1.13 \text{ cm2}$$

$$\text{Nº } \varnothing s = \frac{8.587 \text{ cm2}}{1.13 \text{ cm2}} = 7.59$$

As = 8.587 cm2 = 8Ø Nº 12 a 14.28 cm.

Revisión al Esfuerzo de Adherencia :

$$\mu c = \frac{3.2 \sqrt{fc'}}{\varnothing v}$$

Øv = diámetro de la varilla = 1.20 cm

$$\mu c = \frac{3.2 \sqrt{1.80}}{1.20}$$

$$\mu c = 35.78 \text{ kg/cm2}$$

$$a = \frac{V}{\Sigma o \,.\, J \,.\, d}$$

$$V = 3298.93 \text{ kg}$$

$$\Sigma o = 8 \times \pi \times (1.2) = 30.16 \text{ cm}$$

$$\mu a = \frac{3298.93 \text{ kg}}{30.16 \times 0.87 \times 6.44 \text{ cm2}}$$

$$\mu a = 19.52 \text{ kg/cm2}$$

Norma $\mu a \leq \mu c$; $19.52 < 35.78$ kg/cm2, por lo tanto la zapata no falla a adherencia.

Cálculo de la Viga o Contratrabe

Momento Máximo de Apoyo:

$$Mmáx. = 1.875 \text{ T - m} = 1875.00 \text{ kg - m}$$

Peralte Efectivo d:

$$d = \sqrt{\frac{Mmáx.}{Q \,.\, b}} = \sqrt{\frac{1.875.00 \times 100}{13.92 \times 25.00}}$$

$$d = 23.21 \text{ cm} \simeq 25.00 \text{ cm}$$

$$d = 25.00 \text{ cm}$$

Revisión al Esfuerzo Cortante v:

Cortante del Cálculo Estructural V = 3750.00 kg

$$v = \frac{V}{b.d} = \frac{3750.00 \text{ kg}}{25 \times 25 \text{ cm2}}$$

$$v = 6.00 \text{ kg/cm2}$$

El concreto toma:

$$vc = 0.292 \sqrt{fc'} = 0.292 \sqrt{180}$$

$$vc = 3.92 \text{ kg/cm2}$$

Norma, $v \leq vc$; como v es mayor que vc, entonces aumentamos el peralte de la viga, después de algunos tanteos adoptamos d=40 cm y obtenemos:

$$v = \frac{3750.00 \text{ kg}}{25 \times 40 \text{ cm2}}$$

$$v = 3.75 \text{ kg/cm2}.$$

$$3.75 < 3.92 \text{ kg/cm2, aceptable}$$

Cálculo del Area de Refuerzo As:

$$As = \frac{Mmáx.}{fs \cdot J \cdot d}$$

$$As = \frac{187500.00 \text{ kg - cm}}{1200 \times 0.87 \times 40 \text{ kg/cm2} \cdot \text{cm}}$$

$$As = 4.49 \text{ cm2} = 3 \text{ Ø Nº } 14$$

Cálculo del Area de Acero para el Momento Máximo de Tramo:

$$Mmáx. = 1055.00 \text{ kg - m}$$

$$As = \frac{105500.00 \text{ kg - cm}}{1200 \times 0.87 \times 40 \text{ kg/cm2} \cdot \text{cm}}$$

$$As = 2.53 \text{ cm2} = 3 \text{ Ø Nº } 12$$

Revisión del Esfuerzo de Adherencia :

$$\text{Norma } \mu c = \frac{2.25 \sqrt{fc'}}{\text{Ø}}$$

$\emptyset$ = diámetro Nº 14

$$\mu c = \frac{2.25 \sqrt{180}}{1.4} = 21.56 \text{ kg/cm2}$$

y $$\mu = \frac{V}{\varepsilon o \cdot J \cdot d}$$

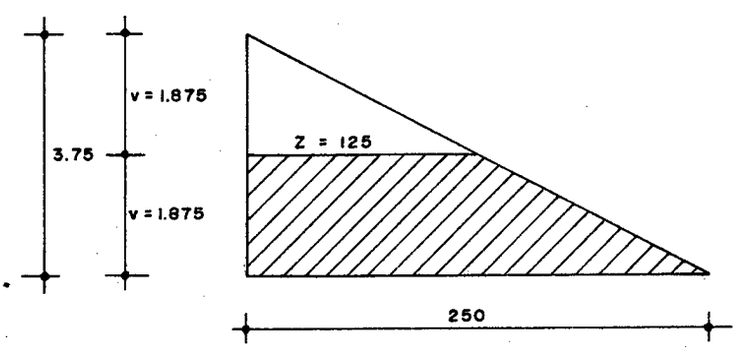
$\varepsilon o = 3 \times \quad \times 1.4 = 13.184$ cm

$$\mu = \frac{3750.00 \text{ kg}}{13.194 \times 0.87 \times 40 \text{ cm2}}$$

$\mu = 8.17$ kg/cm2

por lo tanto, $\mu \leq \mu c$; $8.17 < 21.56$ kg/cm2. OK.

CALCULO DE ESTRIBOS



$$T = \frac{z \cdot v \cdot b}{2}$$

z = 125.00 cm

v = 1.875 kg/cm2

b = 25 cm

$$T = \frac{125.0 \times 1875.0 \times 25.0}{2} \text{ cm . kg/cm2 . cm}$$

T = 2929.69 kg

t = 2 . Aest..0.75. fs

si utilizamos estribos Ø Nº 16, tenemos:

$$Aest = \pi(0.6)2/4 = 0.28 \text{ cm2}$$

$$t = 2 \times 0.28 \times 0.75 \times 1200 \text{ cm2} \cdot \text{kg/cm2}$$

$$t = 504.00 \text{ kg}$$

$$Nº \text{ est} = \frac{T}{t} = \frac{2929.69 \text{ kg}}{504.00 \text{ kg}} = 5.81$$

Nº est. = 6 unid.

