

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



**CENTRO PERUANO JAPONES DE
INVESTIGACIONES SISMICAS Y
MITIGACION DE DESASTRES**

INFORME DE INVESTIGACION

ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE CHICLAYO

**Autor Ing. David Luna Durán
Supervisado por Dr. Jorge Alva Hurtado**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES

SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES



Informe de Investigación

ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE CHICLAYO

Por:

ING. DAVID GERARDO LUNA DURAN

Supervisado por:

DR. JORGE ALVA HURTADO

LIMA PERU

1992

INDICE

	pág.
- INTRODUCCION.	1
- CAPITULO I	GENERALIDADES
1.1 Ubicación y Extensión de la zona en estudio.	3
1.2 Expansión del Area Urbana de Chiclayo.	4
1.3 Sectorización.	5
1.4 Conclusiones.	6
- CAPITULO II	GEOMORFOLOGIA Y GEOLOGIA
2.1 Antecedentes.	7
2.2 Geomorfología.	7
2.2.1 Pampas aluviales.	8
2.2.2 Morfología de la costa.	8
2.2.3 Dunas de arena.	8
2.3 Geología.	9
2.3.1 Zonas de afloramiento rocosos.	9
2.3.2 Zonas de terrazas marinas.	10
2.3.3 Zonas de depósitos aluviales.	10
2.3.4 Zonas de mantos arenosos.	10
2.3.5 Formación Goyllarisquizga.	10
2.4 Clima.	11
2.5 Drenaje.	11
2.6 Agua subterránea.	12
- CAPITULO III	INVESTIGACIONES GEOTECNICAS.
3.1 Introducción.	23
3.2 Exploración de campo.	23
3.2.1 Perforación de Calicatas.	23
3.2.2 Ensayos de penetración tipo Cono Holandés.	24
3.2.2.1 Características y Procedimientos del Ensayo.	24
3.2.2.2 Descripción del equipo, interpretación y evaluación del ensayo.	24
3.2.3 Ensayo de Penetración Estándar (SPT).	29
3.2.3.1 Características Generales del Ensayo.	29
3.2.3.2 Determinación de los Parámetros del Suelo en base al ensayo SPT.	29
3.2.4 Instalación de piezómetros.	29
3.2.4.1 Clasificación de piezómetros.	29
3.2.4.2 Algunas teorías para la evaluación de la medición de los piezómetros.	30
3.2.4.3 Evaluación de las lecturas piezométricas.	31
3.3 Ensayos de Laboratorio.	32
3.3.1 Ensayos Estándar.	32
3.3.1.1 Análisis Granulométrico por Sedimentación y Tamizado.	32
3.3.1.2 Límites de consistencia.	32
3.3.1.3 Contenido de Humedad.	33
3.3.1.4 Peso específico relativo de sólidos.	33
3.3.1.5 Clasificación.	33

3.3.2 Ensayos de Propiedades Mecánicas.	33
3.3.2.1 Ensayo de Expansión Libre.	33
3.3.2.2 Ensayo de Consolidación Unidimensional.	33
3.3.2.3 Ensayo de Compresión No Confinada.	35
3.3.2.4 Ensayo de Corte Directo.	36
3.3.2.5 Ensayo de Compresión Triaxial.	36
3.4 Procesamiento de la información y de los ensayos realizados.	39
3.5 Teoría de Capacidad Portante.	44
3.6 Conclusiones.	48
 - CAPITULO IV	
SUELOS EXPANSIVOS.	
4.1 Introducción.	115
4.2 Reconocimiento de Suelos Expansivos.	115
4.2.1 Identificación Mineralógica.	115
4.2.1.1 Método de Difracción de Rayos X.	116
4.2.1.2 Análisis Térmico - Diferencial.	116
4.2.1.3 Absorción de Calor.	116
4.2.1.4 Análisis Químico.	116
4.2.1.5 Ensayo de Resolución de Microscopio Electrónico.	117
4.2.2 Método de indirecto.	117
4.2.2.1 Método de Indices.	117
4.2.2.2 Método de clasificación.	119
4.2.2.3 Medida de PVC.	120
4.2.3 Mediciones directas.	120
4.2.3.1 Método de campo.	120
4.2.3.2 Método de laboratorio.	121
4.2.4 Propiedades físicas.	121
4.2.4.1 Contenido de humedad.	121
4.2.4.2 Densidad seca.	121
4.2.5 Evaluación de los Suelos Expansivos de la Ciudad de Chiclayo por los Diferentes Métodos.	122
4.3 Conclusiones.	123
 - CAPITULO V	
ZONIFICACION GEOTECNICA	
5.1 Introducción.	149
5.2 Zonificación geotécnica.	149
5.3 Conclusiones.	157
 - CAPITULO VI	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	159
 - BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS.	161
 - PLANOS.	
- Plano I Ubicación de sondajes y piezómetros.	
- Plano II Curvas de Hidroisohipsas.	
- Plano III Zonificación geotécnica de Chiclayo.	

INTRODUCCION

Teniendo en cuenta en los últimos años del avance logrado por la ingeniería geotécnica en las obras de ingeniería civil, es muy importante poner el conocimiento, la técnica, y la ciencia al servicio del hombre y continuar las investigaciones de microzonificación geotécnica de las ciudades del país. El presente tema trata sobre el estudio geotécnico de la ciudad de Chiclayo con fines de cimentación, teniendo presente que la provincia de Chiclayo en sus últimos años ha presentado un crecimiento urbanístico en las periferias del casco urbano por lo que se requiere la seguridad de las edificaciones.

Como una referencia de suelos expansivos en el Norte del Perú, donde las obras civiles que por este efecto llegan a tener agrietamientos, como son:

Las Bases aéreas de Talara y Chiclayo, en lo que respecta a viviendas San Lorenzo, el grupo vecinal de pescadores en Paita, algunas áreas de Tumbes y Punta Arenas, las urbanizaciones "Guardia Civil" y "Santa Victoria" en Chiclayo, el sistema de canal Quiroz en Piura, etc.

Por consiguiente, es muy importante hacer un estudio de microzonificación geotécnica de las ciudades.

En el presente trabajo se ha desarrollado un mapa de zonificación geotécnica, delimitando los focos críticos de suelos tales como expansivos, etc. El estudio comprende la recopilación de información existente de las características geotécnicas, y la realización de ensayos in-situ y de laboratorio y su evaluación.

La información recopilada consiste en estudios geotécnicos realizados para entidades del estado y particulares y del trabajo de investigación del profesor Ing. Félix De La Rosa A., quien en coordinación con un grupo de bachilleres de la Facultad de ingeniería Civil de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, está llevando a cabo un programa de zonificación geotécnica de la ciudad de Chiclayo.

Y por otra parte, del programa que fue la exploración de campo, con ensayos in-situ como el ensayo de penetración cono holandés y la instalación de piezómetros para medir el nivel freático. Además de la realización de sondajes y calicatas para la extracción de muestras para ser analizadas en el laboratorio, concluyéndose con un análisis en su conjunto, lo cual permitió identificar, clasificar y evaluar los perfiles estratigráficos, conociendo las propiedades físico-mecánicas.

El estudio comprende las disciplinas tales como geología, topografía, hidrología, geotecnia, etc.

El estudio se ha realizado gracias al interés que tiene el Dr. Jorge Alva Hurtado, quien viene realizando un programa de investigación de microzonificación geotécnica y sísmica de las ciudades del país, por todo ello mi sincero agradecimiento y admiración por su don de investigador y profesor.

El programa se llevó a cabo con el apoyo y financiamiento de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA), el Consejo Nacional de ciencia y tecnología (CONCYTEC) y el convenio de cooperación entre la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) Facultad de Ingeniería Civil-CISMID y la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.(UNPRG) facultad de Ingeniería Civil, convenio que consistió que la UNI-FIC-CISMID participe con personal técnico y equipos de exploración y realice los análisis de las muestras de suelos, como sus propiedades físicas y mecánicas, en el Laboratorio Geotécnico del CISMID y, en la participación de 4 bachilleres de la FIC - UNPRG, tanto en la etapa de exploración y evaluación en el laboratorio, asesorados por el Ing. Félix de la Rosa A., profesor de dicha facultad, para llevar a cabo el estudio de zonificación geotécnica de la ciudad de Chiclayo y una zonificación a nivel regional.

Alcance :

En el Capítulo I se presenta la ubicación y la expansión del área estudiada, realizándose una descripción de la expansión y de su desarrollo urbano. Para tal fin se dividió esta área en sectores como se tiene en el Plan Director, dándose a conocer las características de sus edificaciones, tanto en el área central de la ciudad como en las expansiones en cada sector; además, se presenta una breve referencia histórica de la ciudad y de la provincia con sus distritos.

En el Capítulo II se da a conocer la geomorfología, geología, el clima, drenaje y el nivel freático del valle de Chancay, en donde está ubicada la ciudad, encontrándose que la estratigrafía está conformada por depósitos sedimentarios de suelo fino sobre depósitos fluviales; definiéndose la presencia de dos afloramientos rocosos correspondientes a la era mesozoica. Se describe la morfología de la costa, la presencia de dunas de arena, de las terrazas marinas y los mantos arenosos. El clima de tipo desértico sub tropical.

En el Capítulo III se desarrolló un programa de exploración de campo de la ciudad de Chiclayo, donde se realizó calicatas, sondajes, ensayos de penetración cono holandés, instalación de piezómetros. Se define el ensayo cono holandés y la forma de su evaluación. Se presenta el estudio de los piezómetros definiendo los conceptos de diseño, su instalación y mantenimiento durante y después de la instalación, la clasificación de tipos de piezómetros, las ventajas y desventajas de cada tipo.

Se presenta la recopilación bibliográfica sobre estudios del sub-suelo y aguas subterráneas realizados por bachilleres de la UNPRG, concluyéndose con la evaluación.

Como conclusión en el Capítulo III, se evaluó los suelos ubicándose sectores cuya estratigrafía está conformada por suelos finos, de mediana a alta plasticidad, de consistencia blanda, expansivas a muy expansivas.

En el Capítulo IV se presenta algunas definiciones sobre el fenómeno de expansión, las características mecánicas, los métodos como determinar el potencial de expansión, la identificación mineralógica, evaluación por el método de índice de sus propiedades físicas, mediciones directas e indirectas del potencial de expansión.

En el Capítulo V se realiza la zonificación de la ciudad, en donde los sectores han sido evaluados por la consistencia, el tipo de suelo que está conformando los estratos, sus propiedades físico mecánicas y la ubicación del nivel freático.

Sectores con propiedades similares han sido agrupados para conformar una zona determinada. Se concluyó con cuatro zonas en toda la ciudad.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 UBICACION Y EXTENSION DE LA ZONA EN ESTUDIO

La ciudad de Chiclayo está ubicada en la provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque, región Nor Oriental del Marañón, al norte del Perú (Figuras Nº 1.1 y 1.2) y está localizada en las siguientes coordenadas geográficas :

06°46'19" de latitud sur

79°50'45" de longitud oeste

Se ubica sobre el valle de Chancay al norte del río Reque, con una altitud comprendida entre 30 msnm. a 24 msnm., de pendiente suave de NE a SW descendente.

Según el Plan Director, el área de sectorización urbana es aproximadamente 2550 Ha. que consiste el área de estudio.

ALGUNAS REFERENCIAS HISTORICAS SOBRE LA CIUDAD DE CHICLAYO

La ciudad de Chiclayo es más republicana que colonial; sin embargo, obtiene meritorias titulaciones que se han podido recuperar como "Santa María Valle de Chiclayo" (archivo del convento Franciscano - 1591) y que hemos adoptado como ciudad de Santa María de los valles de Chiclayo. Luego se le denomina "San Francisco de Chiclayo" (ref. arzobispo de Lima, Toribio Alfonso de Mogrovejo, 1593).

Hay preocupación por los historiadores y estudiosos en precisar una fecha exacta de donde brotó y creció Chiclayo. Cuenta la historia, que cuando Pizarro pasa a Cajamarca en 1532 no da cuenta de Chiclayo sino de "Cinto y Collique", más tarde al producirse las reducciones indígenas se fusionan estos dos caceros en algún terreno de un indio tributario de apellido Chiclayo. Más tarde nos argumenta el padre Luis Arroyo, otorgando el privilegio de la influencia Franciscana en la fundación de Chiclayo al afirmar "que los caciques de cinto y collique hacen la donación del terreno a los franciscanos para que levanten su iglesia y convento" (Edición Lima 1956), el 21 de julio de 1559 se autoriza otorgar la economía para fundar la iglesia y el convento, para que se nombre vicario a Fray Antonio de la Concepción fecha que se toma como inicio de la construcción (único testimonio colonial de Chiclayo).

La provincia de Chiclayo tiene los sus distritos de:

Monsefú.- Viejo pueblo autóctono y cobrizo, con rudo temple de piedra milenaria en la racial cantera de tallanes y mochicas, creado por Bolívar en 1824.

La Caleta de la Concepción de Pimentel.- Acuarela porteña, distrito republicano, balneario preferido, considerado puerto mayor.

Santiago de Miraflores de Zaña.- Según cronistas esta ciudad colonial llegó a ser considerada como la segunda ciudad del Perú después de Lima, por su auge e importancia y su proximidad al mar. Zaña pereció en pocas horas, barrida por las aguas del río del mismo nombre el 15 de marzo de 1720. Surgiendo la Nueva Zaña, ubicada al centro de Motupe y Cayaltí.

San Martín de Reque.- Es un paraje verde entre arrozales y maizales, pueblo de seculares ayeres, de "mitas y encomiendas" en la férula colonialista. Insurge de ancestros mochicas y chimúes.

Santa Magdalena de Eten.- Nacida entre riscos, arenas, nominal y derivación en tu acento tallán y mochica que forjó en los siglos su auténtica y propia historia, considerada en el mundo cristiano y ostentando el título de tercera ciudad Eucarística.

Puerto de Eten.- Nace junto a la creación de la empresa del ferrocarril y muelle de Eten, siendo sus primeros habitantes hijos de Santa Magdalena de Eten y de la caleta de Santa Rosa.

Catalina de Chongoyape "Shonco Apic".- Etimología quechua, que traducida significa corazón que llora, lugar cerrino con nostalgia inca de ñustas y princesas. Valle de plano, hoy acuna la obra maravillosa del hombre y la naturaleza el Reservorio de Tinajones, tierra agrícola de arrozales y maizales. Su historia se deriva anterior al imperio de los incas y los testimonios de los petroglifos del cerro "mulato" y el "racarrumi". La existencia de cerámica, tejidos, ídolos y ornamentos de cobre y oro de la cultura chimú.

Tinajones.- Maravilla de ingeniería, este proyecto solo realizado en su primera fase, ofrece un servicio a la agricultura departamental, en donde se regulariza las aguas del sistema Chotano-Chancay y el riego de 70.000 Has.

Santa Rosa.- Playa, sol, brisa marina, fuentes orales afirman que por los años de 1809 era remanso de esteros y de aves silvestres, sin la presencia de seres humanos. En las postrimerías del siglo llegaron a estas playas pescadores huanchaqueños y hoy es de turbulenta actividad playera.

Leonardo Ortiz.- Unido al cordón umbilical de la periferia Chiclayana. Hasta hace poco su línea divisora fue la acequia Cois, aquella que llevó vida y esperanza en su torrente y, en menos de tres décadas se vió el crecer urbano y desordenado entre huertos, alfalfares y chacras de arroz. Aquel hombre y ese nombre fue del ilustre patricio y padre del civismo chiclayano don José Leonardo Ortiz, por lo tanto se optó por llamarla Leonardo Ortiz.

1.2 EXPANSION DEL AREA URBANA DE CHICLAYO

En la actualidad se está produciendo una acelerada expansión urbana que va cambiando su fisonomía, con la construcción de nuevas áreas y edificaciones modernas hechas con material noble que van reemplazando a las antiguos, que son de caña, adobe, madera, etc. La ciudad de Chiclayo para su desarrollo urbano ha sido dividido en sectores, según su plan director se tiene; zona norte, zona centro, zona sur, zona este y zona oeste, las que han sido divididas en sectores. Haciendo un recorrido al lugar de estudio se ha podido apreciar lo siguiente:

Zona Norte

En la zona norte de Chiclayo se está desarrollando un sector de los distritos más populosos de la provincia de Chiclayo, tal como es el distrito de José L. Ortiz, en el cual se prevee en un corto tiempo una zona cubierta de construcciones de dos, tres y cuatro niveles y amplias vías. El sector Urrunaga, que antes de iniciarse como asentamiento humano, fue zona agrícola dedicada en un 100% al cultivo de arroz. Este sector está constituido en su totalidad por viviendas unifamiliares, de las cuales el 70% son de material de adobe, del mismo modo se puede decir que es una zona de alto potencial constructivo.

Zona Centro

En el cercado o distrito de Chiclayo se tiene la concentración de las edificaciones principales de la ciudad, como las entidades del estado, la municipalidad, iglesias, bancos, centros comerciales con niveles de 4 a 5 pisos, teniendo una mayor concentración de población. También se ha apreciado la existencia de urbanizaciones como San Juan y San Martín, con una planificación definida, con infraestructura como son de electrificación, servicio de agua potable y alcantarillado, con áreas verdes y lugares de recreación.

La urbanización Campodónico, con el 80% de construcciones existentes de adobe y madera, sin áreas verdes ni lugares de recreación y algunas áreas que funcionan como grandes garajes. El pueblo joven San Antonio, que ha crecido sin planificación, con sus vías estrechas sin pavimentos y sin áreas verdes.

Zona Sur

El distrito de La Victoria (sector sb) se encuentra construido en su totalidad por viviendas unifamiliares, de las cuales se estima que el 80% están construidas de muros de adobe, alcanzando sus edificaciones hasta dos niveles. Por lo expuesto se puede decir que el sector cuenta con un gran potencial constructivo.

Zona Este

En esta zona la ciudad no puede tener una ampliación urbana, por estar limitada por el aeropuerto José Quiñones Gonzáles y la F.A.P.

Zona Oeste

En esta zona oeste de la ciudad se tiene una expansión con las urbanizaciones Magisterial, Bancarios, 9 de Octubre, José Quiñones, 3 de Octubre, Remigio Silva etc., colindando con los cerros Cerropón y la carretera a Pimentel.

1.3 SECTORIZACION

Para llevar a cabo el programa de investigaciones geotécnicas, la ciudad se dividió en sectores, ya que por estudios anteriores realizados por terceros, se tiene conocimiento de la geología, y como también la ciudad ya fue dividida por sectores por el Plan Director de sectorización urbana del ministerio de vivienda. (figura Nº 1.3) Para tal fin, se puede estimar que el 30% de los sectores han sido estudiados por los bachilleres de la UNPRG a través de la FIC.

Para continuar el tema de investigación, complementando lo realizado por terceros, se llevó a cabo un programa de sectorización de la ciudad y alrededores, dividiéndola en 6 sectores, siendo éstos los siguientes: N, C, SA, SB, E y O.

SECTOR N

El sector N se encuentra ubicado al norte de la ciudad, limita por el Sur con el canal Cois, la Av. Nicolás de Piérola y la Av. A. B. Leguía. Comprende los siguientes distritos José L. Ortiz, P. J. Urrunaga, Atusparia. Esta área cubre un 20% de la ciudad, tiene una cota comprendida entre 24 a 29 m.s.n.m.

SECTOR C

El sector C está ubicado al centro de la ciudad, limita por el Norte con el canal Cois, Av. Nicolás de Piérola y la Av. A. B. Leguía, al Sur con la Av. Bolognesi, por el Oeste con la Av. Leonardo Ortiz, por el Este con la Av. Miguel Grau. Comprende el distrito de Chiclayo (cercado), parte de la Urb. J.L.Ortiz, Urb. El Porvenir. Está a una cota comprendida entre los 26 a los 28 m.s.n.m.

SECTOR Sa

El sector Sa está ubicado al sur de la ciudad, limita por el Norte con la Av. Bolognesi, por el Sur

con la Av. Chinchaysuyo, acequia Yortuque, por el Este con la Av. Fitzcarrald. Comprende la Urb. Guardia Civil, Urb. Santa Victoria y San Nicolás. Está a una cota comprendida entre los 25 y 28 msnm.

SECTOR Sb

El sector Sb está ubicado al Sur del sector SA, limita por el Norte con la Av. Chinchaysuyo, por el Este con la Panamericana Sur; comprende el distrito La Victoria. Se encuentra a una cota de 24 a 36 m.s.n.m.

SECTOR E

El sector E está ubicado al Este de la ciudad, limita por el Norte por la carretera a Ferreñafe, por el Sur con la Av. Bolognesi, por el Oeste con la Av. Miguel Grau. Comprende las urbanizaciones San Juan, Campodónico, P. J. San Antonio, Puente Blanco, campo ferial agropecuario. Se encuentra a una cota comprendida entre los 28.50 a 31.00 msnm.

SECTOR O

El sector O se encuentra ubicado al Oeste de la ciudad, limita por el Norte con el canal Cois, por el Este con la Av. J.L. Ortiz, por el Oeste con los cerros de Cerropón; está comprendido por las urbanizaciones: Los Parques, Los Libertadores, Sta. Clara, 3 de Octubre, Quiñones, Remigio Silva. Se encuentra a una cota comprendida entre los 24 a 26 m.s.n.m.