Cálculo de la Separación entre Estribos:

$$e1 = z/\sqrt{n} \cdot \sqrt{0.60} = \frac{125.0}{\sqrt{6}} (0.775) = 40.00 \text{ cm}$$

$$e2 = z/\sqrt{n} \cdot \sqrt{1.43} = 51.03 (1.196) = 61.00 \text{ cm}$$

$$e3 = z/\sqrt{n} \cdot \sqrt{2.26} = 51.03 (1.503) = 77.00 \text{ cm}$$

$$e4 = z/\sqrt{n} \cdot \sqrt{3.09} = 51.03 (1.758) = 90.00 \text{ cm}$$

$$e5 = z/\sqrt{n} \cdot \sqrt{3.92} = 51.03 (1.980 = 101.00 \text{ cm}$$

$$e6 = z/\sqrt{n} \cdot \sqrt{4.75} = 51.03 (2.179) = 112.00 \text{ cm}$$

Distancias desde el Eje de la Columna hacia el Centro de la Con-
tratabe

$$d1 = z - e6 = 112 = 13 \text{ cm}$$

$$d2 = z - e5 = 101 = 24 \text{ cm}$$

$$d3 = z - e4 = 90 = 35 \text{ cm}$$

$$d4 = z - e3 = 77 = 48 \text{ cm}$$

$$d5 = z - e2 = 61 = 64 \text{ cm}$$

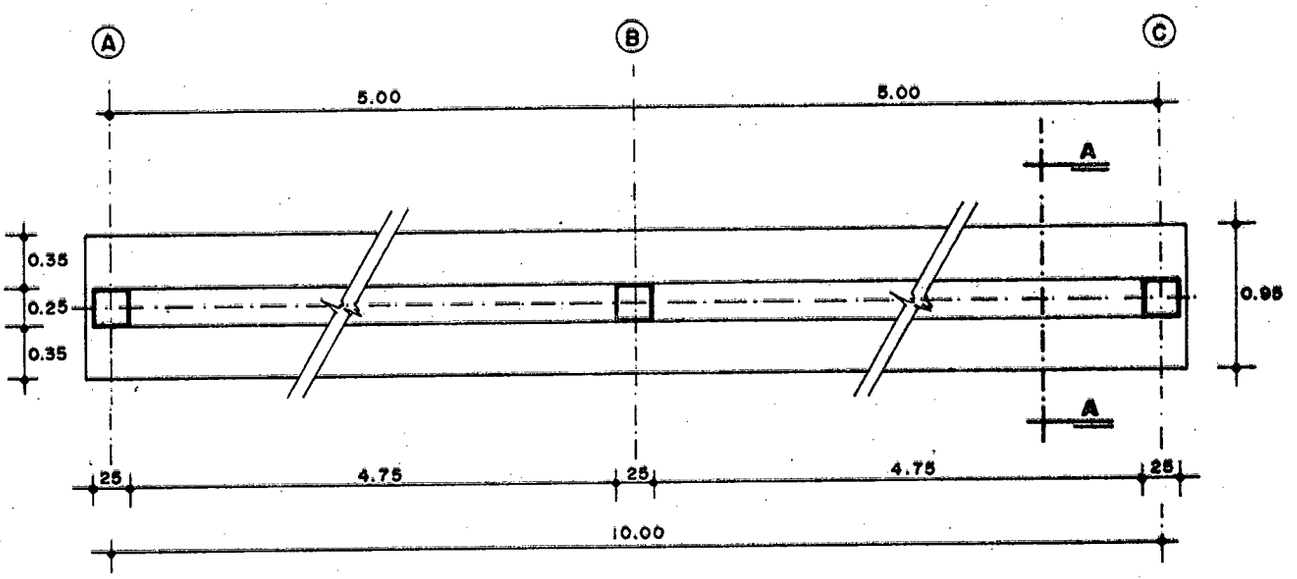
$$d6 = z - e1 = 40 = 85 \text{ cm}$$

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
519
BIBLIOTECA

ARMADO DE LA CIMENTACION

PLANTA

esc. 1:50

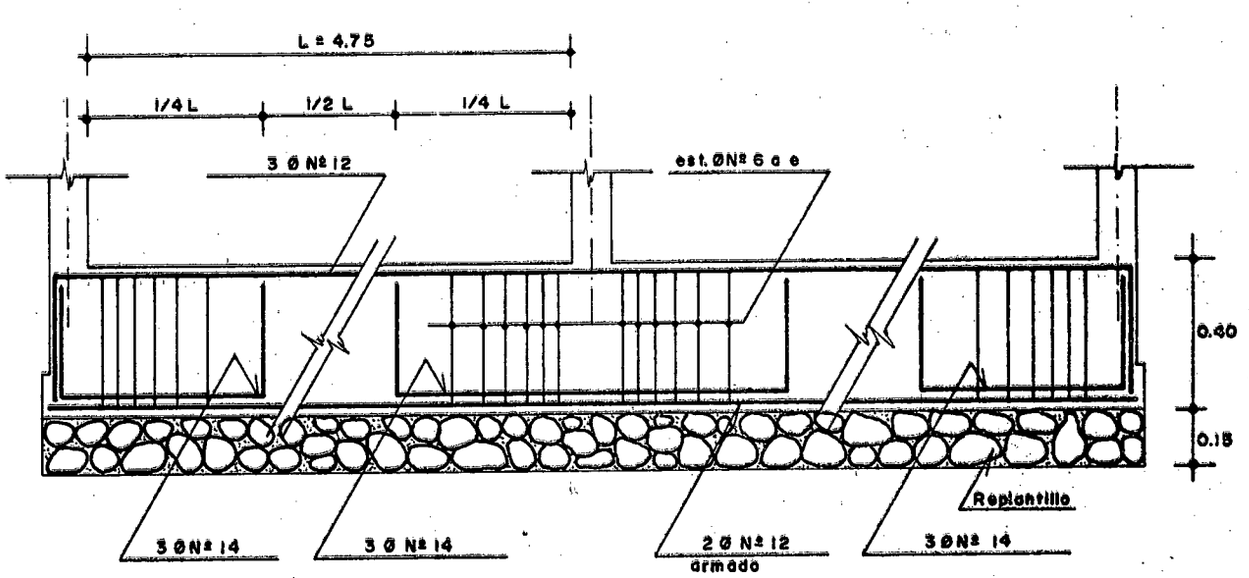


ELEVACION

esc.