1.4 CONCLUSIONES

Se puede concluir que en muchas ciudades principales del país, en los últimos años se ha presentado un elevado crecimiento demográfico. La ciudad de Chiclayo también ha ostentado un crecimiento urbano bastante extenso, rodeado en su periferia por numerosos pueblos jóvenes y asentamientos humanos, todo esto ha traído consigo que se venga ejecutando construcciones en un alto porcentaje sin conocimiento previo de los parámetros básicos de resistencia del suelo.

Para llevar a cabo el proyecto de investigación, se sectorizó la ciudad en base al Plan Director, concluyéndose con los siguientes sectores: N, C, SA, SB, E y O.

CAPITULO II

GEOMORFOLOGIA Y GEOLOGIA

2.1 ANTECEDENTES

La morfología incluye una amplia zona costanera, donde destacan las pampas aluviales y las dunas próximas al litoral. La cordillera occidental constituye la divisoria de aguas cuya parte más alta es una superficie ondulada a 4,000 msnm., disectada profundamente por ríos de corto recorrido y poco caudal, que desembocan al Océano Pacífico, ocasionando relieves locales de hasta 2,000 metros de desnivel.

El Complejo del Maraón hacia el Este y la Formación Olmos en la costa, ambos de la edad Precambriana, constituyen el basamento metamórfico sobre los cuales yacen discordantemente rocas filíticas y tobáceas de la Formación Salas, de posible edad Ordoviciana. Sobre éstas descansan las Capas Rojas del Grupo Mitu del Permiano Superior.

El lapso Triásico-Jurásico inferior está constituido por las calizas de la Formación La Leche, en la faja costanera y el Grupo Pucará en el área del Maraón, formaciones que están asociadas a derrames piroclásticos, andesíticos y dacíticos de la Formación Oytún, cuya edad parece llegar hasta el Jurásico Superior. Durante el Neocomiano-Aptiano se depositaron lutitas, areniscas y algunas calizas que se agrupan en la Formación Tinajones hacia la costa.

La ciudad de Chiclayo y en general todo el valle del Chancay, están apoyados sobre un depósito de suelos finos, sedimentarios, heterogéneos, de unidades estratigráficas recientes en estado sumergido y no saturado. Un análisis cualitativo de la estratigrafía que conforma los depósitos sedimentarios de suelos finos, ubica un estrato de potencia definida sobre depósitos fluviales, cólicos, aluviales del cuaternario reciente, cuarcitas mal graduadas empacadas por arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, con abundancia de trazas blancas de carbonatos, de compacidad relativa de media a compacta.

A cada lado del río Reque existen dos afloramientos rocosos antiguos, uno ubicado en el parque industrial (urbanización Cerropón), sobre el eje Chiclayo-Pimentel, y el otro ubicado en Reque, correspondientes a la era mesozoica, sistema cretáceo, serie inferior, Grupo Goyllarisquiza.

Son diversos los problemas de capacidad de carga, asentamientos diferenciales, expansión etc. que plantean los depósitos de suelos finos sedimentarios; más aún si se tiene en cuenta el fenómeno que se presenta por la variación de la napa freática, que en determinadas épocas del año ubican estos suelos en condiciones de sumergido y saturado. Este fenómeno de variación de la napa freática se debe fundamentalmente a que la zona urbana de Chiclayo se ubica topográficamente más baja respecto a las zonas agrícolas que la rodean y estos depósitos presentan en su estratigrafía estratos permeables por donde discurre el agua, elevando el nivel de la napa freática en tiempo de máximas avenidas.

2.2 GEOMORFOLOGIA

En el presente capítulo se describen los fenómenos geomorfológicos, los cuales predominan en la extensión del área estudiada y son los que han dado la configuración topográfica que se observa en la actualidad. La Figura N° 2.1 presenta un croquis generalizado que resume las principales unidades geomorfológicas.

La zona costanera está conformada por extensas pampas de material cuaternario y de algunos cerros o cadenas de cerros que sobresalen a los terrenos adyacentes; los fenómenos destacables en la zona costanera son:

- a) Las pampas aluviales
- b) La morfología de la costa
- c) Las dunas de arena

La cordillera occidental consiste en un macizo elevado, cuya morfología ha sido intensamente modificada por varias etapas de erosión. La parte más alta de la cordillera consiste en una llanura ondulada ubicada aproximadamente a 4,000 m.s.n.m., mientras que los flancos han sido profundamente disectados por el encañonamiento de los ríos, ocasionando relieves locales de hasta 2,000 metros de desnivel.

Los fenómenos geomorfológicos importantes son las superficies de erosión y los efectos de los glaciación cuaternaria.

2.2.1. Pampas Aluviales

Generalmente las pampas aluviales forman una franja continua e ininterrumpida a lo largo de la costa, pero las que se ubican al sur del río Reque tienen características algo diferentes. Estas tienen elevaciones que fluctúan entre 25 y 200 m.s.n.m., y consisten en abanicos extensos de material conglomerádico que representan antiguos conos de deyección de los ríos Cupisnique, Jequetepeque, Las Viejas, Zaña y Reque. En general estas pampas son desérticas y prácticamente se hallan exentas de cultivo.

Al norte del río Reque se nota un cambio característico de las pampas aluviales. Si bien es cierto que cerca al límite, tierra adentro de las planicies costaneras, se encuentran algunas pampas formadas por los antiguos conos de deyección de los ríos andinos, las pampas de este sector son algo más bajas y en general no existe el mismo grado de encañonamiento; por ejemplo, las pampas de Morrope de los sectores occidentales de Chiclayo y Jayanca están debajo de los 25 m.s.n.m. y los 25 a 30 Km. tierra adentro de las líneas de costa, no llegan a los 50 metros de altitud.

2.2.2. Morfología de la Costa

En contraste con las pampas de la planicie costanera que se presenta al sur del río Reque, la costa consiste en una línea casi continua de barrancos, interrumpidos por los valles estrechos de los ríos principales. Los barrancos son de 25 a 50 metros de altura, casi verticales y constituidos por materiales conglomerádicos perteneciente a los antiguos conos de deyección. Las playas son muy angostas.

Al norte del río Reque prácticamente se encuentran barrancos. Las pampas bajas de esta área pasan sin mayor variación topográfica a playas anchas y abiertas. El límite entre playa y pampa está representado por bancos de grava, depositados cerca al límite del alcance de las olas. En términos de clasificación geomorfológica, se puede decir que el área del norte del río Reque tiene una costa que muestra señales de crecimiento y construcción. El motivo es que este sector de la costa está ligeramente emergente y contiene playas levantadas. Mientras que al sur se nota la erosión de los barrancos, el motivo es que este sector se halla en proceso de sumersión.

Un fenómeno común a lo largo de la costa de la región en estudio es el desarrollo de barreras de arena que obstaculizan o cierran por completo las desembocaduras de los ríos; tales barreras están presentes en las bocas de los ríos Jequetepeque, Zaña, Reque y Chancay. En todos estos casos, la barrera se ha formado por la migración de arena desde el sur, la que se ha depositado en los vacíos formados por las bocas de los ríos, los cuales no han tenido suficiente caudal para limpiar la obstrucción de sus cauces. Estas barreras han sido como una represa llegando a formar pequeñas lagunas, como se tiene en la desembocadura del río Reque, en otros casos se han llenado de sedimentos hasta convertirse en zona pantanosa o tierra firme.

2.2.3. Dunas de arena

El movimiento eólico de material clástico es uno de los aspectos característicos de las planicies

costaneras del Perú y el área en estudio contiene una variedad de ejemplos de dunas y acumulaciones irregulares de arena; se han reconocido dos grupos de depósitos eólicos de edades diferentes. Las dunas modernas están activas todavía, mientras que las antiguas están siendo erosionadas.

Las dunas y acumulaciones irregulares de arena se encuentran principalmente en el cuadrángulo de Jayanca, las que han sido depositadas en los flancos de los cerros que constituyen el perímetro oriental de Sechura. En el cuadrángulo de Chiclayo, ciertas dunas que ya están estabilizadas y aisladas de sus fuentes de abastecimiento, también se las consideran como dunas antiguas.

Dunas Antiguas

Aunque las relaciones entre las dunas antiguas y los conos de deyección no están bien establecidas, parece que los depósitos eólicos son más jóvenes que los conglomerados.

Los depósitos eólicos antiguos consisten en complejos extensos de dunas conocidas como "mar de arena", éstos han sido modificados por erosiones posteriores perdiendo su forma típica. La erosión es generada por el agua de riachuelos intermitentes que bajan de los cerros en épocas de lluvia, cortando quebradas abruptas, de hasta 15 metros de profundidad de arena.

Dunas Modernas

Las dunas modernas están ampliamente distribuidas sobre las planicies costaneras en los cuadrángulos de Chiclayo, Chepén y Chongoyape.

El origen de la arena de la mayor parte del material que forma las dunas modernas están derivadas de las playas; las pampas aluviales también han aportado arenas, el viento ha llevado el material fino de la superficie de las pampas.

2.3 GEOLOGIA

La ciudad de Chiclayo está apoyada sobre un depósito de suelos finos sedimentarios heterogéneos, de unidades estratigráficas recientes.

Un análisis cualitativo de la estratigrafía que conforman los depósitos sedimentarios de suelo fino, ubica un estrato de potencia definida sobre depósitos fluviales y aluviales.

La zona costanera está conformada por extensas pampas de material cuaternario y de algunos cerros o cadenas de cerros que sobresalen a los terrenos adyacentes.

Las pampas aluviales al norte del río Reque forman una franja continua a lo largo de la costa y al sur presentan elevaciones que consisten en abanicos extensos de material conglomerado, que representan antiguos conos de deyección. El área en estudio se puede dividir en cuatro unidades geológicas, como son:

2.3.1. Zona de Afloramientos Rocosos

Se encuentra ubicada en las cercanías del cementerio de Chiclayo, a uno y otro lado de la carretera hacia Pimentel. Está constituida por tres "cerros testigos" que se encuentran emplazados aisladamente dentro de la zona de depósitos aluviales.

Estos afloramientos pertenecen al Grupo Goyllarisquiza del Cretáceo-Inferior y están conformados esencialmente por ortocuarcitas de color gris claro a marrón claro. Estas últimas presentan a veces cierto bandeamiento paralelo a los planos de estratificación. Se presentan en capas de 20 a 40 cm. de espesor, ocasionalmente en bancos de hasta 1.0 metro; a veces se encuentran intercalaciones de lutitas muy silicificadas en forma de laminillas y también las mismas cuarcitas en paquetes de hasta 10 cm. de

potencia.

El fracturamiento es muy escaso y se manifiesta en dos sistemas de diaclasas que corren en rumbos de N 20° E y N 80° O y buzamientos de 85° SE y 80° NE, respectivamente.

Debido a la fuerte compactación y alta silicificación de estas rocas, aunado al poco fracturamiento, se puede considerar como impermeables al flujo hídrico y es por esta razón que el Grupo Goyllarisquiza en esta área, se puede considerar como sub-estrato rocoso impermeable del acuífero superficial.

Estas rocas presentan un rumbo generalizado de N 40° O y un buzamiento que varía entre 10° SO en algunos casos y 15° NE en otros, debido a pequeños flexuramientos de los estratos.

Este buzamiento casi horizontal de las capas permite presumir que en las cercanías a los afloramientos, el espesor del relleno aluvial sea escaso, ya que normalmente la erosión se produce aprovechando las zonas de relativa debilidad que constituyen los planos de estratificación.

2.3.2. Zonas de Terrazas Marinas

Se encuentran ubicadas en los extremos occidental y sur occidental del área en estudio. Constituidas por una antigua plataforma, formada por depósitos marinos. Posteriormente al producirse la emersión de esta extensa faja costera, las corrientes fluviales han erosionado esta antigua plataforma dejando en la actualidad remanentes de ella y depositando en las partes bajas sedimentos aluviales.

Los mencionados remanentes se encuentran en las localidades de San Carlos, Las Pampas, Chacupe, Huaca Blanca, etc.

2.3.3. Zona de Depósitos Aluviales

Esta zona está conformada por los depósitos dejados, tanto por el río Chancay-Lambayeque, como por el río Reque. Estos materiales están constituidos por cantos rodados, arenas, limos y arcillas, entremezclados en diferentes proporciones, debido a que han sido depositados bajo condiciones muy variables en cuanto a volumen y velocidad de flujo. Dentro de nuestra área de estudio, son éstos los depósitos aluviales del cuaternario reciente.

2.3.4. Zona de Mantos Arenosos

Se encuentra ubicada en el extremo nor-occidental del área estudiada, bajo ésta denominación se agrupan aquellas áreas que en la actualidad se hallan cubiertas por depósitos de arena, sean éstas en forma de mantos propiamente dichos o de dunas. En su mayoría se considera que son depósitos de origen eólico, de partículas finas del tamaño de arcilla o limo, material que debió ser transportado como polvo eólico.

2.3.5. Formación Goyllarisquiza

La formación Goyllarisquiza aflora a través de casi toda la región, con un grosor variable de areniscas y cuarcitas con intercalaciones de lutitas.

Relaciones Estratigráficas

La base de la unidad varía de una discordancia fuerte con rocas Pre-Cretáceas a un contacto concordante con las Formaciones Carhuaz y Tinajones del Cretáceo Inferior.

El tope de la formación es generalmente una discordancia paralela, arriba de la cual yacen las areniscas y lutitas de la Formación Inca. A pesar de una similitud general entre las Formaciones

Goyllarisquizga e Inca, resulta fácil ubicar el contacto por el contenido ferruginoso y color marrón rojizo o anaranjado de la unidad más joven.

Litología y Grosor

La Formación Goyllarisquizga consiste en areniscas y cuarcitas blanquecinas y marrones, bien estratificadas en capas medianas e intercaladas con horizontes de lutita gris, marrón y rosada. La estratificación cruzada es común en los afloramientos. Lentes conglomerádicos se intercalan en las cuarcitas en algunas áreas, especialmente en el sector oriental de la región. El contenido lutáceo de la formación varía de un sitio a otro; sin embargo, la unidad mantiene una litología relativamente constante a través de la región.

El grosor de la formación varía bastante, debido a factores paleotectónicos. Alcanza un máximo de 700 a 800 metros en el cuadrángulo de Chota y en las partes adyacentes de Chongoyape y Celendín, la formación se adelgaza hacia el Norte, Este y Oeste, donde hubo elementos paleotectónicos positivos durante el cretáceo temprano. Hacia el Este quedó el geoanticlinal del marañón, contra el cual las cuarcitas se adelgazaron abruptamente.

Al Oeste del sector central, la formación se adelgaza contra un elemento positivo, al que denominamos el geoanticlinal de la Cordillera Real. Por este motivo las cuarcitas en el área de Chepén-Chongoyape alcanzan grosores de 280 a 300 metros, mientras más al extremo Norte del cuadrángulo de Incahuasi queda reducido a 20 - 30 metros.

Edad y Correlación

La Formación Goyllarisquizga no contiene fósiles diagnósticos y por lo tanto todavía no se puede precisar su edad. Infrayace a la Formación Inca del Albiano inferior (Benavides, V. 1956) y debe representar partes del Aptiano y Neocomiano. Es imposible fijar la edad de la base de la formación, que regularmente es transgresiva de un sitio a otro, pero los horizontes más antiguos deben corresponder a niveles inferiores del Neocomiano. En la Figura Nº 2.2 se presenta el plano geológico de Chiclayo y en la Figura Nº 2.3 se presenta una interpretación estratigráfica del valle de Chancay.

Neocomiano - Aptiano

En una gran parte de los andes del norte y centro del país, las formaciones mayormente clásticas del Neocomiano y Aptiano se dividen en una facies de cuarcitas delgadas al este y una facies más gruesas y con mayor contenido lutáceo al Oeste. La facies occidental se acumuló en el Miogeosinclinal peruano y consiste en las Formaciones Chimú, Santa, Carhuaz y Farrat o Goyllarisquizga. En la Fig. Nº 2.4 se presentan las relaciones estratigráficas del Neocomiano-Aptiano.

2.4 CLIMA

En la faja costanera (Chiclayo, Chepén, Pacasmayo) el clima es del tipo desértico sub tropical, templado durante las estaciones de primavera, otoño e invierno y caluroso en época de verano. Los registros climatológicos indican una temperatura máxima de 34.6°C y una temperatura media de 22.4°C; en estas condiciones no es posible el desarrollo de vegetación arbórea.

2.5 DRENAJE

Como en los valles de la costa peruana, los problemas de drenaje son debidos principalmente a las pérdidas por infiltración de las aguas de riego, que por su irregular distribución en el año determinan que se presenten aplicaciones excesivas en las épocas de abundancia, originando niveles freáticos altos en las partes bajas. La planificación y ejecución de un sistema de riego debe ser complementado con la planificación y ejecución del sistema de drenaje para mantener un adecuado balance de sales en el perfil

del suelo. Así se tiene que en las zonas de irrigación de los valles de Jequetepeque, Zaña, Chancay, Lambayeque, Chira-Piura y otros se realicen los estudios básicos para la planificación de las redes de drenaje.

Un estudio de investigación de evaluación de la red de drenaje en el sector Ferreñafe, ha permitido evaluar la red de drenaje mediante su incidencia en la desalinización de los suelos, en deprimir la napa freática y determinar un balance de agua y sales. Los resultados permiten demostrar los beneficios del sistema de drenaje y proporcionar pautas metodológicas para evaluar las futuras redes de drenaje a instalarse en el valle de Chancay o en otros valles de la costa.

Como se puede observar en la figura N° 1.2 del Proyecto Tinajones, la ciudad de Chiclayo se ubica en el sector Lambayeque-Reque rodeado de los sectores Ferreñafe y Valle Nuevo.

El Proyecto Tinajones comprende los valles de Chancay y La Leche con un área de 70,000 Ha. El cultivo predominante es el arroz, de gran demanda de agua y en menor escala algodón, caña de azúcar, maíz y menestras.

Topográficamente el sector Ferreñafe se ubica a 58 m.s.n.m. ; la ciudad de Chiclayo se encuentra a 30 m.s.n.m. y la parte baja a 24 m.s.n.m. Su relieve presenta ligeras ondulaciones y pendiente de nor este a sur oeste de 1/00.

Red de Drenaje

Una serie de redes de drenaje cruzan la ciudad, como el canal y acequia Cois, acequia Pulen, acequia Yortuque en las direcciones E-O y NE-SO.

Evaluación del Nivel Freático

En el presente trabajo se llegó a instalar 08 piezómetros y se realizó la exploración de 15 sondajes distribuidos en la ciudad, llevándose a cabo mediciones del nivel freático y toma de muestras de agua. Del mismo modo, se recopiló alrededor de 300 sondajes, con información de los niveles freáticos, como se observa en el Plano de ubicación de sondajes N° P-1

Con la información obtenida sobre las cotas del nivel freático y con los resultados alcanzados en los estudios de geología y geomorfología, que indican que el nivel freático; es alimentado por infiltraciones a partir de los canales sin revestimiento y áreas bajo riego circundantes, se ha podido analizar los niveles freáticos; se ha determinando la recarga del acuífero y el sentido del flujo subterráneo, que es de NE a SO.

En la parte alta de la ciudad, en el sector del campo ferial agropecuario, donde la cota del terreno es de 30.50 m.s.n.m. , la cota del nivel freático es de 27.00 m.s.n.m. Del mismo modo en la parte baja, al SO de la ciudad, en la zona industrial, donde la cota es de 25.30 m.s.n.m. , el nivel freático se ubica a 18.00 msnm., como se puede ver en el Plano N° P-2 (carta Hidroisohipsas).

Variación del Nivel Freático en los Drenes

Mediante los piezómetros instalados, ubicados en toda la ciudad, se tomó lecturas piezométricas durante los años 1988, 1989 hasta 1990, las que se presentan en la Tabla N° 2.1. En las Figuras N° 2.5 a 2.12 se puede observar que existe una variación piezométrica entre el máximo y mínimo de 0.30 a 1.10 metros.

2.6 AGUA SUBTERRANEA

Existe un estudio hidrogeológico realizado por la Dirección de Aguas y Suelos del Ministerio de Agricultura y Alimentación para Electro Perú (Agosto de 1978). El objetivo de éste fue determinar las

áreas favorables para la perforación de pozos tubulares para extraer agua suficiente (30 lt/seg) y de calidad apropiada para la operación de la central térmica, que suministrará energía eléctrica a la ciudad de Chiclayo. El área de estudio está ubicada en los distritos de Chiclayo y Pimentel, siendo el acceso a través de la carretera hacia Pimentel.

Se inventarió las fuentes en el área de estudio y fueron censados 68 pozos: 23 tubulares y 45 a tajo abierto. Los pozos a tajo abierto tienen profundidades que varían entre 1.0 y 5.0 m. Actualmente 28 son utilizados con fines de abastecimiento doméstico familiar y 10 pozos con fines pecuarios.

Los pozos tubulares tienen profundidades que varían entre 20 y 100 m., sus caudales varían entre 5 y 10 lt/seg. De los 23 pozos tubulares 5 son utilizados con fines de abastecimiento industrial, mientras que los restantes han sido abandonados por falta de equipo (16) o por tener agua de mala calidad.