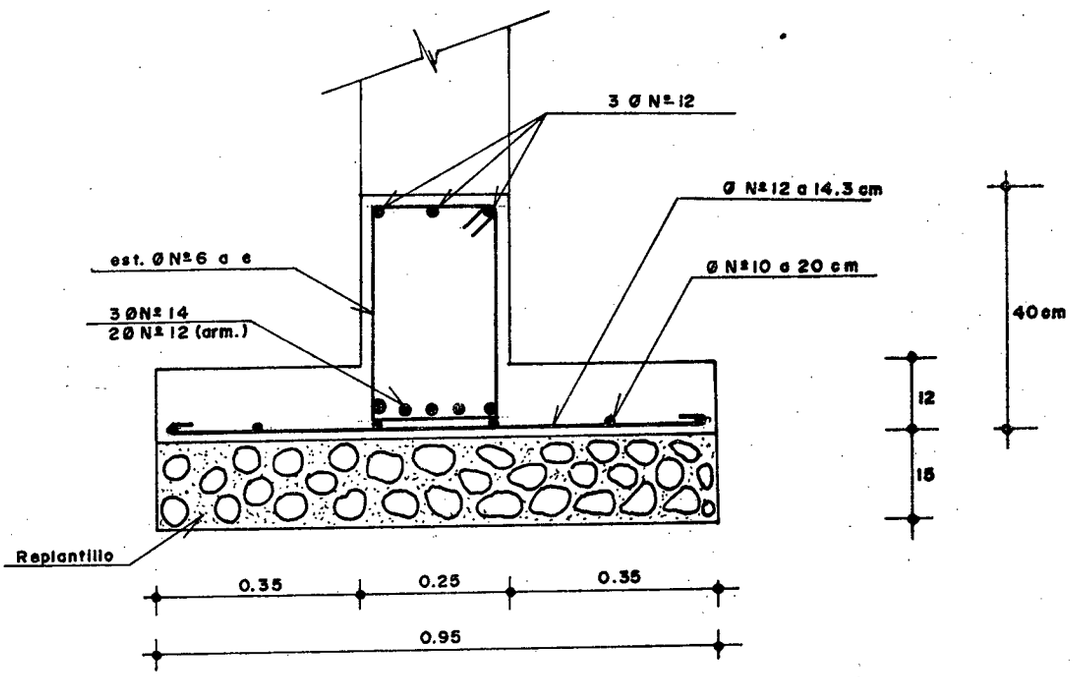
H 1:50

V 1:20



CORTE A - A

esc. 1:12.5



Segunda Alternativa de Diseño

La segunda alternativa de diseño se ha considerado utilizar el diseño de una zapata aislada, empleando las recomendaciones dadas y expuestas en el numeral 8.4 , o sea cambiando el tipo de suelo, por un colchón de arena en la profundidad del ancho B de la zapata, y una longitud igual a 2B el ancho de la zapata.

Para el presente diseño adoptaremos las cargas que aproximadamente actúan en una vivienda normal de un piso. Fig.

Datos:

P = 15.00 Ton.

Mx = My = 1.5 T = m

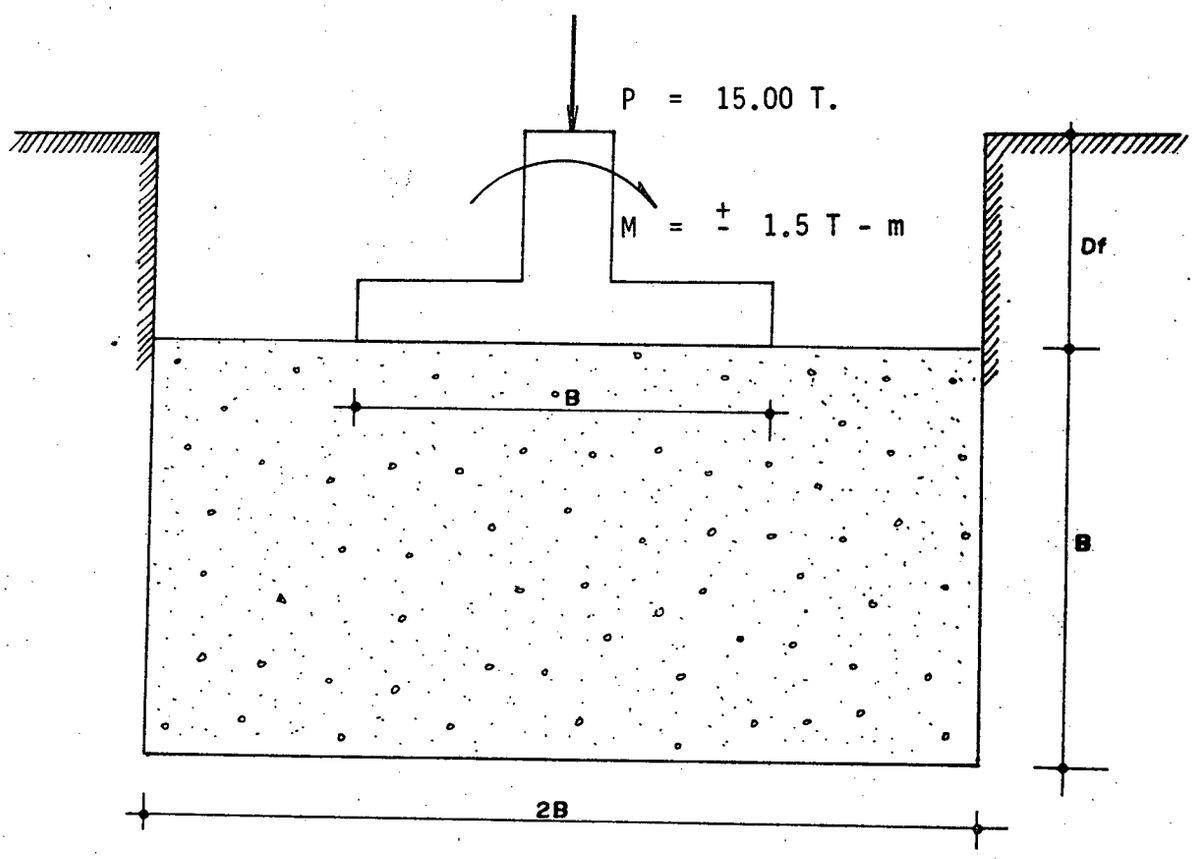
B = 1.25 m.

a = 8.00 T/m2 Dato obtenido del ensayo de compresión simple para el mismo punto.

Columna = 25 x 25 cm.

fc' = 180 kg/cm2.

fy = 2800 kg/cm2.



METODO DE ULTIMA RESISTENCIA

a. Area de Fundación:

$$Af = \frac{Pu}{\delta s}$$

Pu = 1.10 x 15.00 Ton.

Pu = 16.50 Ton.

s = 1.33 x esfuerzo admisible δa

1.33 = es un coeficiente de mayoración cuando se considera los efectos del mismo.

$\delta s = 1.33 \times 8.00 = 10.64\ T/m^2$

Por lo tanto:

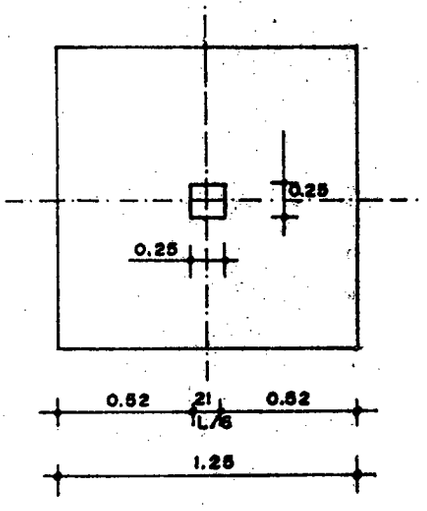
$$Af = \frac{16.50\ T}{10.64\ T/m^2}$$

$Af = 1.55\ m^2$

Af = B.L.

1.55 = 1.25 x L

L = 1.24 ≃ 1.25 m



b. Excentricidad e:

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

$$e = \frac{1.50\ T\text{-}m}{15.00\ T}$$

e = 0.10 m

e < L/6; L/6 = 1.25/6 = 0.21 m

0.10 < 0.21., por lo tanto la excentricidad está dentro del tercio medio, por lo consiguiente es correcto.

c. Resistencia del Suelo δu.

$$\sigma u = \frac{Pu}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$\sigma u = \frac{15.00}{1.55} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.10}{1.25} \right)$$

$$\sigma u_1 = 14.32 \ T/m^2$$

$$\sigma u_2 = 5.03 \ T/m^2$$

14.32 10.64 T/m^2 por lo tanto se requiere aumentar - la sección de la zapata.

Si B = 1.43 m

L = 1.43 m., tenemos que:

$Af = B \times L = 1.43 \times 1.43 = 2.05 \ m^2$

Resultando:

$$\sigma u = \frac{15.00}{2.05} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.10}{1.43} \right)$$

$$\sigma u_1 = 10.39 \ T/m^2$$

$$\sigma u_2 = 4.25 \ T/m^2$$

10.39 10.64 T/m^2 aceptable.

d. Chequeo de la presión de contacto

$$Pc = \frac{P(Kg)}{A \ Col \ (cm^2)}$$

$$Pu = 1.7 \ P$$

$$P = \frac{Pu}{1.7} = \frac{15.00 \ T}{1.7}$$

$$P = 8823.53 \ Kg$$

$$Pc = \frac{8823.53 \ Kg}{25 \times 25 \ cm^2}$$

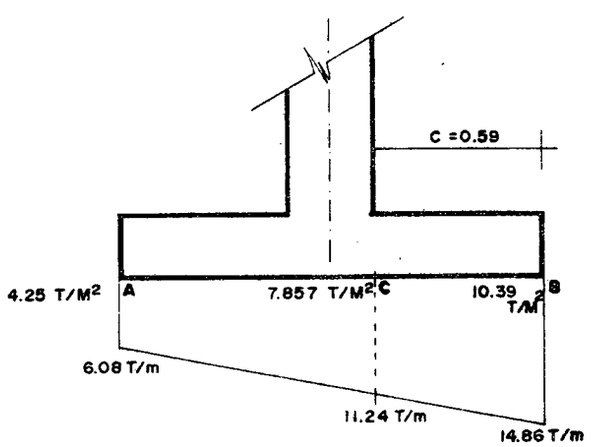
$$Pc = 14.12 \ Kg/cm^2$$

Pc adm. = 0.375 f'c

Pc adm. = 0.375 x 180 Kg/cm^2

Pc adm. = 67.50 Kg/cm^2; por lo tanto 14.12 < 67.50 Kg/cm^2

e. Chequeo a la flexión, sentido X



$qu_b = \sigma u_1 . L = 10.39 \times 1.43 = 14.86$ T/m

$qu_a = \sigma u_2 . L = 4.25 \times 1.43 = 6.08$ T/m

$$p = \frac{\sigma u_1 - \sigma u_2}{L}$$

$$p = \frac{10.39 - 4.25}{1.43} = 4.294 \text{ T/m}^2/\text{m}$$

Presión σuc bajo la cara de la columna:

$\sigma uc = p(L - c) + u_2$

$\sigma uc = 4.294\ (1.43 - 0.59)$ T/m^2 + 4.25 T/m^2

$\sigma uc = 7.857$ T/m^2

quc = σuc x e

quc = 7.857 x 1.43 T/m^2.m

quc = 11.236 T/M

Cálculo del momento último mult.

$$Mult. = 1.5 \frac{c^2}{6} (que + 2\ qub)$$

1.5 = Factor de mayoración

quc = Presión lado cercano

qub = Presión lado alejado

$$Mult. = 1.5 \frac{(0.59)^2}{6} (11.24 + 2 \times 14.86)\ m^2.T/m$$

Mult. = 3.565 T-m = M borde

f. Cálculo del peralte d:

$$d^2 = \frac{Mborde}{\emptyset.B.\ \rho mín.\ fy(\ 1-0.59\ \rho mín.\ fy/f'c}$$

$\emptyset$ = 0.90 para flexión

mín = 14/fy = 14/2800 = 0.005

f'c = 180 Kg/cm^2

$$d^2 = \frac{356500\ Kg\text{-}cm}{0.90 \times 143 \times 0.005 \times 2800\ (1-0.59 \times 0.005 \times 2800/180)}$$

d^2 = 207.374 cm^2

d = 14.40 cm.