Con las mediciones de la profundidad del nivel del agua en reposo, referida a la superficie del suelo, se ha elaborado la carta de iso-profundidad de la napa, donde se puede apreciar una variación decreciente de la profundidad de la napa en el sentido de Este a Oeste entre 7.0 y 1.0 m.

Explotación Actual de las Aguas Subterráneas

La campaña de aforos realizada durante la fase de inventario de los pozos, ha permitido evaluar la explotación de la napa dentro del sector estudiado, los resultados obtenidos indican que mediante 5 pozos tubulares y 38 a tajo abierto actualmente sometidos a explotación, se captan anualmente 1'027,040 m³ de aguas subterráneas.

La mayor explotación, corresponde a los primeros de los nombrados que captan aproximadamente 991,800 m³/año, que representa el 97.2 % del volumen anual explotado, mientras que con los pozos a tajo abierto solo se captan 35,240 m³/año, representando aproximadamente el 2.8%.

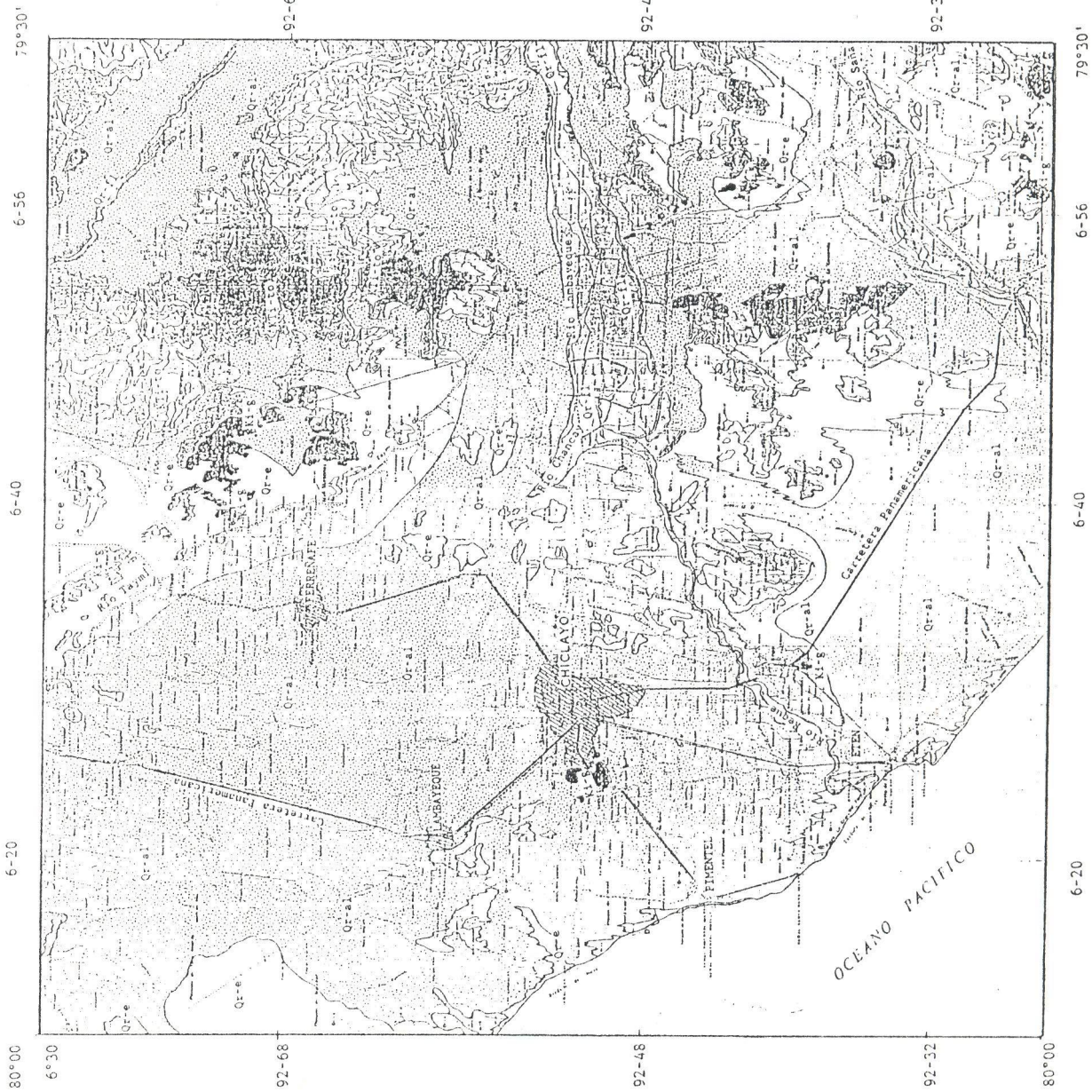
La explotación de aguas subterráneas según su uso, mediante la modalidad de pozos es como sigue:

Uso doméstico público	72,440 m ³ /año
Uso riego	47,000 m ³ /año
Uso industrial	884,000 m ³ /año
Uso pecuario	26,600 m ³ /año

El volumen anual explotado de 1'027,040 m³/año corresponde a una explotación continua de 32 lt/seg aproximadamente.

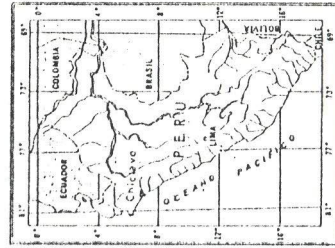
TABLA N° 2.1 LECTURAS DE PIEZOMETROS

SECTOR		N		C	Sa	Sb	E	O	
LUGAR	PIEZOM. N°	J. L. O.	LUJAN	C.HIST.	U.B.CIVIL	LA VICT.	C. FERIA	LOS PARQ.	MAGISTER.
CDTA (msnm)		4	5	3	2	1	8	6	7
		27.00	25.42	28.51	25.90	25.25	30.70	25.20	24.81
A N O	MES								
1 9 8 8	ENERO	-	-	-	-	-	-	-	-
	FEBRERO	25.70	24.12	27.01	24.40	23.25	26.51	23.25	22.21
	MARZO	25.60	24.53	27.06	24.40	23.59	26.51	23.25	22.41
	ABRIL	-	-	27.14	-	23.78	-	-	-
	MAYO	25.55	24.45	27.25	24.38	23.83	26.70	23.40	32.43
	JUNIO	25.60	24.60	27.37	24.29	23.53	26.76	23.62	22.25
	JULIO	-	24.43	-	24.25	23.37	-	-	-
	AGOSTO	25.60	24.42	-	24.21	-	26.87	-	-
	SETIEMB.	25.80	24.33	27.07	24.23	23.10	26.79	23.61	22.39
	OCTUBRE	25.90	24.47	27.09	24.22	22.94	26.75	23.72	22.42
	NOVIEN.	-	-	27.13	-	22.91	26.70	-	22.42
	DICIEN.	26.00	24.56	27.09	-	22.94	26.69	23.77	22.46
1 9 8 9	ENERO	25.98	24.49	27.12	-	-	26.63	-	-
	FEBRERO	25.93	24.39	27.34	-	-	26.59	-	-
	MARZO	25.87	24.41	27.22	-	-	26.52	-	22.81
	ABRIL	-	-	27.13	-	-	26.59	-	-
	MAYO	25.82	24.36	27.23	-	-	26.73	-	-
	JUNIO	25.99	24.34	27.31	-	-	26.88	-	-
	JULIO	25.99	24.49	27.32	-	-	27.03	-	-
	AGOSTO	25.91	24.63	27.37	-	-	27.10	-	-
	SETIEMB.	26.05	24.51	27.38	-	-	27.17	-	-
	OCTUBRE	26.00	24.50	27.32	-	-	27.22	-	-
	NOVIEN.	25.75	24.36	-	-	-	27.21	-	-
	DICIEN.	25.86	24.48	27.28	-	-	27.19	-	-
1 9 9 0	ENERO	-	-	-	-	-	-	-	-
	FEBRERO	-	-	-	-	-	-	-	-
	MARZO	25.72	24.36	-	-	-	27.03	-	22.94
	ABRIL	25.69	24.28	-	-	-	26.94	23.45	22.92
	MAYO	-	-	-	-	-	-	-	-
	JUNIO	-	-	-	-	-	-	-	-
	JULIO	-	-	-	-	-	-	-	-
	AGOSTO	-	-	-	-	-	-	-	-
	SETIEMB.	-	24.31	-	-	-	26.80	23.20	22.90
	OCTUBRE	-	-	-	-	-	-	-	-
	NOVIEN.	-	-	-	-	-	-	-	-
	DICIEN.	-	24.22	-	-	22.84	-	23.65	22.91



LEYENDA

GRUPO	SISTEMA	SERIE	EDAD	UNIDADES ESTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS
CENOZOICO	CUATERNARIO	ACTIVAS	ALUVIAL	Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
CENOZOICO	CUATERNARIO	INACTIVAS	ALUVIAL	Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
MESOZOICO	CRETACEO	MARINO	ALUVIAL	Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
MESOZOICO	JURASICO	MARINO	ALUVIAL	Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
MESOZOICO	TRIASICO	MARINO	ALUVIAL	Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial
				Aluvial	Aluvial



UBICACION DEL AREA DE ESTUDIO

92-32 FIG. No. 2.1 MAPA GEOLOGICO DEL CUADRANGULO DE CHICLAYO
REF. INGENET - 1985

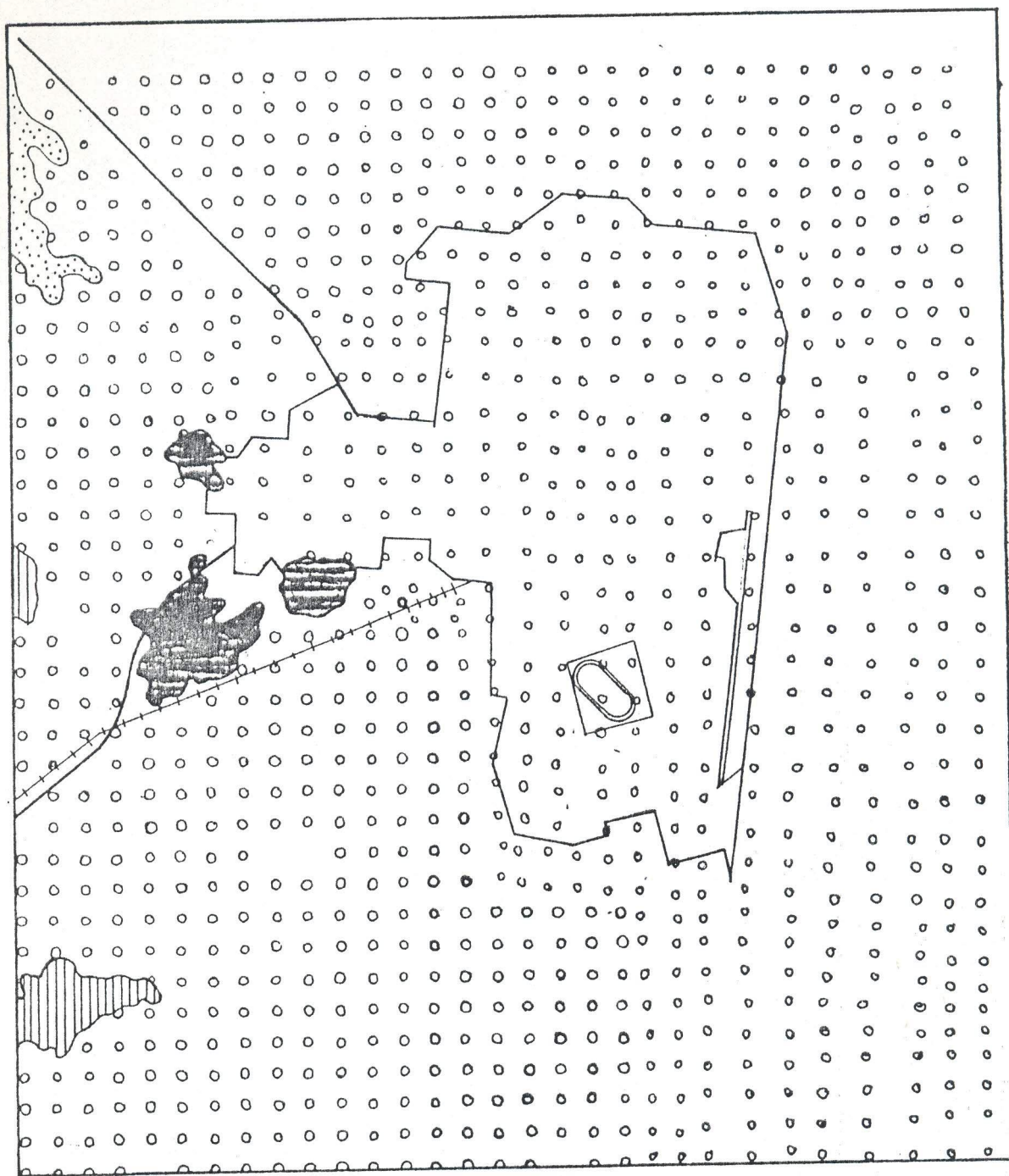


Fig. 2.2 PLANO GEOLOGICO DE CHICLAYO Ref. (INGEMET 1985)

	LEYENDA
Sistema	UNIDADES ESTRATIGRAFICAS
Cuaternario	Qp-e Depósitos eólicos
	Qr-al Depósitos aluviales
Cretáceo (inferior)	Ki-g Gpo. Goyllarisquizga Fm Tinajones

INTERPRETACION ESTRATIGRAFICA DEL VALLE CHANCAY

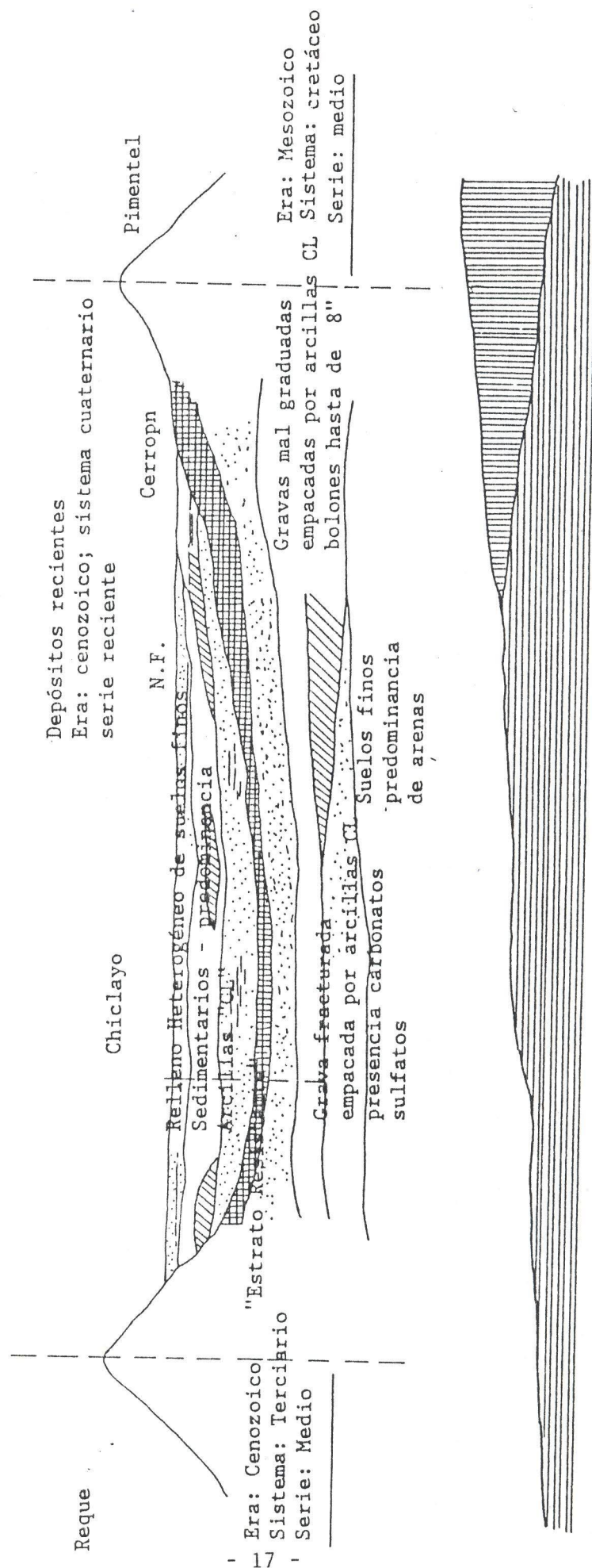


Fig. N° 2.3. INTERPRETACION ESTRATIGRAFICA DEL VALLE CHANCAY

Ref. De La Rosa F.

S

N

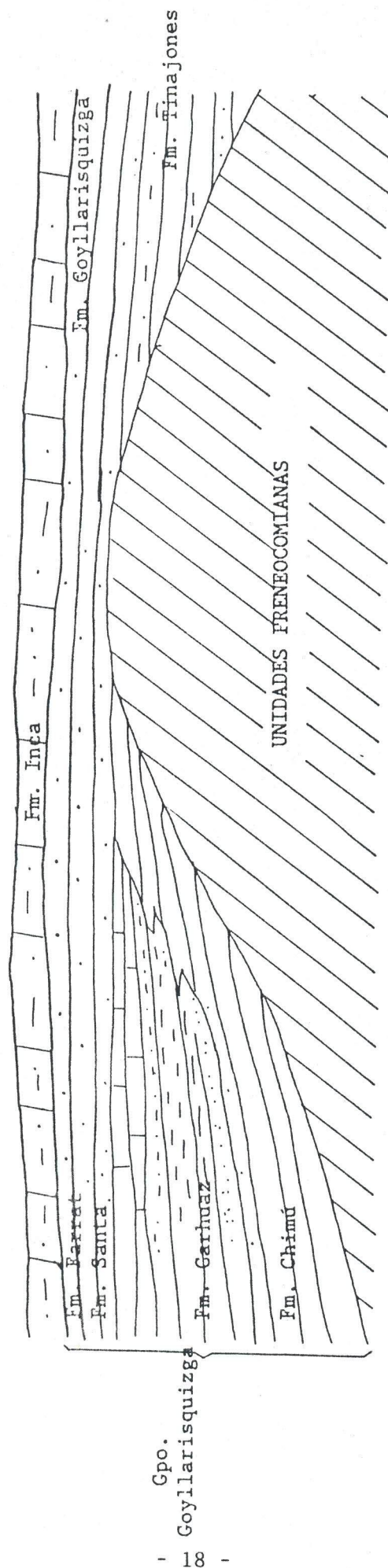


Fig N° 2.4 Relaciones Estratigráficas del Neocomiano - Aptiano

Ref. INGEMET - 1984

COTA m.s.n.m.

C.T 27.00 msnm.

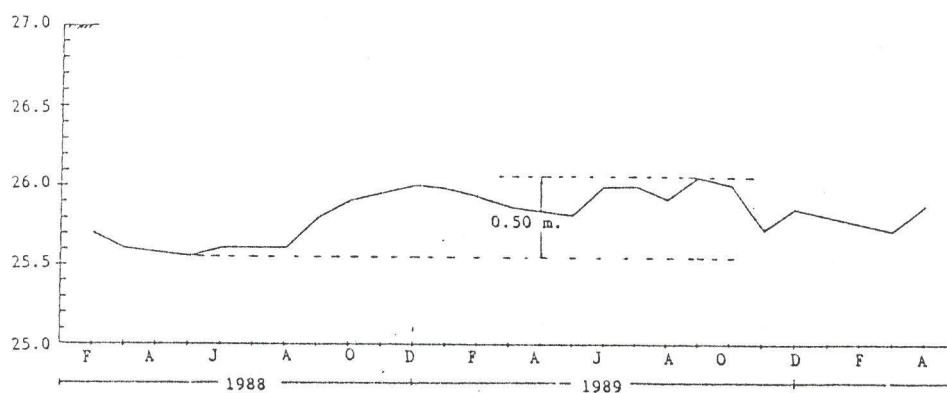


Fig. N° 2.5 LECTURAS DE NIVEL PIEZOMETRICO
SECTOR N-Dist. J. L. ORTIZ
PIEZOMETRO N° 4

COTA m.s.n.m.

C.T. 25.29 msnm.