H = d + 7 cm de recubrimiento

H = 14.40 + 7.00

H = 22 cm.

g. Cálculo del área de acero As:

$$As = \frac{Mu}{\emptyset.fy\ (d - a/2)}$$

Mu = 3.565 T-m

$\emptyset$ = 0.90

a = 5 cm (supuesto)

$$As = \frac{356500 \text{ Kg-cm}}{0.90 \times 2800 \ (14.00 - 5.00/2)}$$

$$As = 11.89 \text{ cm}^2$$

$$A\emptyset\#12 = (1.2)^2/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\#\emptyset s = \frac{As}{A\emptyset \ \#12} = \frac{11.89 \text{ cm}^2}{1.13 \text{ cm}^2} = 13.43 \text{ unid.}$$

$\#\emptyset s = 14\emptyset\#12$ a 10.23 cm. sentido X e Y

Revisión de la cuantía mínima de refuerzo

$As \text{ min.} = \rho.b.d$

$As \text{ min.} = 0.005 \times 143.00 \times 14.00 \text{ cm}^2$

$As \text{ mín.} = 10.296 \text{ cm}^2$

$10.23 < 11.89 \text{ cm}^2$ por lo tanto es correcta la sección adoptada.

h. Verificación a la adherencia:

$$\sigma ur = \frac{quc + qub}{L}$$

$$\sigma ur = \frac{(11.24 + 14.86) \text{ T/m}}{1.43 \text{ m}}$$

$$\sigma ur = 18.25 \text{ T/m}^2$$

$$real = \frac{Vu}{\emptyset . \Sigma o . J . d}$$

$Vu = \sigma ur . c . B$

$Vu = 18.25 \times 0.59 \times 1.43 \text{ T/m}^2.m.m.$

$Vu = 15.40 \text{ T}$

Σo = Sumatoria de diámetros

$\Sigma o = 14 \times \pi \times 1.2$

$\Sigma o = 52.78 \text{ cm.}$

$J = 0.87$

UNIVERSIDAD ... A PARTICULAR DE LOJA
527
BIBLIOTECA

$$\phi = 0.85$$

$$Uur = \frac{15400\ Kg}{0.85 \times 52.78 \times 0.87 \times 14.00\ cm^2}$$

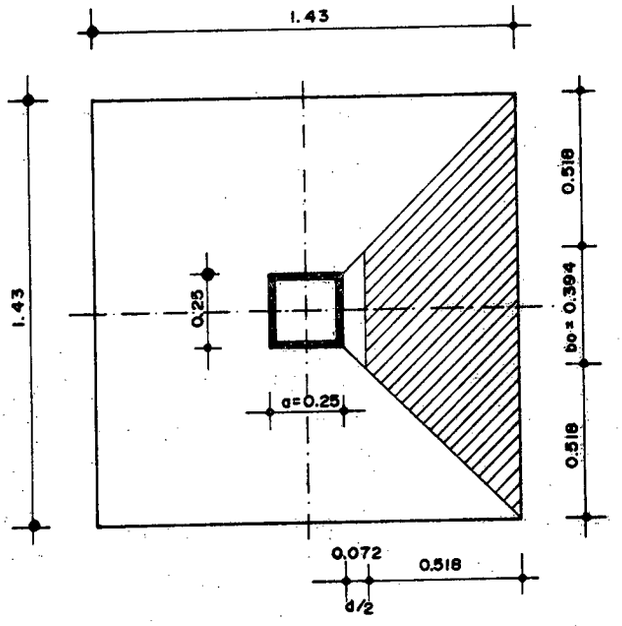
$$Uur = 27.40\ cm^2$$

$$Uu\ adm = 3.44\sqrt{f'c} = 3.44 \times \sqrt{180}$$

$$Uu\ adm = 46.15\ Kg/cm^2$$

$$27.40 < 46.15\ Kg/cm^2$$

i. Chequeo del esfuerzo cortante perimetral en el sentido X:



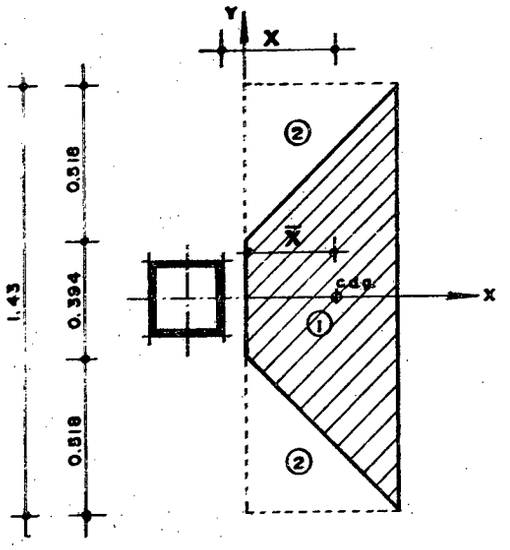
d/2 = 0.144/2 = 0.072 m

bo = a + d

bo = 0.25 + 0.144

bo = 0.394 m

Centro de gravedad del área de influencia



SECCION	AREAS (m^2)	X(m)	Ax (m^3)
1	1.43 x 0.518 = 0.741	0.518/2 = 0.259	0.192
2	$-\frac{2(0.518)^2}{2}$ = - 0.268	0.518/3 = 0.173	- 0.046

$$\Sigma A = 0.473\ m^2 \qquad \Sigma Ax = 0.146\ m^3$$

$$\bar{X} = \frac{\Sigma Ax}{\Sigma A} = \frac{0.146\ m^3}{0.473\ m^2}$$

$$\bar{X} = 0.309\ m$$

$$X = \bar{X} + d/2$$

$$X = 0.309 + 0.072$$

$$X = 0.381\ m$$

Esfuerzo neto del suelo σns:

$$\sigma ns = \sigma n_1 - \{[(L - a/2) - X]\}\ p$$

$$p = 4.294\ T/m^3$$

$$\sigma ns = 10.39 - (1.43 - 0.25/2) - 0.381 \quad 4.294$$

$$\sigma ns = 6.422\ T/m^2$$

Cortante a d/2 de la cara de la columna:

$$Vu(d/2) = \sigma ns \times \Sigma A$$

$$Vu(d/2) = 6.422 \times 0.473\ T/m^2.m^2$$

$$Vu(d/2) = 3.038\ T$$

Esfuerzo cortante vu:

$$vu = \frac{Vu(d/2)}{\phi.\ bo.\ d}$$

$$vu = \frac{3088\ Kg}{0.85 \times 39.40 \times 14.40}$$

$$vu = 6.403\ Kg/cm^2$$

Esfuerzo cortante permisible vup:

$$vup = 0.90 \sqrt{f'c}$$

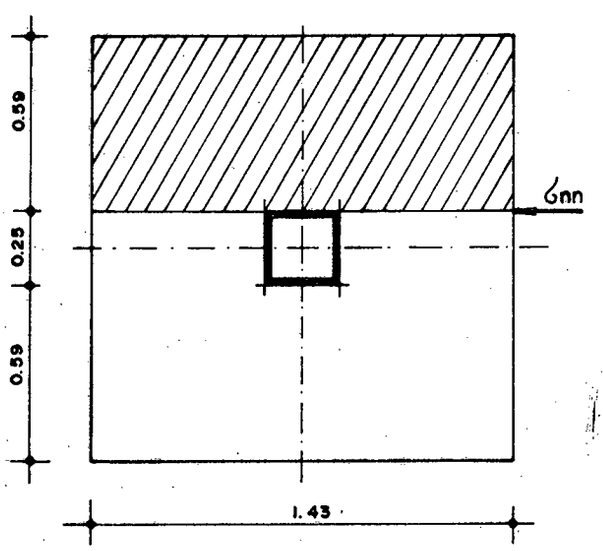
$$vup = 0.90 \sqrt{180}$$

$$vup = 12.07\ Kg/cm^2$$

$$vu < vu\ permisible$$

$$6.403 < 12.07\ Kg/cm^2$$

j. Análisis en el sentido Y:



$$\sigma nn = \frac{qub + qua}{L}$$

$$\sigma nn = \frac{(14.86 + 6.08)\ T/m}{1.43\ m}$$

$$\sigma nn = 14.643\ T/m^2$$

$$Muborde = \sigma nn.b.\ L.\ b/2$$

$$Mub = 3.644\ T\text{-}m$$

$$Mux = 3.565\ T\text{-}m$$

$$Muy = 3.644\ T\text{-}m$$

$$Mux \cong Muy$$

Cálculo de acero As:

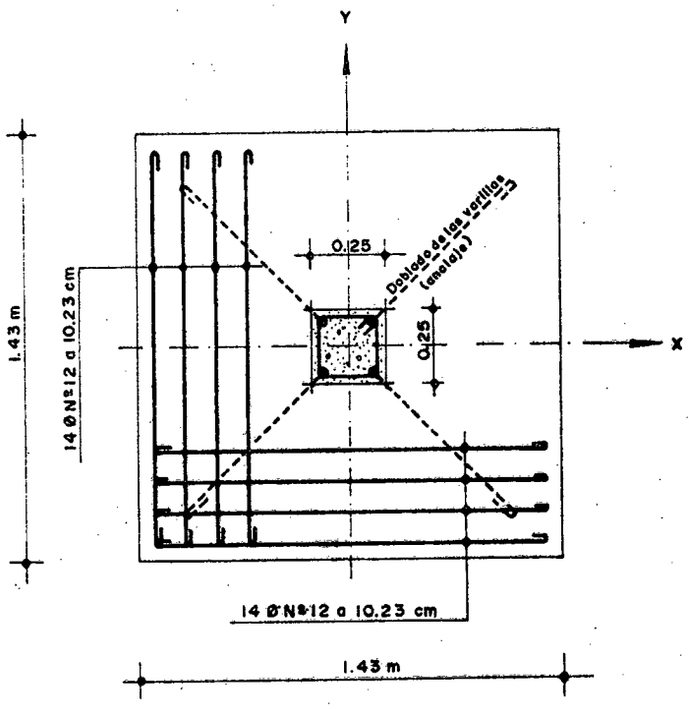
As = 11.89 cm^2 (armado igual al sentido X)

NºØ s = 14ØNº 12 a 10.23 cm.