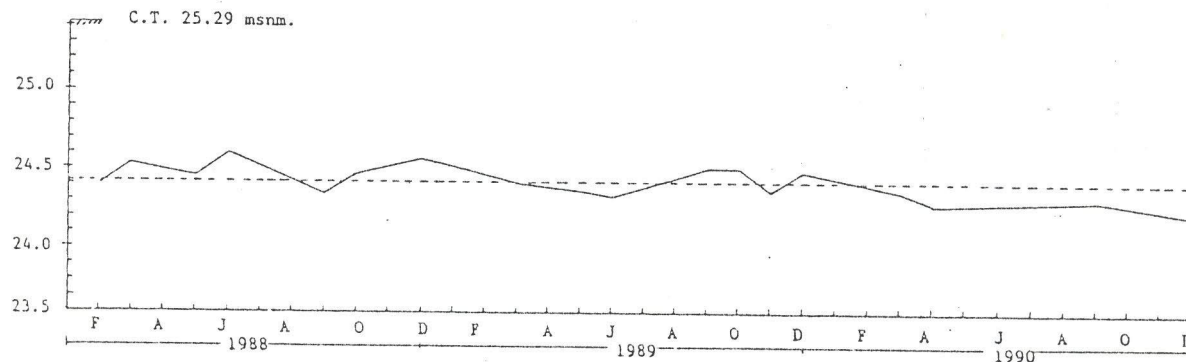


Fig. N° 2.6 LECTURAS DE NIVEL PIEZOMETRICO
SECTOR N- P. J. LUJAN
PIEZOMETRO N° 5

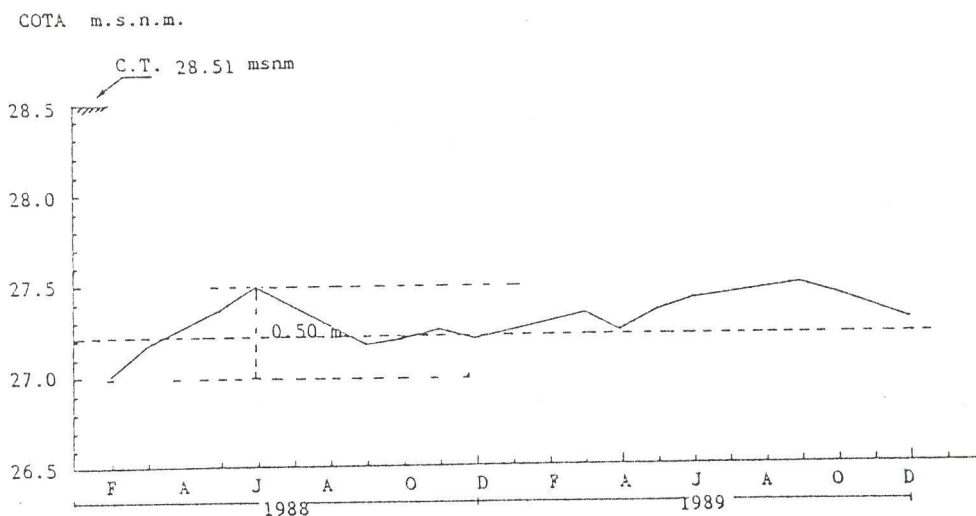


Fig. N° 2.7 LECTURAS DE NIVEL PIEZOMETRICO
SECTOR C- PLAZA DE ARMAS
PIEZOMETRO N° 3

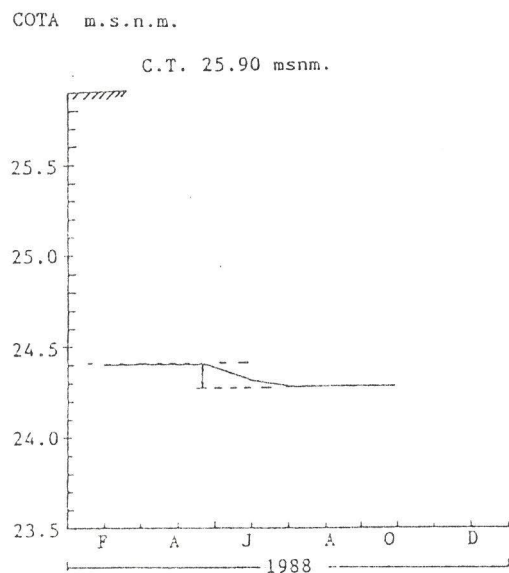


Fig. N° 2.8 LECTURAS DE NIVEL PIEZOMETRICO
SECTOR Sa - URB. G. CIVIL
PIEZOMETRO N° 2

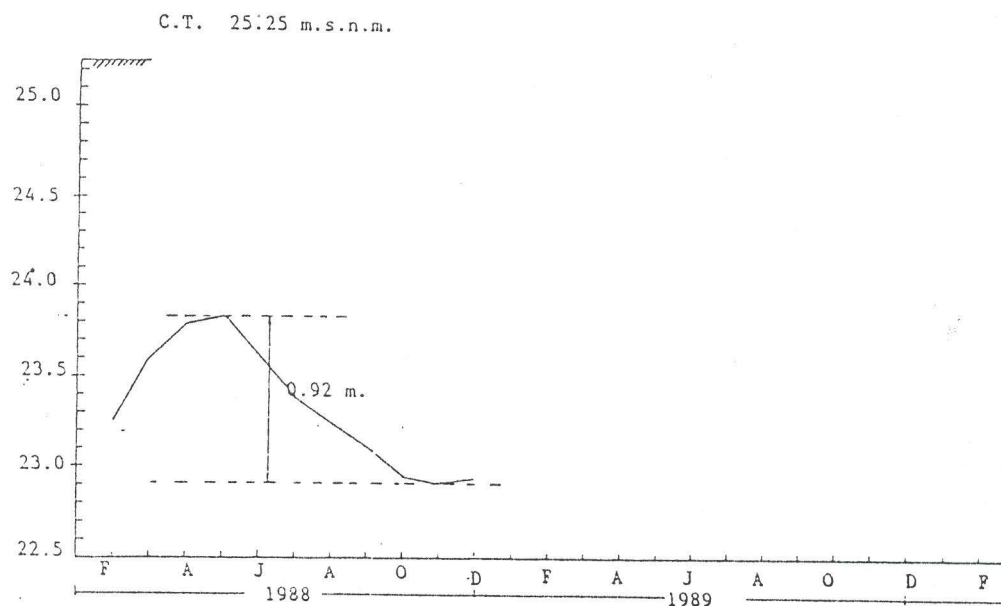


Fig. N° 2.9 LECTURAS DE NIVEL PIEZOMETRICO
SECTOR Sb - LA VICTORIA
PIEZOMETRO N° 1

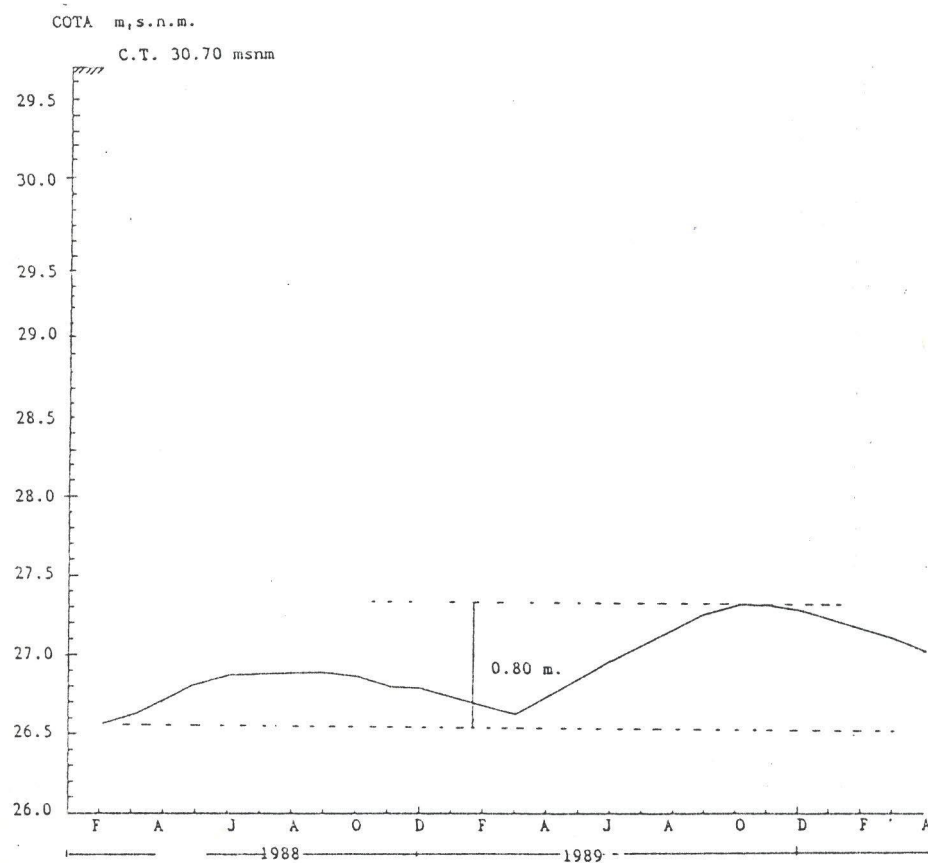


Fig. N° 2.10 LECTURAS DE NIVEL PIEZOMETRICO
SECTOR E - C. F. AGROPECUARIO
PIEZOMETRO N° 8

COTA m.s.n.m.

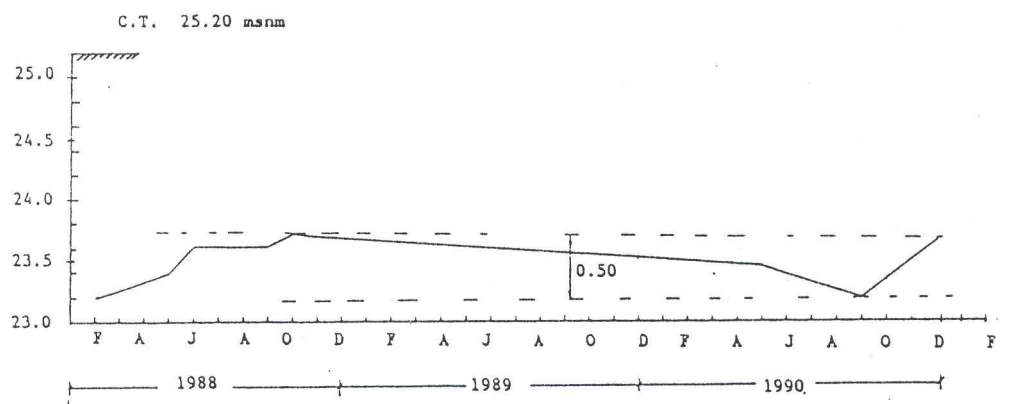


Fig.N° 2.11 LECTURAS DE NIVEL PIEZOMETRICO
SECTOR Ø - URB. LOS PARQUES
PIEZOMETRO N° 6

COTA m.s.n.m.

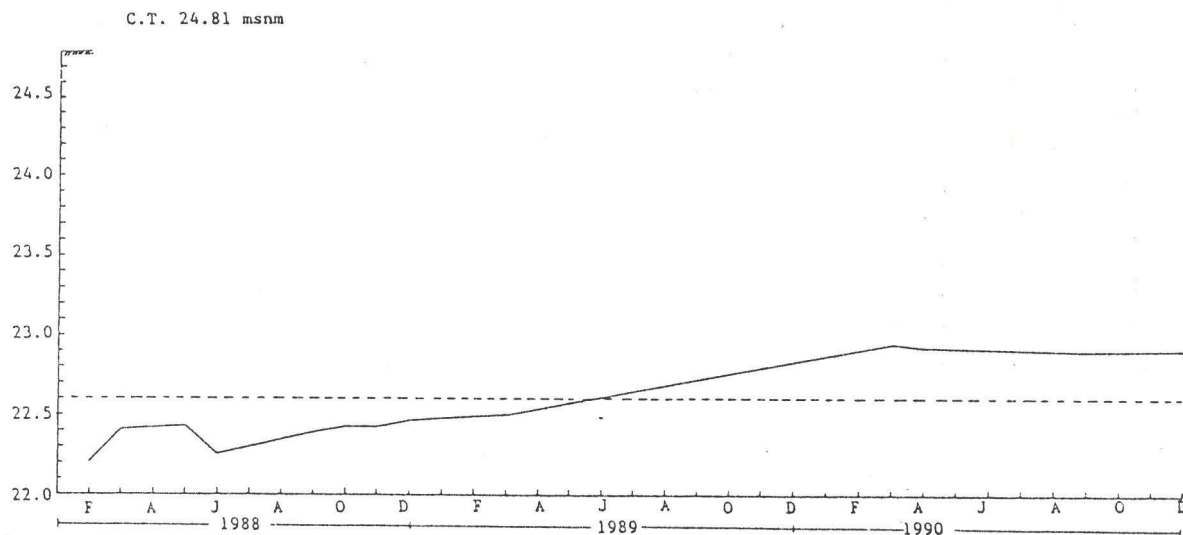


Fig.N° 2.12 LECTURAS DE NIVEL PIEZOMETRICO
SECTOR Ø - URB. MAGISTERIAL
PIEZOMETRO N° 7

CAPITULO III

INVESTIGACIONES GEOTECNICAS

3.1 INTRODUCCION

Con la recopilación y el análisis de los estudios de mecánica de suelos realizados con fines de cimentación por entidades particulares, estatales, la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, facultad de ingeniería civil, etc., se llevó a cabo un programa de exploraciones en toda la ciudad, para complementar la información disponible. Se programó un número de 15 exploraciones en toda la ciudad que consistieron en 15 calicatas y sondajes., 14 ensayos de penetración tipo Cono Holandés, 8 instalaciones de piezómetros tipo Casagrande. Estas investigaciones fueron realizadas por el equipo técnico del laboratorio geotécnico CISMID-UNI en coordinación y apoyo de 4 bachilleres de la UNPRG, facultad de ingeniería civil, quienes del mismo modo están llevando a cabo el tema de investigación geotécnica de la ciudad. El programa de exploración se desarrolló en 2 períodos. El primero comprendido entre 15/01/88 y el 30/01/88 que consistió en 8 exploraciones, 8 ensayos de penetración con el Cono Holandés, y 8 instalaciones de piezómetros. El segundo período comprendido entre 20/01/90 y el 30/01/90, y que consistió en 7 perforaciones y 6 ensayos de penetración con el Cono Holandés.

3.2 EXPLORACION DE CAMPO

3.2.1. Perforación de Calicatas

Las exploraciones de suelo consistieron en las siguientes: 14 excavaciones a cielo abierto, de secciones de 0.70 m. x 0.70 m. aproximadamente y con profundidades promedio de 2.0 mts., según como se ubicaba el nivel freático. Se nombraron de la siguiente manera C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-6, C-7, C-8, C-9, C-10, C-11, C-12, C-13, C-14. La exploración se proseguía luego con una la posteadora manual de ϕ 3", hasta los 5.00 m. de profundidad. El sondaje N° 15, ubicado en la urbanización 3 de octubre, se aprovechó de una trinchera ya realizada para la instalación de tubería de desagüe.

Las muestras obtenidas en cada exploración son representativas de los estratos, la identificación de las muestras se ha realizado de tal manera que pertenecía al número de calicata y al número de muestra extraída en cada una de ellas. Las consideraciones que se han tenido para la descripción de los suelos en la exploración han sido las siguientes:

Tamaño de partículas que a simple vista caracterizan a la fracción gruesa y las muy pequeñas que caracterizan a la fracción fina.

Los componentes orgánicos que pueden ser parcialmente o no descompuestos, o estar muy finos, identificándose por su olor orgánico, color gris oscuro o negro. El color es muy importante y puede ser de mucha utilidad para la identificación de materiales de origen geológico similar. Los suelos que contienen una cantidad significativa de material orgánico tienen generalmente un color oscuro, un olor significativo de la vegetación en descomposición.

En el momento de la exploración se tomó en cuenta la humedad de los estratos y la ubicación del nivel freático. Los materiales ligeramente húmedos que están próximos al óptimo contenido de humedad, los suelos húmedos y saturados, éstos últimos que están por debajo de la napa freática.

En la descripción de la compactidad se consideró el estado de cimentación como fuerte o débil, según la presencia del carbonato de calcio, que es el agente de cimentación más común.

3.2.2. Ensayos de Penetración tipo Cono Holandés

3.2.2.1 Características y Procedimiento del Ensayo

En el programa de exploración de campo, las auscultaciones fueron realizadas por medio de ensayos de penetración tipo Cono Holandés, denominándose a cada ensayo por el número correspondiente de exploración CPT-1 al CPT-14, como se muestra en el anexo N° ... Ensayo de Penetración Cono Holandés

El ensayo consistió en una penetración continua y estática, con velocidad de penetración de 2 cm/seg en promedio. Cada 20 cm. se registró la resistencia por punta, dada por la penetración de 5 cm. del cono.

Suelos en los cuales es útil el C.P.T.

El ensayo es recomendable para los siguientes tipos de suelos:

- Suelos granulares permeables, como la arena.
- En arena gruesa y fina, durante la penetración tiene poco efecto la presión de poros, por el comportamiento drenado.
- En arcilla plástica homogénea
- No en suelo denso y cementado.

Propósito del ensayo

Se puede obtener lo siguiente:

- Evaluación del lugar como trazado de la estratigrafía, tipo de capa, uniformidad, continuidad, permeabilidad, resistencia, etc.
- Diseño de zapatas, pilotes de fundación, para analizar el criterio de capacidad de carga y asentamiento.
- Diseño de taludes y relleno.

Ventajas y desventajas del equipo

Ventajas:

- Rapidez y economía.
- Resultados más detallados y precisos.

Desventajas:

- No se obtiene muestras de suelo.
- Limitado por la capacidad de profundidad.

3.2.2.2 Descripción del equipo, Interpretación y Evaluación del Ensayo

Descripción del Equipo - Tipos

Bogemann (1953,1965) consideró 2 tipos de cono comunmente usados:

Tipos Mecánicos

- a) Equipo con punta estándar, con la cual se puede medir la resistencia por punta.
- b) De punta con manguito (jacket), el cual permite medir ambas, la resistencia por punta y la fricción lateral.

El ASTM menciona un tercer tipo, el penetrómetro eléctrico que mide las dos resistencias por punta y de fricción. En la Fig. N° 3.1 se muestran los tres tipos de cono de penetración.

Las principales características del equipo empleado son:

- El cono tiene 60° en el vértice con un área de base de 10 cm², de 35.7 mm. de diámetro y 30 mm. de alto. Muchos ingenieros han formalizado la teoría de penetración cónica, cuya base teórica y experimental fue confirmada por ensayos durante más de 50 años en Europa, utilizando la correlación de los resultados.

Algunas interpretaciones de evaluación geotécnica en base al ensayo CPT

Posición del nivel freático

Es determinado por los cambios significativos en el perfil. Teóricamente la capilaridad, la resistencia resultante y la presión de poros negativa encima del nivel freático cesaría cuando pasa al estrato bajo el nivel freático, quizás produciendo una discontinuidad al aumentar los esfuerzos efectivos verticales en el nivel freático.

Estimación de la sensibilidad y sobreconsolidación de la arcilla

La sensibilidad de la arcilla está definida por la siguiente expresión :

$$St = \frac{(\text{Máx. resist. cort. no drenada inalt.})}{(\text{máx. resist. cort. no drenada remold.})}$$

$$St = Suu/Sur$$

Estimación de la resistencia al corte

En arenas: Terzaghi formuló la ecuación aplicable para valores aproximados de $D/B \leq 1.5$.

$$q_{(fs=1)} = B/2 \cdot N + D \cdot N_q + C \cdot N_c \quad (3.1)$$

donde N y N_q son factores de capacidad

Para un intervalo de profundidad de 0-1.5 B bajo una cimentación, la ecuación N° 3.2 es una expresión aproximada

$$0.8N = 0.8N_q \approx q_{c(0-1.5B)} \text{ kg/cm}^2 \quad (3.2)$$

Se debe usar un factor de seguridad de 2 a 3 para obtener el soporte permisible.

En arcillas: En el caso de suelos cohesivos existe una relación entre la resistencia cortante no drenada (S_u) y la resistencia por punta (q_c)

$$Su = (q_c - \Sigma z)/N_c \quad (3.3)$$

donde

- = peso unitario total
- z = profundidad
- N_c = factor del tipo de cono
- q_c = resistencia por punta del cono
- S_u = resistencia cortante no drenada del suelo.

El valor de N_k (Schmertmann, 1978) varía de acuerdo a la sensibilidad, la compresibilidad del suelo y la ocurrencia de cohesión sobre el lado del cono y se define en función de la punta.

Tipo de Punta	Nk
Fugro	10
Delft	16

Begemann y Tomás (1965) presentan el valor de Nk : 15 - 18

Estimación de asentamientos

Estrato de arena

Se puede estimar los asentamientos de cimentaciones incluyendo zapatas, plateas y pilotes en grupo. Schmertmann y Sanglerat (1972) recomiendan el uso del método de las deformaciones de Schmertmann (1970) para estimar asentamientos de zapatas sobre arena. Se debe resolver esta ecuación para estimar los asentamientos:

$$= C_1 C_2 \sum_{i=1}^n \frac{P}{I_z} \left(\frac{I_z}{x q_c} \right) z \quad (3.4)$$

$$C_1 = 1 - 0.5(P'_o / P)$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log(t_{yr}/0.1)$$

donde

- : asentamiento en unidades de z
- C_1 : factor de corrección, profundidad de cimentación
- C_2 : factor de corrección por asentamiento
- P : incremento de presión
- I_z : factor de influencia de esfuerzo
- n : número de estratos
- z : espesor del estrato
- x : factor de módulo de young, 2.5 para zapata cuadrada y 3.5 para zapata corrida
- P'_o : presión efectiva inicial al nivel de cimentación
- T_{yr} : tiempo en años desde la aplicación de la carga ($P'_o + P$)

Estrato de arcilla

Método de Schmertmann

Se basa en el uso de S_u/P' como una indicación del % de consolidación (over consolidation ratio, OCR), donde se puede estimar la sobrecarga efectiva del peso unitario del suelo y la presión de sobrecarga. La Tabla N° 3.1 proporciona una base para estimar el coeficiente de compresibilidad como una función del OCR y empleando la ecuación:

$$H = \sum [H_i \cdot C_c / (1 + e_i) \log((P'_1 + P'_{1-2}) / P'_1)] \quad 3.5$$

Donde para cada estrato

n : N° de estratos compresibles analizados
 C_c : índice de compresión $\delta e / \delta(\log P')$
 e_1 : relación de vacíos inicial
 P_1 : esfuerzo efectivo vertical inicial
 P'_{1-2} : incremento del esfuerzo
 H_1 : estrato inicial

Esto es un estimado para casos especiales empleando el ensayo de consolidación.

Método de Sanglerat

Se basa en el método de Buisman, pero con la correlación de q_c de los más recientes trabajos y usa la siguiente ecuación N° 3.6 y la Tabla N° 3.2

$$H = \sum_{i=1}^n \left[H_i \frac{P'}{2.3 \cdot q_c} \right] \alpha_o \quad (3.6)$$

Estimación del Módulo de Elasticidad del Suelo

$$E = a q_c \quad (3.7)$$

donde

a : coeficiente de Buisman

De acuerdo a la experiencia del profesor Fernando Barata de la Universidad de Río de Janeiro, se recomienda los valores de " a " mostrados en la Tabla N° 3.3. Además, Schmertmann recomienda los siguientes valores de " a " para suelos arenosos:

$a = 2.5$ para zapatas cuadradas
 $a = 3.5$ para zapatas corridas

Sanglerat presenta los valores de " a " mostrados en la Tabla N° 3.4

En la Tabla N° 3.5 se presenta las recomendaciones de algunos autores con respecto a la estimación del módulo de elasticidad del suelo.

Estimación del Angulo de Fricción ϕ

Se puede estimar el ángulo de fricción interna en función del peso del suelo empleando las fórmulas de de Beer y Koppejan, o los gráficos de Schmertmann (USA) y Trofimenkov (URSS).

Fórmula de Koopejan:

$$V_b = 1.3 e^{(5\pi/2 - \phi) \tan \phi} (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) \quad (3.8)$$

Fórmula de de Beer:

$$V_b = 1.3 e^{(2\pi \tan \phi)} \tan^2(\pi/4 + \phi/2) \quad (3.9)$$

$$q_c : V_b P_o \quad (3.10)$$

$P_o : h$

$$q_c = V_b \cdot h \quad (3.11)$$

donde

q_c : resistencia del cono por punta (Kg/cm^2)

V_b : densidad de masa de suelo

h : profundidad

En las Tablas N° 3.6 y N° 3.7 se presentan valores de V_b según Koopejan y de Beer respectivamente.

Schmertmann presenta la figura N° 3.2 para estimar ϕ en función de q_c .

En el caso de arenas, éste se obtiene generalmente en función de la resistencia por punta (q_c). Meyerhof (1974) presenta el gráfico que se muestra en la Figura N° 3.3. Trofimenkov presenta en función de q_c y la presión de sobrecarga efectiva (σ'_v), el gráfico de la Figura N° 3.4. En arcillas, el ángulo drenado se obtiene por la Tabla N° 3.8 de Schulze. Cuando no es posible contar con ensayos que contengan valores por punta y fricción, y se necesitan los valores de resistencia de superficie, se puede hacer uso de los valores que relacionan f_s/q_c denominado FR. En la Tabla N° 3.9 se presentan los valores que Gómez Rogerio (1984) recopiló de otros autores.

Características Mecánicas del Terreno en Estado Natural

El Ministerio de Vivienda (España), de acuerdo al estudio geotécnico, propone los valores presentados en la Tabla N° 3.10.

Schmertmann establece un criterio para verificar si un suelo es normalmente denso o pre denso así:

$q_c < z/3$ suelo normalmente denso

$q_c > z/3$ suelo pre denso

q_c en Kg/cm^2 y z en pies

Correlación entre ensayos SPT y CPT

Muchos ingenieros han formalizado la teoría de penetración cónica, cuya base teórica y experimental fue confirmada por ensayos durante más de 50 años en Europa, utilizando la correlación resistencia por punta v.s. N° de golpes.

$$q_c = KN \quad (3.12)$$

donde:

q_c : Resistencia por punta (Kg/cm^2)

N : Número de golpes/pie (ensayo SPT).

Meyerhoff (1956) sugirió una relación para arenas, estimando $K \approx 4$. Schmertmann (1978), presenta los valores dados en la Tabla N° 3.11. En Brasil, el ingeniero Aoki y el ingeniero Velloso realizaron un estudio relacionando q_c y N , y adicionalmente en la Tabla N° 3.12 se muestran los valores de FR (relación entre la resistencia por fricción y la resistencia por punta).

De estas tablas se deduce que los valores de Schmertmann son aproximadamente 1.7 a 2 veces los valores de Aoki, esto es debido a lo artesanal de la ejecución del ensayo SPT en Brasil.

3.2.3. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

3.2.3.1 Características Generales del Ensayo

De la recopilación de informes realizados por entidades particulares en Chiclayo, se tiene datos sobre el ensayo de penetración estándar (SPT). El ensayo consiste en hincar un muestreador de caña partida para obtener una muestra representativa alterada y medir la resistencia del suelo a la penetración, dejando caer una masa de 140 lbs (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (76 cm). La resistencia a la penetración se expresa por el N° de golpes "N" para hincar 1 pie (30 cms). La Figura N° 3.5 muestra las características del muestreador.

3.2.3.2 Determinación de los Parámetros del Suelo en Base al Ensayo SPT

En base a los resultados de los ensayos SPT, se han obtenido diferentes valores de propiedades del suelo, algunos de los cuales se presentan a continuación:

a) Resistencia cortante no drenada (S_u). - Terzaghi y Peck (1976) mostraron una relación para obtener el valor de la resistencia cortante no drenada en función a la resistencia de compresión simple de la arcilla, ecuación N° 3.13

$$S_u = q_u/2 \quad (3.13)$$

donde

q_u : resistencia a la compresión simple

S_u : resistencia cortante no drenada.

En la Tabla N° 3.13 se presenta una correlación entre la resistencia a la penetración estándar y la compacidad relativa de la arena o a la resistencia a la compresión simple de la arcilla, según Terzaghi y Peck (1948).

Otros de los valores de resistencia de la arcilla que se puede usar son los que da la NAVFAC (1971), mostrados en la Figura. N° 3.6, que relacionan los valores de N y la plasticidad de la arcilla.

b) Angulo de fricción (ϕ). - Peck, Hanson y Thorburn (1974), establecieron una relación entre el ángulo de fricción y el valor de N, que se muestra en la figura N° 3.7.

3.2.4. Instalación de Piezómetros

En el presente estudio, al evaluar las propiedades físicas y mecánicas y debido a la importancia que tiene la instrumentación de campo en la medición de las propiedades del suelo y específicamente la importancia que tienen los piezómetros en la determinación de la presión de poros, se optó por la instalación de piezómetros. A continuación se da un resumen de la teoría, características y evaluación de la sonda.

El concepto básico del piezómetro de tubo poroso fue presentado por el Dr. Arthur Casagrande en el "Journal of the Boston Society of Civil Engineers", en Abril de 1949 (Earth Manual, 1974). De entonces a la fecha se han desarrollado diversos piezómetros, algunos más sofisticados que otros, pero todos basados en el mismo principio de captación de agua subterránea por medio de una sonda porosa colocada en un punto del terreno del cual se desea obtener información acerca de las presiones de poros.

3.2.4.1 Clasificación de Piezómetros

En la actualidad es difícil establecer una clasificación única de los tipos de piezómetros existentes. La Figura N° 3.8 muestra en forma esquemática la clasificación más general que se puede considerar en la actualidad.

Piezómetros abiertos.- Consiste en una perforación abierta. En este sistema la superficie a través de la cual el agua ingresa en la perforación es grande. Una desventaja de este sistema es que las diferentes capas de suelo pueden presentar diferentes niveles freáticos, por lo que la lectura tomada del nivel freático puede tener poca o ninguna significancia (Hanna, 1973).

Piezómetro abierto tipo Casagrande.- Es el tipo de piezómetro más sencillo y económico con punta porosa, la piedra es de forma cilíndrica hueca, cerrada en sus extremos por dos tapones de goma; del tapón superior perforado sale la tubería generalmente PVC de diámetro interior (ϕ) pequeño, por donde se eleva el agua hasta la altura manométrica correspondiente a la presión de la misma en la punta del piezómetro. La desventaja es que no es de respuesta rápida, ya que en este caso la rapidez está ligada directamente al diámetro (ϕ) de la tubería, teniendo ésta que dejar pasar la sonda de medida. Las sondas más pequeñas suelen tener de 6 a 7 mm. de diámetro, por lo que el diámetro mínimo del tubo tiene que ser de 10 mm., tubo recto vertical con altura no mayor de 20 metros. En consecuencia, se deben utilizar tubos de 15-20 mm. de diámetro, con la inevitable pérdida de rapidez en la respuesta.

Piezómetro cerrado.- Consiste en que la tubería conductora que une el fondo de la perforación con la superficie del terreno puede cerrarse en su extremo superior, realizándose las mediciones de presión con un manómetro. Una ventaja es que se puede obtener un menor tiempo de respuesta y registrar automáticamente las lecturas. En este grupo se encuentran dos subgrupos: los hidráulicos y los de diafragma.

a) **Piezómetro cerrado hidráulico.-** Este tipo de piezómetro puede incorporar un segundo tubo con el fin de circular el agua y poder desairear el sistema. Ello requiere disponer de agua desaireada, bomba de impulsión y vacío. La ventaja de este sistema es que mide la presión del agua y no del aire, presentando una cierta rapidez de respuesta a los cambios de presión.

b) **Piezómetro cerrado de diafragma.-** En este tipo de piezómetro se mide la presión ejercida por el agua del subsuelo contra una membrana situada detrás de la piedra porosa. Se clasifica en dos subgrupos: los neumáticos y los eléctricos.

3.2.4.2 Algunas Teorías para la Evaluación de la Medición de los Piezómetros

- **Factor de Forma (F).-** Expresado en términos hidráulicos, determina la magnitud de la razón de flujo "Q" dentro del piezómetro bajo una carga hidráulica constante H, como:

$$Q = F \cdot K \quad (3.14)$$

Donde F es el factor de forma y K la permeabilidad del suelo.

El factor de forma controla el modelo de flujo en el suelo que rodea la punta piezométrica, independientemente de la permeabilidad del suelo y por lo general es una característica de una red de flujo asimétrica (simetría axial), (Brand y Premchitt, 1980).

- **Factor de Volumen (V).-** Es el volumen de agua requerido por el flujo, hacia o desde el sistema piezométrico, para equalizar una diferencia de presión unitaria entre el sistema piezométrico y el suelo circundante.

- **Tiempo de Respuesta o Tiempo de Desfase.-** Es el tiempo medido entre la ocurrencia de un cambio de presión de poros en un punto del terreno y la medición de este cambio por un piezómetro situado en ese punto. Este tiempo de respuesta es causado por la diferencia de presiones que existe dentro y fuera de la sonda piezométrica, motivando que un cierto volumen de agua fluya entre el suelo y el piezómetro.

- **Proceso de Equalización de la Presión de Poros.-** Es el resultado de la diferencia de presiones dentro y fuera de la sonda piezométrica y define el comportamiento del sistema suelo-piezómetro durante la "igualación de las presiones"

- **Radio de Influencia del Proceso de Ecuación (ri).**- Se define con este término a la distancia medida desde el piezómetro hasta una región en el suelo donde el cambio máximo de la presión de poros, en la totalidad del proceso de ecuación, no exceda del 5% del cambio de presión total en el sistema piezométrico.

- **Irregularidades y Variación en la Determinación del Agua Subterránea.**- Las diversas fuentes de error en la determinación de los niveles de agua subterránea y presiones de poro surgen sobre todo cuando el nivel del agua subterránea cambia en forma irregular y/o en forma rápida. Estas irregularidades pueden ser causadas por lo siguiente :

- a) Niveles freáticos atrapados, aislados por suelo impermeable.
- b) Filtraciones hacia estratos inferiores más permeables y/o mejor drenados.
- c) Flujo hacia estratos superiores, debido a las presiones artesianas o sujetos a evapotranspiración.
- d) Debido a procesos incompletos de consolidación o expansión.

3.2.4.3 Evaluación de las Lecturas Piezométricas

- Determinación de los Factores de Forma de Piezómetros Cilíndricos.

La mayoría de los métodos que emplean formulas empíricas para la determinación del factor de forma están basados en el estudio de la red de flujo que se forma alrededor de la punta piezométrica.

La ecuación que gobierna el estado de flujo permanente en un medio poroso es la de Laplace (divergencia del gradiente igual a cero).

$$\Delta^2 U = 0 \quad (3.15)$$

Esta ecuación se puede resolver analíticamente solo para un piezómetro esférico de diámetro "D", para el cual:

$$F = 2 \pi D$$

Para piezómetros cilíndricos el estado de flujo permanente es gobernado por la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial U}{\partial r} \right) + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = 0 \quad (3.16)$$

Donde la presión de poros "U" está expresada en términos de coordenadas cilíndricas (r,z). Hvorslev (1951), asumió que las líneas de flujo eran simétricas respecto a un plano horizontal que pasa por el punto medio de la punta cilíndrica y la fórmula de Dachler (1936) la utilizó, tanto en la mitad superior como inferior de la punta, para obtener:

$$F = \frac{2\pi L}{\ln \left(\frac{L}{D} + 1 + \left(\frac{L}{D} \right)^2 \right)}$$

simplificando se tiene

$$F = \frac{2\pi L}{\ln(2L/D)} \quad (3.17)$$

Donde L y D son la longitud y el diámetro de la sonda piezométrica, para las relaciones de L/D aproximadamente mayores de 4.

- Permeabilidad de la Sonda Porosa

En base a estudios existentes sobre piezómetros, constituidos por elementos porosos que consisten en tuberías y conexiones hidráulicas, se desarrolló una tecnología propia (F. Canchan, J. Alva - 1985), realizándose diversos estudios con la finalidad de obtener un elemento poroso adecuado. Las características del equipo que se deseó lograr fue la permeabilidad de la sonda porosa y su comportamiento en suelos bajo diversas condiciones, se diseñó 2 equipos diferentes uno de carga variable y el otro de carga constante, el principio es el mismo ya que a través de una manguera conectada a la sonda porosa se hace llegar el agua y se mide el tiempo que toma en atravesar la sonda. En los ensayos se utilizaron 3 tipos de sondas evaluándose el coeficiente de permeabilidad y las características de cada una. Los resultados se presentan en la Tabla N° 3.15.

El tipo de piezómetro que se optó por instalar fue el piezómetro abierto tipo Casagrande sonda C por ser el más económico y operativo, Figura N° 3.9 .

3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

El objetivo de los ensayos de laboratorio es analizar cuantitativamente y cualitativamente las propiedades físico-mecánicas y químicas de suelo.

Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio Geotécnico del CISMID-UNI, siguiendo las normas ASTM.

3.3.1. Ensayos Estándar

3.3.1.1 Análisis Granulométrico por Sedimentación y Tamizado

En este análisis se determinó las propiedades relativas de los diferentes tamaños de granos presentes en una masa de suelo dada, en donde el material es agrupado por rango de tamaño. En el ensayo de sedimentación se determinó el porcentaje de coloides (0.002mm).

3.3.1.2 Límites de Consistencia.

Estos límites determinan las fronteras de los diferentes estados de consistencia de los suelos plásticos. Los límites que se tomó en cuenta para los análisis fueron: límite líquido, límite plástico y límite de contracción.

Límite líquido, es la frontera entre un estado viscoso y no plástico en que se encuentra una muestra.

Límite plástico, es la frontera entre un estado plástico y no plástico.

Límite de contracción, es un indicador de cuanto cambio de volumen puede presentarse por cambios de humedad de los suelos. Es importante conocer este parámetro para evaluar si los suelos son o no susceptibles de sufrir cambios de volumen y en que orden se pueden presentar.

3.3.1.3 Contenido de Humedad:

Es la cantidad de agua presente en una cantidad de suelo. Es muy importante el conocimiento del estado de humedad en que se encuentra el suelo para su evaluación.

3.3.1.4 Peso Específico Relativo de Sólidos:

Se define como el peso unitario del suelo dividido por el peso unitario del agua destilada a 4°C; es necesario el conocimiento de esta propiedad para calcular la relación de vacíos de un suelo. Se utiliza en el análisis por hidrómetro, en algunos casos se puede utilizar en la clasificación de los minerales del suelo, dado que algunos minerales de hierro tienen un valor de gravedad específica mayor que los provenientes de sílica.

3.3.1.5 Clasificación:

El sistema de clasificación empleado en la evaluación de los ensayos ha sido el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (SUCS), ASTM-D2487.

Este sistema está basado en el reconocimiento de tipo y predominio de los constituyentes, considerando el diámetro de los granos, gradación y plasticidad.

3.3.2 Ensayos de Propiedades Mecánicas

Para evaluar las propiedades mecánicas del suelo se requiere de un tratamiento especial empleando diferentes pruebas, como su comportamiento esfuerzo-deformación, la prueba de consolidación, etc., todo esto porque si el suelo fuera isótropo y linealmente elástico sería posible determinar las constantes elásticas E (Módulo de Young o coeficiente de Poisson) a partir de una prueba sencilla.

En el presente estudio las muestras analizadas han sido inalteradas, con su contenido de humedad natural. Para los ensayos de compresión simple y triaxial las muestras fueron talladas en forma cilíndrica, donde la relación altura-diámetro fue de 2, aproximadamente.

En los ensayos de corte directo, consolidación y expansión libre las muestras fueron de forma cilíndrica de diámetro 6.0 cm. y altura 2.0 cm. , aproximadamente.

A continuación se describirán los ensayos mecánicos llevados a cabo en el programa.

3.3.2.1 Ensayo de Expansión Libre

El ensayo consiste en permitir al suelo una expansión unidimensional axial, que puede ser con carga controlada o libre, obteniéndose lecturas del deformímetro a través del tiempo. La evaluación consiste en determinar el porcentaje de expansión (%E)

$$\%E = \frac{H}{H_0} \quad (3.18)$$

donde

H : Variación de altura

H₀ : Altura inicial.

3.3.2.2 Ensayo de Consolidación Unidimensional:

Es un método para determinar la velocidad y magnitud de la consolidación del suelo; el ensayo consiste en que el suelo es confinado lateralmente y drenado axialmente, luego es cargado axialmente en incrementos con un esfuerzo constante, hasta que todo el exceso de presión de poros se haya disipado en

cada incremento de carga.

Durante el proceso de compresión se realizan mediciones del decrecimiento en la altura de la muestra, estos datos son utilizados para calcular los parámetros que describen la relación entre el esfuerzo efectivo y la relación de vacíos o la deformación. Se puede decir que la compresibilidad de los suelos es una de las propiedades más útiles que puede ser obtenida de los ensayos de laboratorio. Los datos del ensayo de consolidación pueden ser utilizados para desarrollar un estimado de la velocidad y magnitud de los asentamientos totales y diferenciales de una estructura, terraplén, etc.

Cuando se le aplica una carga "N" a un suelo cohesivo completamente saturado, la compresión P es totalmente soportado al principio por el agua de los poros, $P = u$ la presión "u" se denomina presión neutra, exceso hidrostático o exceso de presión intersticial.

Según pasa el tiempo, parte del agua es expulsada, reduciéndose el volumen de los poros, entonces los granos del esqueleto del suelo tienen un contacto más íntimo entre ellos y como consecuencia toman parte de la carga. Esta presión se denomina presión efectiva "fe". A toda disminución de la presión neutra del agua de los vacíos corresponde un aumento igual de la presión efectiva "fe", y la suma de las presiones efectiva con la presión neutra "u" en todo punto y en cualquier instante permanece constante e igual a la presión "P" aplicada, así se tiene :

$$P = u + fe \quad (3.19)$$

Cuando la presión "P" ha sido íntegramente transferida al esqueleto del suelo, de tal manera que $P = fe$, la presión neutra "u" se hace nula, entonces cesa la expulsión del agua y por lo tanto el suelo ya no se asienta, entonces la consolidación ha alcanzado el 100 % de su valor final.

En el ensayo de consolidación, los estados intermedios de este proceso se define por el grado de consolidación "U"

$$U = \frac{S}{S_2} * 100 \quad (3.20)$$

donde

S : variación total de longitud de muestra de una capa durante la consolidación.

S_2 : variación lineal o asiento en el estado final de la consolidación.

En el ensayo de consolidación se aplica la carga por incrementos, donde cada incremento es igual a la carga anterior total. A cada incremento de carga se le deja un tiempo hasta que cese la consolidación.

Carga de Pre consolidación

Las primeras investigaciones realizadas por el Dr. Terzaghi sobre el fenómeno de la consolidación de suelos finos, describió que el tramo virgen de una curva de compresibilidad es generalmente recto en un trazado semilogarítmico, cualquier desviación importante de la curva de compresión virgen de una muestra de arcilla inalterada se debe generalmente a variaciones en la condición de carga del suelo a lo largo de su historia geológica, y al manipuleo de las muestras para efectuar las pruebas.

La razón de esto se observa al estudiar la forma de las curvas de descarga y recompresión, obtenidas al cargar la muestra con incrementos de cargas que le dan una presión más grande que aquella que la consolidó y después haciendo disminuir la carga hasta cero. El diagrama de la Figura N° 3.10 corresponde a un ciclo de carga y descarga.