ARMADO DE LA CIMENTACION

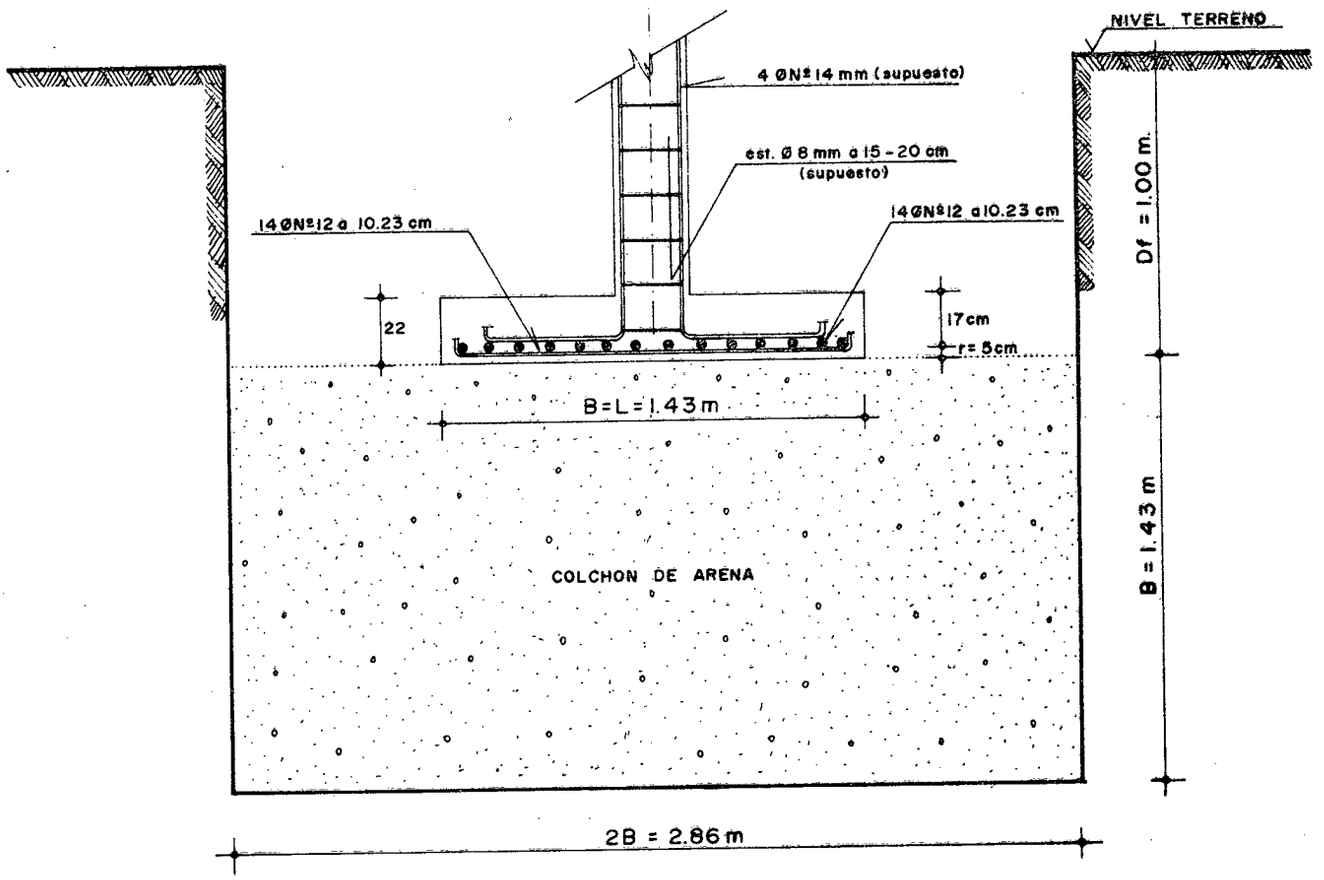
PLANTA

esc. 1:25



ELEVACION

esc. 1:25



8.6 RECOMENDACIONES

a. Cuando se trate de diseñar zapatas superficiales para transmitir al suelo una fuerza tal que contrarreste la presión de expansión, no es aconsejable usar la máxima carga que anule el hinchamiento, sino la carga óptima que anule la magnitud del hinchamiento.

b. Cimentar en vigas contínuas que absorban los esfuerzos generados por la fundación elástica, y cuyo principal elemento soportante debe estar diseñado longitudinalmente al lote.

c. Cambiar el suelo hasta una profundidad que asegure que el subsuelo es inerte o que los problemas de expansión no se produzcan. Por lo general este tratamiento resulta ser antieconómico, por lo tanto debería hacerse el análisis correspondiente en caso de que la construcción así lo amerite.

d. El agua y el sistema de drenajes tendrán una común localización por cada dos viviendas, permitiendo de este modo mejorar su control, y cuyas evacuaciones se podrá utilizar material flexible, así como material rígido pero resistente en tramos cortos con uniones que permitan ciertos movimientos, debiendo descansar estos materiales sobre un lecho de tipo impermeable, en todo caso estas instalaciones deben ser señaladas en los planos arquitectónicos en forma clara para facilitar su inspección o su reparación, si así lo requiere.

Los pozos de revisión y sumideros podrán ser construidos en forma cilíndrica con piso avobedado para evitar los esfuerzos horizontales de expansión.

e. Las zapatas tendrán que estar aisladas dentro de la estructura para permitir una acción independiente en caso de presentarse posibles asentamientos diferenciales.

f. Los elementos de mampostería deben ser lo suficientemente flexibles, y que serán soportados por encima de la zapata convencional, mediante vigas o cadenas que se asienten sobre un colchón de arena para amortiguar la expansión.

g. En el uso de jardines, debe controlarse el flujo de agua y ne-

cesariamente deberá planificarse en el diseño impermeabilizando las bases - con cemento especial, de tal forma que el exceso de agua esté directamente - conectado hacia el sistema de drenaje.

Si consideramos áreas verdes, el área posterior de la edificación debe estar protegida usando veredas perimetrales. Además todos los árboles deben ser eliminados del perímetro del edificio en una distancia mínima de 9 metros.

h. Para el caso de pisos deberá escogerse alternativas que amortiguen la expansión, mediante el uso de losetas con juntas flexibles apoyadas sobre lechos de arena sin compactar, o losas a manera de entrepiso para suelos muy expansivos en servicios higiénicos y cocinas.

i. Los techos de madera estarán conectados con las vigas, reforzando en los elementos necesarios para completar la acción de la estructura.

j. El diseño de los elementos de la estructura estarán determinados de acuerdo al código ecuatoriano de la construcción, con - las especificaciones mínimas de columna de 0.25 m., considerando también un mínimo de refuerzo.

k. Las paredes interiores de más de 1.50 metros de longitud deben estar separados de todos los elementos soportantes, con el fin de acondicionar un canal en el lado de la pared de la estructura que permitirá la colocación segura de paredes prefabricadas, dejando libertad de movimiento para una posible variación vertical.

El espacio entre la pared y los canales debe ser llenado con - material flexible o material plástico. Así como también el techo debe estar separado con el mismo material flexible.

1. Para el caso de cerramientos perimetrales, podrán ser en tra-- mos no empotrados, permitiendo de esta manera un libre movimiento vertical. Cuando se trate de elementos metálicos es fácil hacer las uniones en partes con argollas que permitan el mismo movimiento.