En la zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de dicho ciclo de carga. Esta presión, que

representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, se denomina "carga de pre consolidación" (P_c)

El Dr. Arthur Casagrande desarrolló un procedimiento empírico para la determinación de la carga de pre consolidación, el método se ilustra en la Figura. N° 3.11. Obtenida la curva de compresibilidad de una prueba de consolidación, se determina en primer lugar el punto de máxima curvatura (T), en la zona de transición entre el tramo de recompresión II y el tramo virgen I, por el punto "T" se traza una recta horizontal (h) y una tangente a la curva (t), se determina luego la bisectriz; (c) del ángulo formado por las rectas "h" y "t" prolongando el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz, se obtiene el punto de intersección (c), el cual tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (P_c) del suelo.

Coefficiente de Compresibilidad (a_v) y Módulo Edométrico o coeficiente de variación volumétrica (m_v)

El grado de compresibilidad de un suelo se puede expresar por el coeficiente de compresibilidad " a_v ", que está definido como:

$$a_v = - e / p \quad (3.21)$$

Matemáticamente este coeficiente representa en módulo la pendiente de la curva de compresibilidad en escala natural, Figura N° 3.12.

Físicamente el coeficiente de compresibilidad mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión, de tal manera que:

" a_v " alto : El suelo es muy compresible
bajo : El suelo es susceptible a grandes cambios de volumen.

El coeficiente de variación volumétrica (m_v), representa el asentamiento final de una capa de espesor unitario bajo una presión media unitaria, su expresión es como sigue:

$$m_v = \frac{V}{1 + e} = \frac{S}{H_1 P} \quad (\text{cm}^2/\text{Kg})(3.22)$$

Para determinar el coeficiente de consolidación " C_v " se tomó el método del Dr. Taylor, donde para la determinación del 0% y 100% de consolidación primaria se usa el gráfico "Lecturas de Dial (cm.) vs. Raíz Cuadrada del Tiempo (min.)". En este gráfico se traza la tangente inicial del tramo recto de la curva y la recta secante la cual intersecta a la curva en el punto cuya abscisa viene a ser la raíz cuadrada del tiempo al cual se alcanza el 90 % de consolidación, Figura N° 3.13 .

3.3.2.3 Ensayo de Compresión No Confinada

El ensayo consiste en determinar la resistencia a la compresión no confinada de un suelo cohesivo en condiciones inalteradas. El propósito es obtener de manera rápida valores cuantitativos aproximados de la resistencia a la compresión de un suelo que tenga suficiente cohesión, como para permitir su ensayo sin confinamiento. En este método de ensayo se toma la resistencia a la compresión no confinada como la carga máxima alcanzada por unidad de área, o la carga por unidad de área alcanzado al 20 % de deformación axial, la que se obtenga primero durante el ensayo.

La cohesión del suelo se puede determinar al dividir la resistencia axial máxima entre 2.

$$C_u = \frac{q_u}{2} \quad \text{kg./cm}^2 \quad (3.23)$$

3.3.2.4 Ensayo de Corte Directo

El ensayo de corte directo consiste en aplicar al suelo una carga normal, luego un esfuerzo lateral. Se trata de desarrollar una relación de falla por corte en el suelo, cuando dicha falla ocurre a lo largo de un plano de corte.

Si se realizan varios ensayos de corte directo aplicando diferentes cargas normales, tal que para cada esfuerzo normal la fuerza cortante aumente hasta alcanzar un valor máximo; este valor se denomina resistencia cortante.

Con este ensayo se determina la resistencia cortante de los suelos granulares.

Un diagrama típico de resistencia cortante se muestra en la Figura N° 3.14, la pendiente de la línea recta se denomina ϕ que sería el ángulo de fricción interna, la línea recta o envolvente de falla al intersectar al eje vertical determina la cohesión del suelo "C". La resistencia del suelo se determina de la siguiente manera:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (3.24)$$

donde

τ : es la resistencia cortante del suelo

σ : esfuerzo normal

La ecuación 3.24 presenta la relación utilizada para definir la resistencia cortante del suelo, en función del criterio de falla de Mohr-Coulomb. La envolvente de resistencia y los parámetros de "C" y " ϕ " nos permite describir la resistencia del suelo.

3.3.2.5 Ensayo de Compresión Triaxial

El objetivo del ensayo es someter al suelo a esfuerzos y/o deformaciones que simularán aquellos existentes o anticipados en el campo, lográndose aproximar muchas condiciones de campo como la presión lateral por la presión de celda, el drenaje que puede ser controlado, registrándose la presión de poros. Los ensayos de compresión triaxial se realizan en especímenes cilíndricos. La altura del espécimen es usualmente el doble del diámetro.

La presión hidrostática de la celda actúa uniformemente alrededor del espécimen. Si consideramos que todas las superficies verticales son principales, entonces las superficies horizontales son también superficies principales. Si aplicamos un esfuerzo axial vertical, entonces el esfuerzo principal máximo es (σ_1) y el esfuerzo en los planos verticales es (σ_3), entonces el esfuerzo aplicado al espécimen por el pistón es ($\sigma_1 - \sigma_3$) denominándose esfuerzo desviador. En la Figura N° 3.15 se presentan las características principales de una celda triaxial. En el presente proyecto se realizaron 2 tipos de ensayos, siendo los siguientes :

Ensayo no consolidado-no drenado (UU) y

Ensayo consolidado-no drenado (CU).

Ensayo no consolidado-no drenado (UU)

Al someter una muestra consolidada en la naturaleza con una presión σ_z , a esa misma presión en el ensayo con el agua de la cámara, teóricamente la estructura del suelo tomará toda esa presión, puesto que el suelo ya había sido consolidado y el agua de la muestra pasará al mismo tiempo a un estado de presión nula a partir del estado de tensiones adoptado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión ejercida con el agua es mayor que la presión que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en el suelo, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos. En la Figura N° 3.16 se presentan los esfuerzos que obran sobre el suelo en la prueba rápida.

En la primera etapa de la prueba se supone que la presión hidrostática es la que el suelo tenía en la naturaleza z más un cierto valor arbitrario " u_1 ", consecuentemente se desarrolla en el agua del suelo una presión de poros

$$u_1 =$$

En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$), desarrollándose al final de ella una presión de poros adicional en el agua igual a " u_2 ", por estar impedida la salida de ésta del espécimen.

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutra total

$$u = u_1 + u_2 \quad (3.25)$$

Los esfuerzos efectivos serán los totales menos la presión de poros " u ", de tal manera que :

$$\sigma_3 = \sigma_3 - u$$

$$\sigma_3 = \sigma_3 - (u_1 + u_2)$$

$$\sigma_3 = (z + u_1) - (u_1 + u_2)$$

$$\sigma_3 = z - u_2 \quad (3.26)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + P \quad (3.27)$$

$$\sigma_1 = z - u_2 + P \quad (3.28)$$

En la Figura 3.17 (Bishop y Henkel, 1962), se presentan varios círculos obtenidos en pruebas no consolidadas-no drenadas (círculos I, II y III). La envolvente de estos círculos resulta horizontal, tal como debe haber sido previsto de todo lo anterior.

El círculo I corresponde a una prueba ejecutada con presión de cámara igual a z . Para obtener los círculos II y III se utilizaron en la primera etapa presiones incrementadas en u_1 y u_2 respectivamente. Generalmente este tipo de ensayo se considera para evaluar al suelo cuando la carga en el campo sea lo suficientemente rápida para prevenir cualquier drenaje significativo y cambios en el contenido de humedad.

Ensayo Consolidado-no Drenado (CU)

El ensayo consiste en tres etapas, la primera es la saturación por medio de la contrapresión, la segunda es la consolidación bajo una presión de confinamiento igual a la anticipada en el campo, y la tercera es la aplicación de compresión axial sin permitir el drenaje, por consiguiente generándose exeso de presión de poros.

Sólo se puede realizar mediciones precisas y significativas de las presiones de poros en especímenes completamente saturados, por lo tanto el espécimen debe estar completamente saturado antes de aplicar la contrapresión.

El espécimen se consolida bajo la presión de cámara (σ^3), que es el esfuerzo efectivo, después se aplica el esfuerzo desviador axial hasta la falla del suelo con la válvula de drenaje cerrada, esto ocasiona que conforme se aplica el esfuerzo desviador se vaya desarrollando presión en el agua intersticial, entonces los esfuerzos efectivos serán los totales disminuidos por dicha presión tanto vertical como lateral. Si se representa por " u " el valor que ha alcanzado esa presión neutra en el momento de la falla, esquemáticamente las etapas 2da y 3ra de la prueba se desarrollarán como indica la Figura N° 3.18. El círculo de Mohr de falla se traza de dos formas, una con los esfuerzos totales y otra con los esfuerzos efectivos.

Al ejecutarse varias pruebas con distintas presiones de cámara, siempre mayores de aquella que la muestra tenía en su estado natural, se pueden obtener dos envolventes de falla una para círculos de esfuerzos totales y otra para esfuerzos efectivos. En la Figura N° 3.19 se muestran los resultados de una prueba consolidada no drenada (CU), realizada con tres especímenes de un mismo suelo saturado y normalmente consolidado, empleando presiones crecientes en la cámara triaxial. También se presenta el círculo de esfuerzos efectivos correspondientes al círculo I (círculo I'); se debe notar que el círculo de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales tienen el mismo diámetro "P", tanto σ^3 como σ^1 se obtienen restando la misma presión de poros "u" a σ_3 y σ_1 , gráficamente se puede notar que el círculo se traslada hacia la izquierda una distancia "u".

La envolvente de los círculos de falla es una línea recta y en términos de esfuerzos totales está dada por:

$$S = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (3.29)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción y en términos de esfuerzos efectivos, la resistencia del suelo es dado por:

$$S = \sigma' \tan \phi' = (\sigma - u) \tan \phi' \quad (3.30)$$

La primera etapa de saturación se logra mediante la aplicación de contrapresión a través de la línea de drenaje manteniéndose la presión de cámara mayor que la contrapresión. Si la muestra está saturada, toda la contrapresión puede aplicarse de una sola vez sin sobreconsolidar al espécimen. En el caso de una muestra con un grado de saturación bajo, como en arcillas compactadas, la contrapresión debe aplicarse en incrementos pequeños en un período de tiempo. El grado de saturación se determina al medir el valor del parámetro "B", cuando B es igual a 1, entonces el grado de saturación (S_r) es 100%. B se determina aplicando la siguiente relación:

$$B = \frac{u}{\sigma_3} \quad (3.31)$$

Se procede de la siguiente manera :

Se cierra la línea de drenaje, luego se eleva la presión de cámara una determinada cantidad y se mide el cambio en la presión de poros.

En la evaluación del ensayo se tiene los gráficos: esfuerzo desviador-deformación axial, variación de presión de poros - esfuerzo efectivos la relación σ_1/σ_3 con la deformación axial.

Para representar los sucesivos estados de esfuerzos que existen en una muestra de suelo al cargarla, una forma de realizarlo es trazando una serie de círculos de Mohr. La Figura N° 3.20a muestra los estados sucesivos en esfuerzos efectivos: sin embargo, un diagrama con muchos círculos puede ser confuso y si también se presentan resultados de diversas pruebas. Un método más satisfactorio consiste en representar una serie de puntos (p-q) uniéndolos mediante una curva, como se muestra en la Figura N° 3.20b (Lambe y Whitman 1972), esta línea se denomina "trayectoria de esfuerzos". El diagrama p-q también representa un estado de esfuerzos.

Los puntos de la Figura N° 3.20b dan los valores de "p" y "q" correspondientes a los puntos máximos de las curvas "esfuerzo-deformación". La curva trazada a través de estos puntos se denomina línea "kf". La Figura N° 3.21 es un gráfico que proporciona las relaciones existentes entre " α " y " ϕ ", así como entre "a" y "c".

3.4 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION Y DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

La información recopilada consiste en estudios geotécnicos de cimentación realizados en la ciudad de Chiclayo. Estos estudios están referidos a las edificaciones más importantes que existen en la ciudad, como estaciones de telecomunicaciones, redes de agua y desagüe, entidades bancarias, Fuerza Aérea del Perú, etc. Estudios de investigación geotécnicos realizados por Bachilleres de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, tema de tesis de grado patrocinado por el Ing. Félix de la Rosa como son: sector Nb Urrunaga, distrito José L. Ortiz, sector Cb Urb. El Porvenir, Urb. J.L. Ortiz, distrito Chiclayo (cercado), sector Ca P.J. San Antonio, sector Sa p.j. San Francisco, urb. Guardia Civil, Urb Bancarios, sector Sb distrito La Victoria, etc. La ejecución de estos estudios se vienen realizando a través de la investigación de sectores específicos de aproximadamente 40 a 50 Has. y en cada sector se tiene la ejecución en promedio de 60 perforaciones. En conclusión se recopilaron alrededor de 380 exploraciones con más de 1200 ensayos estándar y ensayos de propiedades mecánicas. En los diversos estudios se han ejecutado calicatas y ensayos de penetración estándar. Para complementar la información recopilada, en el presente proyecto se realizaron 15 exploraciones, obteniéndose en promedio 100 muestras que fueron analizadas con ensayos estándar y 18 muestras inalteradas con las que se realizaron ensayos especiales, determinándose sus propiedades mecánicas. Se llevaron a cabo 14 ensayos de penetración con Cono Holandés e instalación de piezómetros. La ubicación de las excavaciones y ensayos de campo realizados se presenta en el plano de ubicación de sondajes. Ver Plano N° P-1.

Procesamiento de los Análisis

La evaluación de los informes se realizó por sectores, las propiedades físicas se analizaron estadísticamente, como se observa en las Tablas N° 3.16 al 3.20. A continuación se presenta la evaluación geotécnica, según como ya se sectorizó.

- SECTOR N

En los sondajes explorados, generalmente se alcanzó una profundidad de 4 a 5 metros, como se puede apreciar en los perfiles estratigráficos 2-2, 3-3, A-A, B-B, C-C.

De los análisis de propiedades físicas (Tabla N° 3.16), como puede verse en los histogramas (Figura N° 3.22), del 100% de las muestras analizadas el 76% se trata de arcillas de alta plasticidad, clasificadas como CH, el 17% de arcillas de mediana plasticidad clasificadas como CL y el 6% de suelos de baja plasticidad o no plásticos como SC, SM. De los análisis granulométricos por tamizado y sedimentación se tiene:

% finos : 86 - 99
% coloides : 64 - 71

Con respecto a los límites de consistencia, se evaluaron los límites líquido, plástico y de contracción. Para los suelos que mayor predominan en el sector (arcilla de alta plasticidad, CH), se tienen los siguientes valores:

LL (%) : 64 - 71
LP (%) : 48 - 34
LC (%) : 13

con respecto a los ensayos de propiedades mecánicas (Tabla N° 3.21), como son: compresión simple, compresión triaxial y corte directo, se tiene que para las arcillas CH con grado de saturación de 94% obtenemos los siguientes resultados:

De los ensayos de compresión simple y compresión triaxial UU:

Cohesión (Kg/cm^2) C_u : 0.30-0.50
Angulo de fricción (ϕ_u) : $4^\circ - 8^\circ$

-De los ensayos compresión triaxial no drenado CU se tiene:

Cohesión (Kg/cm^2) C : 0.10-0.20
Angulo de fricción (ϕ) : $9^\circ - 13^\circ$

- De los ensayos de corte directo para los suelos CL se tiene:

Cohesión (Kg/cm^2) C : 0.13-0.24
Angulo de fricción (ϕ) : $15^\circ - 23^\circ$

- De los ensayos de expansión libre se determinó una expansión de 21.8%.

- Del ensayo de consolidación, se controló la expansión, luego se prosiguió la consolidación, determinándose los siguientes valores:

Carga de control (kg/cm^2)	: 0.60
Carga de pre consolidación (kg/cm^2)	: 1.80
Relación de vacíos ini. (e_0)	: 0.84
Coef. de compresibilidad	: 0.20
Coef. de variac. volumet (kg/cm^2)	: 0.12
Contenido de sales (%)	: 0.31

Con respecto a los ensayos in-situ de penetración, como son el cono holandés (CPT) y el ensayo de penetración estándar (SPT), del ensayo CPT se correlacionó para determinar N (número de golpes por pie). En las Figuras. N° 3.28a, 3.28b, 3.28c y 3.28d se tiene, tanto el ensayo SPT como la correlación, evaluándose los siguientes estratos: de 3.00-3.50 metros de consistencia blanda a media, de 3.50-5.00 metros de consistencia semidura y de 6.00 a 10.00 metros duro a rígido.

- SECTOR C

En los sondeos explorados, generalmente se alcanzó una profundidad de 5 m. obteniéndose suelos finos. Una exploración para ENTTEL-PERU, terminal de microonda (Plaza de Armas), alcanzó hasta 7.50 m.; obteniéndose suelos finos hasta 6.0-7.0 metros, continuando un estrato de grava con arcilla. De los análisis de propiedades físicas (Tabla N° 3.18), como se observa en los histogramas (Figura. N° 3.23), del 100% de las muestras analizadas, el 50% se trata de arcillas de mediana plasticidad, clasificadas como CL, mezcla de arcilla con limo en un 18% y arena limosa de 24%

Para los suelos CL, del análisis granulométrico se obtiene que el porcentaje de finos es de 74% y de los análisis de límites de consistencia se tiene:

LL (%) : 32 - 42
LP (%) : 20 - 28
IP (%) : 8 - 18

De los ensayos de propiedades mecánicas (Tabla N° 3.22), se determinó los siguientes parámetros para los suelos CL:

- Del ensayo de compresión simple se determinó:

Cohesión (Kg/cm^2) C^u : 0.18 - 0.40

- De los ensayos de corte directo se obtuvo:

Cohesión (Kg/cm^2) C' : 0.11 - 0.50

Angulo de fricción (ϕ') : $25^\circ - 29^\circ$

- No se llevaron a cabo ensayos de expansión por no presentar características de expansividad. De los ensayos de consolidación se determinaron los valores de:

Carga de preconsolidación (Kg/cm^2): 0.80 - 1.20

Coefficiente de compresibilidad : 0.20 - 0.30

Con respecto a los ensayos in-situ de penetración cono holandés (CPT) y ensayos de penetración estándar (SPT); en este sector se realizaron ensayos SPT hasta una profundidad de 8.00 m. (Tabla N° 3.28). Del ensayo CPT se hizo la correlación a SPT, evaluándose la estratigrafía de acuerdo a la consistencia, de muy blanda a blanda hasta 3.50 m., media hasta 5.00 m., semidura hasta 6.50 m. y dura a rígida a 7.00 - 7.50 m. (Figura. N° 3.29).

- SECTOR Sa

En este sector los sondajes explorados alcanzaron una profundidad de 7.50 metros, obteniéndose estratos de suelos finos. De los análisis de propiedades físicas (Tabla N° 3.19), como se observa en los histogramas (Figura N° 3.24), del 100% de las muestras analizadas, el 97% se trata de arcillas de alta plasticidad, clasificadas como CH, y el 3% de arcilla de mediana plasticidad. Para los suelos CH, del análisis granulométrico por tamizado se tiene:

Finos (%) : 80 - 95

- De los análisis de límites de consistencia se tiene:

LL (%) : 40 - 70

IP (%) : 28 - 40

LC (%) : 10 - 12

Con respecto a los ensayos de propiedades mecánicas (Tabla N° 3.23), para las arcillas CH, del ensayo de compresión no confinada se determinó una cohesión de $0.80 - 1.60 \text{ Kg/cm}^2$. De los ensayos de corte directo y compresión triaxial no drenado se determinó lo siguiente:

Corte directo $C (\text{Kg/cm}^2)$: 0.30 - 0.75
 (ϕ) : 7°

Compresión triaxial $C (\text{kg/cm}^2)$: 0.30-0.40
 ϕ : $7^\circ - 7.5^\circ$

- De los ensayos de expansión libre, para las arcillas CH se determinó lo siguiente (Fig. N° 3.26):

Muestras secas, expansión (%) : 30

Muestras con humedad natural,exp.(%) : 20 - 25

- En los ensayos de consolidación se controló la expansión y luego se aplicó las cargas de consolidación, determinándose los siguientes valores:

Carga de control (Kg/cm^2) : 0.30

Carga de pre consolidación (Kg/cm^2) : 1.40-1.80

Relación de vacíos (e_o) : 0.60-0.80

Coef. de compresibilidad (C_c) : 0.15-0.24

- Los ensayos de in-situ de penetración cono holandés (CPT) se correlacionaron para determinar el valor de N (N° de golpes / pie), evaluándose la estratigrafía de acuerdo a la consistencia como muy blanda, blanda y media hasta 4.00 - 5.00 m., de 5.00 a 5.50 m. semidura y de 5.50 a 6.20 dura a rígida (Figuras. N° 3.30a, 3.30b).

- SECTOR Sb

En este sector los sondeos alcanzaron una profundidad de 4.0 a 5.0 m., obteniéndose suelos finos como se puede ver en los perfiles estratigráficos B-B y 6-6.

De los análisis de propiedades físicas (Tabla N° 3.19), como se observa en los histogramas de la Figura N° 3.24, del 100% de las muestras analizadas el 65% se trata de arcillas de mediana plasticidad, el 18% de mezclas de arcilla con limo, el 11% de arena limosa y el 5% de arcilla de alta plasticidad.

Para los suelos CL, del análisis granulométrico se tiene que el porcentaje de finos es de 76%, con 28% de coloides. Los límites de consistencia determinados son:

LL (%) : 30 - 42

IP (%) : 14 - 18

LC (%) : 10 - 22

Los ensayos de propiedades mecánicas para los suelos CL se muestran en la Tabla N° 3.24, de donde tenemos que:

- De los ensayos de compresión no confinada se determinó lo siguiente:

Cohesión (Kg/cm^2) C_u : 0.70 - 0.80

- De los ensayos de compresión triaxial y corte directo se determinó:

Corte directo C (kg/cm^2) : 0.15 - 0.36
 ϕ : 17° - 28°

Compresión triaxial
no drenado C (kg/cm^2) : 1.0
 ϕ : 31°

drenado C (kg/cm^2) : 0.32
 ϕ : 12°

- Para las arcillas CH se determinó una expansión de 38%. En los ensayos de consolidación se evitó la expansión y después se aplicó las cargas, determinándose lo siguiente:

Carga de control (Kg/cm^2) : 0.30
Carga de pre consolidación (Kg/cm^2) : 1.40- 1.80
Relación de vacíos (e_0) : 0.60-0.80
Coef. de compresibilidad (C_c) : 0.15-0.24

- Con respecto a los ensayos in-situ de CPT, éstos se correlacionaron con el SPT y se evaluó la estratigrafía de acuerdo a la consistencia, de media a semidura hasta la profundidad de 10.50 m. y de dura a rígida hasta los 11.50 m. (Figura N° 3.31).

- SECTOR E

En este sector los sondeos explorados alcanzaron una profundidad de 5.00 metros, obteniéndose una estratigrafía de suelos finos, como se ve en el perfil estratigráfico 4-4. De los análisis de propiedades físicas se tiene la siguiente estratigrafía: de 0.00 a 2.00 - 2.50 metros constituido por suelos de alta plasticidad, clasificados como CH, continúa un estrato de mediana plasticidad hasta los 4.70 metros, luego sigue un estrato de arcilla de alta plasticidad, CH.

Para los suelos CH, del análisis granulométrico se tiene:

Finos (%) : 90 - 95

Coloides (2 μ) (%) : 60

- De los límites de consistencia se tiene:

LL (%) : 75

IP (%) : 45

- De los ensayos de propiedades mecánicas, como compresión triaxial, compresión no confinada y corte directo (Tabla N° 3.25), se determinó lo siguiente:

Compresión no confinada q_u (kg/cm²) 2.0 - 2.50
compresión triaxial no drenado

C (kg/cm²) 0.30 - 1.00

ϕ 10° - 17°

Se evaluó el grado de expansión de los suelos con humedad natural, determinándose una expansión libre de 9.5%.

- De los ensayos de consolidación se evitó la expansión, determinándose una carga de control de expansión y luego se aplicó las cargas de consolidación, determinándose los siguientes valores:

Carga de control (Kg/cm²) : 0.60

Carga de preconsolidación (Kg/cm²): 1.60

Relación de vacíos (e^0) : 0.72

Coef. de compresibilidad (C_c) : 0.25

- De los ensayos in-situ de penetración con Cono Holandés (CPT) se correlacionó para determinar los valores de N (SPT), evaluándose la estratigrafía de acuerdo a la consistencia (Figura N° 3.32).

El nivel freático se ubicó a 4.0 metros, por lo que la consistencia determinada es dura a semidura hasta los 6.50 m. y rígida de 6.50 a 7.50 m.

- SECTOR O

En este sector los sondeos explorados llegaron a profundidades de 3.50 a 5.00 m., y una exploración para el proyecto Silos Molino (Panamericana Norte Km. 773) alcanzó hasta 15.60 m., como se puede ver en los perfiles 2-2, 3-3 y 4-4.

De los análisis de propiedades físicas (Tabla N° 3.20), como puede verse en los histogramas (Figura N° 3.25), se determinó que el 68% se trata de suelos de arcilla limosa y arcilla arenosa, clasificado como CL y SC, el 26% de arcilla de alta plasticidad clasificado como CH y el 6% de gravas empacadas con arcilla. Se puede decir que la estratigrafía por las urbanizaciones Magisterial, Los Próceres y Miraflores, está constituida por un relleno de 0.50 a 1.00 metro, continúa una arcilla de alta plasticidad (CH) hasta 1.50 metros, luego continúa un estrato de arcilla de baja plasticidad, arcilla arenosa y limosa hasta los 3.00 - 3.50 metros y luego aparece un estrato el cual contiene gravas de 4" en 60%.

Por la urbanización 3 de Octubre y la zona industrial, así como en los Silos Molino y almacén ENCI, los estratos están constituidos hasta los 2.00 a 3.00 m. por arena arcillosa, mezclada con gravilla, localizándose a continuación la parte superior del manto rocoso alterado. Por la zona de los Silos Molino se tiene un estrato superficial de 0.30 a 0.70 m. de grava arcillosa, continuando hasta los 8.00 m. un estrato de arena limosa, arcilla limosa, limo inorgánico, etc., de 8.00 a 9.30 metros se presenta un estrato de grava limosa y continuando hasta los 15.50 metros una arena arcillosa y arena limosa.

Para las arcillas de alta plasticidad (CH), del análisis granulométrico se tiene:

Finos (%) : 65 - 95

- Los límites de consistencia determinados son:

LL (%) : 53.5 - 64.5

IP (%) : 28.5 - 43.5

LC (%) : 13 - 17.5

- De los ensayos de propiedades mecánicas, como el de compresión no confinada, compresión triaxial, corte directo (Tabla Nº 3.26), se determinó lo siguiente:

compresión no confinada C_u (kg/cm²) : 0.30-0.80

compresión triaxial no drenado C (kg/cm²) : 0.10-0.80

ϕ : 11° - 20°

Para los suelos con mayor plasticidad se evaluó la expansión libre, determinándose para muestras con humedad natural una expansión de 10% a 20% y para muestras secas de 35% a 40%. Figura Nº 3.27. Las muestras secas consistieron en muestras inalteradas que se secaron previamente para ser ensayadas.

- De los ensayos de consolidación se determinó la carga de control de expansión y prosiguiendo la consolidación se determinó los siguientes valores:

Carga de control (Kg/cm²) : 0.20

Carga de preconsolidación (Kg/cm²) : 0.60 - 1.40

Relación de vacíos (e_o) : 0.48- 0.75

Coef. de compresibilidad (C_c) : 0.10- 0.24

- En este sector se llevaron a cabo ensayos CPT y SPT. Se correlacionó los CTP con los SPT para determinar los valores de N , tal como se muestra en la Figura Nº 3.33 y la Tabla Nº 3.29 se evaluó la estratigrafía de acuerdo a la consistencia, de la siguiente manera: Por las urbanizaciones Los Parques, Magisterial y Los Precursores la consistencia de los estratos hasta 2.50 -3.00 metros es media a semidura y a 3.00 metros de dura a rígida. Por las instalaciones de los silos molinos se determinó que la estratigrafía desde los 3.50 hasta los 15.50 metros es de consistencia rígida.

3.5 TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

Generalmente las teorías desarrolladas, tienen su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos. Se puede reducir el problema de capacidad portante en dos casos, como son en capacidad de carga de los suelos puramente cohesivos ($C = 0$, $\phi = 0$) y la de los suelos puramente friccionantes ($C = 0$, $\phi = 0$), pero algunas teorías que se presentan hoy es para el caso de suelos con cohesión y fricción.

ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS PURAMENTE COHESIVOS

La teoría de elasticidad nos da la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, cuando sobre el actúa una carga uniformemente distribuida sobre una banda de ancho $2b$ y una longitud infinita (∞).

Se demuestra que para la condición de carga mostrada, los máximos esfuerzos cortantes inducidos vale q/π y ocurre en los puntos del lugar geométrico en el semicírculo de diámetro $2b$. Esta solución que se da es por la teoría de elasticidad en donde se puede garantizar que en ese estado de esfuerzos satisface las condiciones de equilibrio por lo que la solución será un estado de esfuerzos estáticamente admisible.

Terzaghi con base en los ensayos de Prandtl presentado para suelos puramente cohesivos, estudió para un medio "cohesivo" y "friccionante". Propuso el mecanismo de falla (figura N° 3.34), para un cimiento poco profundo de longitud infinita normal al plano, donde concluyó con la fórmula

$$q_c = C N_c + D f N_q + (1/2) B N \quad (3.32)$$

donde

q_c es la capacidad de carga última

N_c , N_q y N son los factores de capacidad de carga debido a la cohesión, sobrepresión y al peso del suelo, respectivamente.

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a la falla local. De un modo razonable aproximado, para fines prácticos Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo introduciendo nuevos valores de " C " y " ϕ ", para efecto de cálculos determinó lo siguiente :

$$C' = (2/3)C, \quad \text{tg} \phi' = (2/3)\text{tg} \phi$$

En definitiva la capacidad de carga ultima respecto a la falla local queda dado por la expresión

$$q_c = (2/3)C N'_c + D f N'_q + (1/2) B N' \quad (3.33)$$

Para cimientos cuadrados o circular Terzaghi propuso, dando modificaciones de la expresión fundamental basado en resultados experimentales como son :

Zapata cuadrada

$$q_c = 1.3 C N_c + D f N + 0.4 B N \quad (3.34)$$

Zapata circular

$$q_c = 1.3 C N_c + D f N_q + 0.6 R N \quad (3.35)$$

ALGUNAS IDEAS DE VESIC EN TORNO A LA CAPACIDAD PORTANTE

A. S. Vesic ha sugerido algunos hechos en torno al problema de la capacidad de carga de los suelos tanto en lo referente a los mecanismos de falla como su cuantificación. Se trata de una cimentación superficial sobre suelo homogéneo sujeto a una carga vertical centrado.

Los modos de falla que considera son :

- Falla por corte general
- Falla por corte local
- Falla por punzonamiento

Falla por corte general .- Cuando se efectúa una prueba con carga controlada, ocurre una falla súbita y catastrófica con una inclinación substancial del cimiento. Cuando la prueba se hace con desplazamiento controlado, se observa que se define una carga máxima correspondiente a un desplazamiento pequeño, y que disminuye cuando los desplazamientos siguen aumentando. Para ambos modos de prueba se observa una expansión del suelo a los lados del cimiento aunque el colapso final ocurre de un solo lado (figura N° 3.36a)

Falla por punzonamiento .- Esta falla se caracteriza por un patrón que no es fácilmente observable, al aumentar la carga. El movimiento vertical de la cimentación se debe a una compresión volumétrica del suelo bajo ella y cuando la penetración aumenta ocurre una ruptura vertical por corte al rededor del cimiento al seguir aumentando la carga, se sigue manteniendo el equilibrio del cimiento tanto

vertical como horizontalmente produciéndose pequeños asentamientos bruscos del cimientó. figura N° 3.36c

Falla por corte local .- Es un caso intermedio entre la falla general y por punzonamiento. Esta falla se caracteriza por un mecanismo que solo se define con claridad bajo la cimentación que consiste en una cuña y superficie de deslizamiento que empieza en los bordes de la zapata perdiéndose en un punto más próximo del cimientó. En este tipo de falla existe una expansión a los lados del cimientó, también se presenta un asentamiento del cimientó. Solo en el caso de un desplazamiento vertical considerable del cimientó, del orden de la mitad de su ancho por lo menos puede llegar a ocurrir que las superficies del deslizamiento llegan a aflorar a la superficie del suelo, pero aún en este caso no se produce colapso ni inclinación del cimientó y al seguir aumentando la carga, aquél se empotra tomando resistencia de estratos más profundos del suelo.

En un caso real , el tipo de falla que debe esperarse dependen de varios factores , Vesic afirma que en términos generales, el tipo de falla depende de la compresibilidad del suelo, de las condiciones geométricas y de carga que atribuye a la compresibilidad la responsabilidad principal, tanto en arenas como en arcillas saturadas normalmente consolidadas. también afirma que cuando el suelo es incompresible bajo el cimientó se desarrollará una falla general y cuando es compresible una falla por punzonamiento.

A pesar de ser bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existen criterios numéricos generales que permitan predecir el tipo de rotura que se presentará . El único parámetro racional propuesto hasta ahora para la evaluación de la compresibilidad relativa de masas de suelo sujetas a cargas, es el índice de rigidez (Ir) que se define así

$$I_r = G / (C + q \cdot \tan \phi) \quad (3.36)$$

donde G es módulo de deformación tangencial, C y ϕ son los parámetros de resistencia del suelo.

Este índice que es la solución del problema de la expansión de cavidades dentro de un sólido infinito, se asocia con el supuesto comportamiento elasto plástico perfecto del suelo.

CALCULO DE LA CARGA LIMITE DE FALLA

El cálculo de la carga límite de una cimentación superficial constituye un problema de equilibrio elástico - plástico. La dificultad de hallar soluciones aceptables consiste en seleccionar el modelo matemático que represente el comportamiento del suelo. (esfuerzo-deformación-tiempo). Las posibilidades de la predicción teórica de la carga límite.

Por lo general el problema se formula como sigue (figura N° 3.37a) se considera una cimentación regular de ancho B y largo L apoyada en una masa de suelo a una profundidad D. La masa de suelo es de extensión semi-infinita y homogénea tiene un peso volumétrico y propiedades de resistencia al esfuerzo cortante definidas por una envolvente de Mohr con características de resistencia C y ϕ y una curva esfuerzo - deformación (figura N° 3.37b). Se trata de determinar la carga máxima $q = Q/BI$, que la cimentación puede soportar.

Para resolver el problema se admiten las siguientes simplificaciones :

- a) Se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de bc, del suelo que actúa como sobrecarga (figura N° 3.37a)
- b) No se toma en cuenta la fricción entre la sobrecarga y la cimentación a lo largo de ad ni también entre la sobrecarga y el suelo de apoyo a lo largo de ab (figura N° 3.37a).
- c) Se supone que el largo L es grande comparado con el ancho B de la cimentación por lo tanto, el suelo superficial queda reemplazado por una sobrecarga de distribución uniforme $q = \gamma \cdot D$ y suponiendo condiciones de deformación plana. La suposición de la cimentación como una franja infinita de ancho

B, se justifica estrictamente para $L/B > 5$ y para $L/B < 5$, y formas no rectangulares se considera posteriormente.

El problema formulado según la figura N° 3.37c se resolvió empleando los métodos de la teoría de plasticidad. La solución básica indica que el patrón de falla debe consistir en tres zonas como son I, II y III. La I es la zona de Rankine activa, que empuja una zona de Prandtl radial II en sentido lateral y una zona de Rankine pasiva III hacia arriba, el límite inferior ACDE de la masa de suelo desplazada se compone de dos líneas rectas, AC y DE con inclinación de $45^\circ + \phi/2$ y $45^\circ - \phi/2$, con respecto a la horizontal respectivamente. La forma de la curva CD que las liga, depende del ángulo ϕ y la relación B/q . Para $B/q \rightarrow 0$ "suelo sin peso" la curva es una espiral logarítmica que es un círculo cuando $B = 0$. En el caso general ($B \neq 0$), la curva queda entre una espiral y un círculo siempre que $\phi \neq 0$. Para un suelo sin fricción ($\phi = 0$) la curva siempre tiene forma de círculo. Todas estas conclusiones fueron confirmadas experimentalmente por Beer y Vesic y otros aunque el ángulo resultó un poco mayor de $45^\circ + \phi/2$, al menos para cimentaciones rectangulares largas sobre arena para casos especiales como un suelo sin peso ($\phi = 0$) Prandtl y Reissner demostraron que

$$q_0 = C N_c + q N_q \quad (3.37)$$

donde N_c y N_q son factores de capacidad de carga adimensionales definidos por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(\pi/4 + \phi/2) \quad (3.38)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.39)$$

Los valores numéricos de estos factores se muestran en la tabla N° 3.30. Para un suelo no cohesivo sin sobrecarga ($C = 0$, $q = 0$) puede demostrarse que:

$$q_0 = \frac{1}{2} B N \quad (3.40)$$

Donde N es un factor de capacidad de carga, también adimensional que solo puede evaluarse numéricamente y varía considerablemente con el ángulo. Se determina por medio de la expresión analítica

$$N = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.41)$$

Para todos los casos intermedios, donde $C = 0$, $q = 0$, $B \neq 0$, se combinan las ecuaciones 3.37 y 3.40 se tiene:

$$q = C N_c + q N_q + \frac{1}{2} B N \quad (3.42)$$

Que se conoce como la ecuación de Terzaghi. Esta superposición no es estrictamente correcta, sin embargo lleva a errores que dejan un margen de seguridad que no pasa de 17% a 20% para $30^\circ < \phi < 40^\circ$ y que es igual a 0 para $\phi = 0$

Efectos de la forma de cimentación

En base a pruebas de cargas comparativas en zapatas de distinta formas, incluyendo rectángulos largo, se han hecho de uso general las siguientes modificaciones a la ecuación N° 3.42

$$q = C N_c + q N_q + \frac{1}{2} B N \quad (3.43)$$

, y son parámetros adimensionales llamados factores de forma que dependen también del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante ϕ del suelo y de otros parámetros. En la tabla N° 3.31 se presentan los factores de forma para cimentaciones superficiales.

3.6 CONCLUSIONES

Según la evaluación geotécnica se puede concluir lo siguiente:

- Del sector N se puede decir que está conformado por estratos de suelo de alta plasticidad y naturaleza expansiva. Requiere una carga de 0.60 Kg/cm^2 para controlar la expansión. Los estratos conformados por suelos finos hasta 10.50 m. de profundidad, son de consistencia baja, media y dura o rígida.
- El sector C está conformado por estratos de arcilla de mediana plasticidad; estratos de consistencia blanda, media y dura hasta 8.00 metros; estos suelos no presentan propiedades de expansividad.
- El sector Sa está conformado por arcilla de alta plasticidad, muy expansivas, del orden de 30-35% y una carga de control de 0.30 Kg/cm^2 , constituidos por estratos de consistencia blanda hasta 4.00 metros y semidura rígida de 4.00-5.00 metros
- El sector E tiene una estratigrafía constituido por suelo de alta plasticidad, clasificada como CH, expansiva, que requiere una carga de 0.60 Kg/cm^2 para evitar la expansión. Presenta estratos de consistencia media a semidura hasta 2.50 metros y dura a rígida hasta 8.00 metros.
- El sector O está constituido por estratos de suelo fino de plasticidad media, de expansión media, que requiere una carga de control de expansión de 0.20 Kg/cm^2 , estratos de consistencia semiduro hasta 2.70 metros y rígido hasta 15.00 metros.
- Como se puede concluir, la ciudad de Chiclayo está apoyada sobre suelos finos, existiendo zonas donde se presentan arcillas de alta plasticidad por lo que fue muy importante estudiar las arcillas expansivas y sus propiedades.

Tabla N° 3.1 Schmertmann, Estimación del Coeficiente de Compresibilidad

S_u/P'	Aproximación del % de Consolidación.	$C_c/(1+e_1)$
0-0.1	< 1	> 0.4
0.1-0.25	1	0.4
0.26-0.50	1-1.5 (asumir 1)	0.3
0.51-1.00	3	0.15
1-4	6	0.10
> 4	> 6	0.05

Tabla N° 3.2 Valores de α sugeridos por Sanglerat para estimar asentamientos

Tipo de Suelo	q_c	$W(\%)$	α_0
Aluvial reciente (CL)	< 7		0.15-0.4
	7-20		0.40-0.8
	> 20		0.80-1.7
aluvial reciente (CH)	< 20		0.50-1.0
	> 30		0.80-1.5
suelo orgánico (OH)		0 90-130 > 300	1.5-3 > 3

Tabla N° 3.3 Valores de (α) coeficiente de BUISMAN de acuerdo con la experiencia del profesor Fernando Barata

Tipo de Suelo	α
Limo arenoso poco arcilloso	1.15
arena limosa	1.20
limo arcilloso	2.40
arcilla poco arenosa	2.25
limo poco arcilloso	3.00
suelo residual arcilloso	3.40
arcilla poco arenosa	3.60
suelo residual arcilloso	4.40
arcilla arena limosa	5.20
arcilla arena limosa porosa	5.20-9.20

Tabla N° 3.4 Valores de "a" presentado por Sanglerat para estimar el módulo de elasticidad E.