B I B L I O G R A F I A

1. "INGENIERIA DE CIMENTACIONES".- Ralph B. Peck - Walter E. Hanson - To-- mas H. Thornburn. Editorial Limusa. 1982. Primera Edición, Méxi co.
2. "INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES".- George B. So-- wers - George F. Sowers. Editorial Limusa S.A. 1980. Tercera - Reimpresión, México
3. "MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA".- Karl Terzaghi - Ralph B. Peck. Editorial El Ateneo S.A. 1980. Segunda Edición, España
4. "FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN".- Bowles, Joseph E. T.A. 775. B63.1982
5. "ESTUDIO DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS EN UN CAMPAMENTO MILITAR".- Ing. Walter Valdivieso. Tesis de Grado. 1978. Escuela Politécnica -- del Ejército. Quito.
6. "GEOLOGIA GENERAL".- Ing. Fernando Lozada T.
7. "MECANICA DE SUELO, CIMENTACION Y ESTRUCTURA DE TIERRA".- Gregory P. - Tschebotarioff. Ediciones Aguilar S.A. 1972. España
8. "PRINCIPIOS DE GEOLOGIA Y GEOTECNIA PARA INGENIEROS".- D.P. Krynine - W. R. Judd. Ediciones Omega S.A. 1972. España
9. "ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION" Gordón A. Fletcher.- Vernon A. Smoots. Editorial Limusa. 1978.- México
10. "MECANICA DE SUELOS".- Tomo I "Fundamentos de la Mecánica de Suelos" .- Eulalio Juárez Badillo - Alonso Rico Rodríguez.- Editorial Limu sa. 1980. Sexta Reimpresión. México
11. "MECANICA DE SUELOS".- Tomo II "Teoría y Aplicaciones en la Mecánica de Suelos". Eulalio Juárez Badillo - Alonso Rico Rodríguez. Edito- rial Limusa. 1978. Sexta Reimpresión. México

12. "MECANICA DE SUELOS".- Tomo III "Flujo de Agua en Suelos". Eulalio Juárez Badillo - Alonso Rico Rodríguez. Editorial Limusa. 1978. - Cuarta Reimpresión. México.

13. "GEOTECNIA Y CIMIENTOS".- Vol. I. J.A. Jiménez Salas - J. L. de Justo - Alpañez. Edición Rueda. 1975. Madrid

14. "LAS ARCILLAS EXPANSIVAS: SUS PROPIEDADES Y ESTABILIZACION".- Ings. Juan F. Nieto C. - Pablo F. Parra A. Tesis de Grado. 1985. Escuela - Politécnica Nacional. Quito.

15. "LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES".- Volumen I-III. Alonso Rico Rodríguez y Hermilio del Castillo. Editorial Limusa. - 1978. México

16. "SUGERENCIAS PARA PREVENIR LA FALLA DE ESTRUCTURAS FUNDADAS SOBRE SUELOS EXPANSIVOS".- Contribución del III Congreso Nacional de Ingenieros Civiles. Ing. Pfander Cazar, Colaboración Sr. Marco Castro. XII - 1971. Quito.

17. "MECANICA DE SUELOS".- Reunión de Ingenieros Editores Técnicos Asociados S.A. 1975. España

18. "INGENIERIA DE LA CONSTRUCCION".- Editorial Tecnipress. 1979. Bilbao. - España

19. "GEOLOGIA BASICA EN CIENCIA E INGENIERIA".- E.C. Dapples. Ediciones Omega S.A. 1963. Barcelona, España

20. "FISICA DE SUELOS".- L.D. Baver - W.H. Gardner.- Unión Tipográfica Hispano Americana. 1973, Primera Edición, México

21. "SUELOS TROPICALES".- Pedalogía Tropical con Enfasis en América. Frederich Hardy. Editorial Herrero Hnos. Sucesores S.A. 1970. México

22. "MECANICA DE SUELOS".- T. William Lambe - Robert V. Whitman, Centro Regional de Ayuda Técnica AID. 1972. México

23. "GEOTECNIA Y CIMIENTOS".- Volumen III Cimentaciones, Excavaciones y --- Aplicaciones de la Geotecnia. José Antonio Jiménez Salas. Edi-- ción Rueda. 1978. Madrid.

24. "SUELOS EXPANSIVOS EN LA CUENCA DEL RIO GUAYAS".- I Congreso Internacional de Suelos Trópico Andinos.- Jorge A. Nuques - Oswaldo F. Ripalda. 1981, Mayo

25. "ASPECTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS".- Ing. Gabriel Moreno Pecero. Centro de Educación Contínua. División de Estudios Superiores. Facultad de Ingeniería UNAM. 1979. México.

26. "IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS".- VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Guadalajara. J.M. Rodríguez, Tomo II. 1974.México

27. "CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS".- Oziel Zárate.C. México.

28. "MANUAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS PARA DESARROLLOS INDUSTRIALES".- Estudios Geotécnicos: César Landázuri - Enrique Sotomayor.- Elaborado por Secretaría de Asentamientos Hermanos y Obras Públicas.- Proyecto 9177.- 1930, Enero. México

29. "CIMENTACIONES".- Tomo I y II. Ing. Bolívar Carpio Espejo.- Tesis de - Grado Universidad Técnica Particular de Loja. 1985

30. "MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERIA CIVIL".- Bowles Joseph E. Editorial McGraw Hill. 1982.

31. "ATH INTERNACIONAL CONFERENCE ON ESPANSIVE SOILS".- "Construction and - Design of Light Structures in Perú". By A. Carrillo Gil C.E.M. Se June 16-18. 1980

32. "CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION".- Instituto Ecuatoriano de Normalización. 1979. Quito.

33. "CARRETERAS, CALLES Y AEROPISTAS".- Raúl Valle Rodas. Editorial El Ateneo. 1970. Argentina.

34. "CERAMICA INDUSTRIAL".- Volum I.- F. Singer y S.S. Singer. Ediciones - URMO. 1979.

35. "ESTUDIOS DE SUELOS".- Ing. Milton Torres Espinosa. Centro Vacacional - Banco Central, Sucursal Loja, La Toma. 1984.

36. "EXPLORACIONES Y MUESTREO DE SUELOS PARA PROYECTO DE CIMENTACIONES".- Primera Parte, Primera Edición. 1975. México.

37. "PROYECTO DE ESTRUCTURA DE HORMIGON".- George Winter - Arthur H. Nilson Edicional Reverté Colombiana S.A. 1977. Colombia.

38. "DISEÑO CONCRETO ARMADO".- Noel J. Exerard MsCE, PH.D - John L. Tanner III MsCE. Libros McGraw Hill. 1966

39. "HORMIGON ARMADO".- P. Jiménez Montoya - A. García Meseguer - F. Morán Cabré. Editorial Gustavo Gili. Octava Edición. 1976. España'