Tipo de suelo	qc (Kg/cm2)	a
Arcilla de baja plasticidad	< 7	3-8
	7-20	2-5
	> 20	1-2.5
limo de baja plasticidad	< 20	3-6
	> 20	1-3
	< 20	2-6
arcilla limosa de alta plasticidad	< 20	2-6
limo orgánico	< 12	2-8
arcilla marina o turba	< 7	
	50 < w < 100	1.5-4
	100 < w < 200	1-1.5
arena	> 100	1.5
* w: Humedad del suelo en %		

Tabla N° 3.5 Valores de E en función de qc presentado por diferentes autores

Autor	Año	E = f(qc)	Tipo de suelo
Meyerhoff	1965	1.9 qc	no cohesivo
Debeer	1965	1.5 qc	
Vesic	1967	2.5 qc	
Schmertmann	1970	2.0 qc	
Muhs/Weiss	1971	265+2.8qc	
Franke	1973	100+ 5 qc	
Tassios/Agnosto			
Poulos	1974	1.5 qc	
Trofimenkov	1974	130+3.4qc	
Stefanoff/Beikoff	1974	8+1.6qc	
Buisman	1944	1.5 qc	cohesivo
Bachelier/Parez	1965	5.7 qc	
Sanglerat	1972	3.0 qc	

Tabla N° 3.6 Valores de ϕ en función de Vb presentado por Koopejen

Vb	13	25	50	100	150	200	300
ϕ	15	19	25	30	32	33	36

Tabla N° 3.7 Valores de ϕ en función de qc presentado por DE Beer

Vb	7.52	7.99	8.51	10.42	12.08	15.35	18.24	24.12	29.45
ϕ	0	1	2	5	7	10	12	15	17
Vb	40.64	51.14	65.18	73.95	84.19	110.31	146.73		
ϕ	20	22	24	25	26	28	30		

Tabla N° 3.8 Schulze.- Valores de ángulo de fricción en arcillas drenado

Tipo de suelo	Angulo de Fricción ϕ
arcilla	25°
arcilla dura	20°
arcilla blanda	17.5°
marga arenosa rígida	30°
arcilla arenosa, dureza media	27.5°
arcilla arenosa blanda	27.5°
limo	25.5°
fango blando poco arcilloso	20.5°
fango blando muy arcilloso, orgánico	15°
turba	15°
turba con preconsolidación moderada	15°

Tabla 3.9 Valores de F R, recopilación de Gómez Rogerio (1984)

Tipo de suelo	FR (%)
Arenas, arena con piedra	FR < 1.7
Limo arenoso, arena limosa	1.7 < FR < 3.3
Limo y arcilla	3.3 < FR < 6.6
Turba y arcilla orgánica	FR > 6.6

Tabla 3.10 Características mecánicas del terreno en estado natural

Resistencia por punta (q_c) (Kg/cm ²)	Compacidad de Terreno
< 20	Fofo
20 - 40	Poco compacto
40 - 120	Medianamente compacto
120 - 200	Compacto
> 200	Muy compacto

de acuerdo a estudios geotécnicos del Ministerio de Vivienda. (España)

Tabla 3.11 Schmertmann: valores de K. relación q_c Y N

Tipo de Suelo	Punta Fugro	Punta Mecánica
Arena con grava	8	6
Arena	5	4
Limo arenoso	4	3
Mezcla arcilla-limo-arena	2	2
Arcilla insensible	1	1.5

Tabla 3.12 Ings. Aoki y Velloso; Valores de q_c/N y F.R.

Tipo de Suelo	q_c/N	F R (%)
Arcilla	2.0	6.0
Arcilla limosa	2.2	4.0
Arcilla limo-arenosa	3.3	3.0
Arcilla arena-limosa	3.0	2.8
Arcilla arenosa	3.5	8.4
Limo arcilloso	2.3	3.4
Limo arcillo-arenoso	2.5	3.0
Limo	4.0	3.0
Limo areno arcilloso	4.5	2.8
Limo arenoso	5.5	2.2
Arena arcillosa	6.0	3.0
Arena arcilla-limosa	5.0	2.8
Arena limo-arcillosa	7.0	2.4
Arena limosa	8.0	2.0
Arena	10.0	1.4

Tabla 3.13 Terzaghi y Peck, (1948)-Prueba de Penetración Estándar

Compacidad relativa de la arena		Resistencia de la arcilla		
Resistencia a la penetración N (golpe/pie)	Compacidad relativa	Resistencia a la penetración N (golpe/pie)	Resistencia compresión simple (Kg/cm ²)	Consistencia
0 - 4	Muy suelta	< 2	< 0.25	Muy blanda
4 - 10	Suelta	2 - 4	0.25 - 0.50	Blanda
10 - 30	Media	4 - 8	0.50 - 1.00	Media
30 - 50	Compacta	8 - 15	1.00 - 2.00	Semidura
> 50	Muy compacta	15 - 30	2.00 - 4.00	Dura
		> 30	> 4.00	Rígida

TABLA N° 3.14 VENTAJAS Y LIMITACIONES DE LOS DIVERSOS TIPOS DE PIEZOMETROS

TIPOS	VENTAJAS	LIMITACIONES
Posos de observación	Sencillo, económico, fácil de leer, puede fabricarse in-situ.	No es de respuesta rápida, no registra presiones negativas, problemas de congelamiento, no es aplicable en zonas de agua artesiana.
Piezómetro tipo casa Grande	Sencillo, económico, deseable ya que generalmente no usa partes metálicas fácil de leer.	Respuesta lenta, no registra presiones negativas, problemas de congelamiento, puede dañarse por el equipo de construcción. No puede ser usado si el nivel piezométrico está sobre el extremo superior del piezómetro. El agua turbia puede ocasionar bloques.
Piezómetro Hidráulico Cerrado	Sencillo, es posible obtener registros automáticos, menor tiempo de respuesta y menos propenso que el piezómetro Casagrande a daños; relativamente barato, puede ser usado en ensayos de fractura hidráulica y de permeabilidad.	Problemas de congelamiento, los anticongelantes pueden crear presión osmótica; requiere periódicas desaireaciones, el nivel piezométrico no debe estar muy por encima del extremo superior de la tubería.
Piezómetro Neumático	Estable durante largos periodos; fácil de leer, corto tiempo de respuesta, mínima interferencia en la construcción. Son independientes los niveles de los tubos, el aparato no requiere de líneas de desaireación, fácil de instalar.	Más caro que los tipos anteriores, debe usarse gas seco, no está probada su durabilidad más allá de los 10 años.
Piezómetro Hidráulico de Diafragma	Innecesaria una consola de medición muy elaborada, estable durante largos periodos, fácil de instalar.	Requiere de un sistema de control periódico de desaireación, las pérdidas de presión en las tuberías pueden afectar las lecturas. Para bajas presiones, la consola de medición debe estar al mismo nivel o por debajo de la punta piezométrica.
Piezómetro de Cuerda Vibrante	Fácil de leer, puede registrar presiones negativas, corto tiempo de respuesta; mínima interferencia en la construcción, los niveles de los cables y la unidad de lectura son independientes del nivel de la punta, puede registrar automáticamente, no hay problemas de congelamiento.	Requiere correcciones por temperatura, alto costo del equipo, pueden surgir errores debido a la dispersión del cero, no son recomendables para lecturas dinámicas.
Piezómetro Eléctrico de Resistencia	Pueden hacerse también mediciones de temperatura, rápida respuesta a los cambios de presión, alta sensibilidad recomendable para lecturas automáticas. El nivel de la unidad de registro es indispensable del nivel de la punta piezométrica.	Bastante costoso, la señal de transmisión se puede ver afectada en distancias largas; requiere correcciones por temperatura y debe ser mantenido constantemente desaireado.
Piezómetro Eléctrico de Transductor	Rápida respuesta a los cambios de presión, alta sensibilidad, recomendable para lecturas automáticas, muy pequeña dispersión del cero, puede efectuar lecturas dinámicas; mide presiones negativas, no hay problemas de congelamiento, los niveles de la unidad de registro y de la punta piezométrica son independientes. Algunos modelos dan indicaciones de la estratigrafía y la consolidación.	Bastante costoso, la señal de transmisión se puede ver afectada en distancias largas; requiere correcciones por temperatura y debe ser mantenido constantemente desaireado.

Tabla N° 3.15 Características de los Piezómetros
ensayados según Alva - Canchan, 1985

sonda	A Plástico Poroso	B Piedra Porosa	C Plástico Ranurado
øext	1 1/2"	1 1/2"	2"
altura	6"	6"	24"
características	material plástico poroso	tubo plástico perforado con una piedra porosa que lo rodea	tubo plástico PVC ranurado (ranuras de 0.2 mm y 4 cm de largo-3 ranuras/diam, 17 diámetro ranuras/ 10 cms.)
tamaño de poros	60 micrones	60 micrones	
Permeable K(cm/seg)	5.09×10^{-3}	4.57×10^{-3}	3.96×10^{-2}

TABLA N° 3.16 VALORES MEDIOS Y DESVIACIONES ESTANDAR DE PROPIEDADES FISICAS
SECTOR N (URRUNAGA)

PROPIEDAD	TIPO DE SUELO	CH	CL	ML	SC	SM	SP	GC
HUMEDAD NATURAL	RANGO	19.30-39.60	18.54-34.79	20.05-36.58	11.60-25.00	22.24-30.79	10.96-14.00	24.60-25.84
	X	30.47	25.72	31.24	19.36	26.00	12.48	25.48
	σ	3.92	4.76	4.23	5.18	2.92	1.52	0.56
LIMITE LIQUIDO	RANGO	50.20-90.80	28.70-49.90	28.00-48.91	26.58-53.30	21.90-38.00	NP	46.00-46.31
	X	69.74	40.53	39.22	40.74	29.77	--	46.00
	σ	9.77	5.21	6.61	9.87	6.81	--	0.20
LIMITE PLASTICO	RANGO	16.34-36.73	15.40-27.74	23.52-29.78	16.30-28.10	21.29-27.35	NP	15.80-16.89
	X	26.59	20.77	27.20	19.39	24.04	--	16.58
	σ	4.19	3.12	2.21	3.37	2.76	--	0.49
INDICE PLASTICO	RANGO	24.47-62.96	10.96-31.08	4.18-20.97	8.47-33.59	1.41-10.65	NP	28.91-30.50
	X	43.06	19.76	12.06	21.35	5.72	--	29.42
	σ	8.14	5.78	4.87	8.65	4.06	--	0.69
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS	RANGO	2.63- 2.82	2.63- 2.78	2.63- 2.76	2.62- 2.75	2.65- 2.73	2.65- 2.74	2.50- 2.53
	X	2.72	2.70	2.68	2.66	2.70	2.69	2.51
	σ	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	0.36	0.13
CONTENIDO DE FINOS % QUE PASA LA MALLA 200	RANGO	55.99-98.95	46.58-97.83	51.53-97.36	24.87-49.67	14.02-45.66	9.17- 9.90	24.13-25.50
	X	93.68	75.90	85.63	38.40	37.24	9.53	24.52
	σ	6.05	13.39	10.89	9.48	12.23	0.36	0.62
CONTENIDO DE SALES	RANGO	0.02- 1.00	0.00- 0.43	0.10- 0.45	0.05- 0.18	---	---	---
	X	0.31	0.16	0.27	0.12	---	---	---
	σ	0.18	0.15	0.13	0.06	---	---	---
LIMITE DE CONTRACCION	RANGO	4.92-34.20	12.30-28.00					
	X	13.10	18.10					
COLOIDES < 0.002 mm	(%)	66	---	---	---	---	---	---

TABLA N° 3.17 VALORES MEDIOS Y DESVIACIONES ESTANDAR DE PROPIEDADES FISICAS
 SECTOR N (JOSE L. ORTIZ)

PROPIEDAD	TIPO DE SUELO		CL	CH	ML	SM	SM-SC	ML-CL	SC
	RANGO								
HUMEDAD NATURAL			11.80-40.30	10.80-34.30	21.60-37.20	14.40-32.90	19.30-41.10	20.60-29.10	25.90-32.10
	X		26.87	25.25	28.68	27.71	29.59	26.37	29.00
	σ		4.95	4.84	3.96	4.99	5.86	3.37	3.10
LIMITE LIQUIDO			28.50-49.00	50.40-76.40	33.20-37.30	20.20-26.50	24.20-27.00	23.00-27.70	29.50-37.40
	X		38.11	61.01	35.46	23.40	25.76	25.07	33.45
	σ		4.47	6.28	1.15	2.15	1.08	2.02	3.95
LIMITE PLASTICO			18.30-28.90	19.40-36.70	24.00-31.50	24.10	19.00-22.90	17.00-21.10	20.90-26.40
	X		23.46	25.37	27.30	24.10	20.87	18.78	23.65
	σ		2.50	2.86	2.52		1.56	1.81	2.75
INDICE PLASTICO			7.10-25.60	22.60-52.10	3.20-10.80	2.30- 2.40	4.00- 6.40	5.96- 6.60	9.60-11.00
	X		14.73	35.60	8.16	2.35	4.88	6.29	10.30
	σ		4.25	4.98	3.25	0.05	0.76	0.24	0.70
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS			2.50- 2.70	2.40- 2.70	2.50- 2.70	2.50- 2.70	2.50- 2.70	2.60- 2.63	2.56- 2.70
	X		2.60	2.61	2.61	2.62	2.65	2.62	2.63
	σ		0.06	0.07	0.08	0.05	0.07	0.02	0.07
CONTENIDO DE FINOS % QUE PASA LA MALLA 200			55.00-99.00	72.00-98.00	72.00-94.00	16.00-48.00	35.00-45.00	52.00-69.00	41.00-49.00
	X		80.61	88.74	86.76	33.92	37.25	59.50	45.00
	σ		9.98	5.44	6.40	8.88	3.52	6.68	4.00
CONTENIDO DE SALES			0.01- 0.55	0.02- 0.75					
	X		0.09	0.10					
	σ		0.15	0.17					
COLOIDES < 0.002 mm (%)			---	58	---				

TABLA N° 3.18 VALORES MEDIOS Y DESVIACIONES ESTANDAR DE PROPIEDADES FISICAS
 SECTOR C (Cb)

PROPIEDAD	TIPO DE SUELO		CL	ML-CL	SM	MH
	RANGO					
HUMEDAD NATURAL			13.70-39.10	15.60-43.80	17.90-45.2	23.50-41.40
	X		26.42	27.9	27.80	30.00
	σ		6.04	7.2	7.80	4.50
LIMITE LIQUIDO			29.50-48.20	25.10-30.80	16.50-25.40	50.10-58.60
	X		37.00	29.70	22.40	52.60
	σ		5.50	2.50	2.50	2.40
LIMITE PLASTICO			15.30-29.40	19.50-24.20	--	26.10-38.50
	X		23.90	24.40	NP	33.10
	σ		3.70	2.30	--	3.40
INDICE PLASTICO			7.5-23.9	4.4-6.9	--	13.2-27.5
	X		13.10	5.40	NP	19.50
	σ		4.50	0.80	--	4.00
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS			2.53- 2.69	2.44- 2.56	2.38- 2.63	2.27- 2.56
	X		2.59	2.54	2.52	2.42
	σ		0.10	0.14	0.27	0.08
% QUE PASA LA MALLA 200			52.0-96.0	55.0-95.0	13.0-4.8	72.0-97.0
	X		74.00	74.00	32.80	86.00
	σ		11.00	13.00	9.40	6.00
SALES (%)	RANGO		0.00-0.12	0.00-0.03	0.00-0.13	0.00-0.03
L. CONTRAC.	RANGO		17.70-18.40			

TABLA N° 3.19 VALORES MEDIOS Y DESVIACIONES ESTANDAR DE PROPIEDADES FISICAS
SECTOR SB

TIPO DE SUELO PROPIEDAD		CH	CL	ML	SC	SM	SH-OS
HUMEDAD NATURAL	RANGO	19.4-26.9	8.6-31.7	13.3-29.4	10.9-27.5	3.7-30.9	8.9-32.6
	X	23.20	25.40	27.80	24.60	24.70	26.30
	σ	2.70	4.60	4.70	2.90	2.70	4.90
LIMITE LIQUIDO	RANGO	52.0-61.6	25.2-49.5	21.0-45.8	31.0-57.8	21.1-30.5	21.2-29
	X	54.50	36.60	35.60	41.00	22.90	24.30
	σ	2.00	6.20	6.60	9.80	2.70	2.40
LIMITE PLASTICO	RANGO	21.2-28.1	4.9-25.3	17.1-37.5	16.7-26.6	21.1-30.5	18.0-22.3
	X	24.90	20.60	27.40	23.30	NP	19.90
	σ	2.50	2.30	4.70	3.70		2.00
INDICE PLASTICO	RANGO	24.0-36.0	7.1-26.5	0.1-15.8	9.6-32.6	--	6.7-4.7
	X	30.90	16.50	8.20	17.70	NP	5.30
	σ	3.40	5.90	4.30	7.80	--	0.60
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS	RANGO	2.43-2.68	2.40-2.70	2.41-2.50	2.61-2.70	2.50-2.79	--
	X	2.48	2.55	2.50	2.61	2.64	--
	σ	0.08	0.08	0.06	0.07	0.08	--
% QUE PASA LA MALLA 200	RANGO	62.0-91.0	53.0-89.0	62.0-93.0	33.0-49.0	19.0-49.0	30.0-49.0
	X	81.40	76.10	78.20	42.20	38.00	33.60
	σ	10.10	10.50	10.70	6.90	10.00	8.30
CONTENIDO DE SALES	RANGO	0.12-0.66	0.04-0.98	0.07-0.69	0.18-0.99		--
	X	0.36	0.37	0.58	0.58	0.23	0.13
	σ	0.20	0.27	0.40	0.40	0.12	--
LIMITE DE CONTRACCION	RANGO	5.8-22.9	--	--	--		--
	X	15.30	16.20	--	--		--
	σ	7.20	6.70	--	--		--
% COLOIDES < 0.002 mm				--	--		
	X	45.00	28.10	--	--		
	σ	6.20	6.70	--	--		

TABLA N° 3.20 VALORES MEDIOS Y DESVIACIONES ESTANDAR DE PROPIEDADES FISICAS
SECTOR O

TIPO DE SUELO PROPIEDAD		CH	CL	SC
HUMEDAD NATURAL	RANGO	13.30-44.60	11.40-28.90	10.90-46.20
	X	23.50	18.90	19.50
	σ	8.03	4.70	7.90
LIMITE LIQUIDO	RANGO	51.70-70.30	29.60-49.40	22.30-59.50
	X	59.20	39.30	39.20
	σ	5.75	5.50	8.80
LIMITE PLASTICO	RANGO	16.00-28.80	11.40-24.70	13.30-28.50
	X	22.80	17.10	16.80
	σ	4.95	2.70	3.50
INDICE PLASTICO	RANGO	23.30-48.70	9.40-28.80	7.30-33.10
	X	36.00	22.20	22.40
	σ	7.44	2.80	6.80
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS	RANGO	2.63- 2.88	2.62- 2.82	2.62- 2.79
	X	2.74	2.72	2.70
	σ	0.05	0.06	0.04
CONTENIDO DE FINOS % QUE PASA LA MALLA 200	RANGO	52.60-96.40	50.10-97.10	33.40-52.30
	X	80.20	69.50	45.20
	σ	14.70	15.50	5.20
CONTENIDO DE SALES	RANGO	0.02- 0.81	0.02- 0.88	0.04- 0.67
	X	0.32	0.31	0.23
	σ	0.17	0.21	0.14
LIMITE DE CONTRACCION	RANGO	12.90-20.50	11.40-24.70	
	X	15.33	17.30	
	σ	2.33	2.98	

TABLA N° 3.21 RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE PROPIEDADES MECANICAS
SECTOR N

UBICACION	PROF (m)	SUCS	W (%)	γ_d (Tn/m ³)	COMP NO CONF. q_u (Kg/cm ²)	CORTE DIRECTO C (Kg/cm ²)	TRIAXIAL T.E. C (Kg/cm ²)	σ	EXPANSION LIBRE e_0 e_f e_{exp} (%)	CONSOLIDACION e_0 e_c p_c e_s %cons. c. cont. Kg/cm ²	REFERENCIAS
C-4 J.L.ORTIZ	1.50	CH	28	1.47	0.74 0.60		UU UU	9° 4°	0.90 1.06 0.80 1.20 21.6 0.99 1.04 2.9	0.82 0.23 2.50 0.11 9.4 0.60 0.84 0.20 1.80 0.06 12.0 0.40	PTE. TESIS
C-5 LUGAH	1.45	CH	22	1.50	1.74 1.06 2.06		UU	15°		0.79 0.27 1.60 0.05 10.5 0.60	PTE. TESIS
C-13	1.30	CH	25	1.54			CU	13°			PTE. TESIS
SECTOR N° J.L.ORTIZ	1.00	CH				0.45 4° 0.46 3° 0.38 3° 0.22 23° 0.34 15° 0.30 16° 0.16 17° 0.16 28° 0.90 6° 0.27 35° 0.01 19°	CU CU UU	0.10 13° 0.21 13.3° <	0.62 0.21 0.72 0.08		PTE. TESIS TESIS UNPRG
URBUNAGA	1.00	ML CH	31 30	1.44 1.45	0.48 0.32 0.22 0.40 0.30 0.16 0.16 0.90 0.27 0.12 0.49		UU UU	7.5° 13°		0.69 0.24 1.30 0.03 0.80 0.23 1.20 0.58 0.28 1.10 0.10 0.60 0.18 0.95 0.04	TESIS UNPRG
	2.00	CH	26	1.48	0.47 0.34 0.36	0.26 19° 0.36 20°	UU UU		15 17 16	0.83 0.24 0.90 0.08 0.91 0.20 0.80 0.05 0.74 0.06 1.20 0.07	
		CH	22	1.44	—	0.16 25° 0.26 23° 0.22 21°				0.72 0.24 1.50 0.03	
		CL	seco	—	—	—			12 26 14 6		
EXPANSION		CL	seco								

TABLA N° 3.22 RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE PROPIEDADES MECANICAS

SECTOR C

UBICACION	PROF. (m)	SUCS	w (%)	γ_d (Tn/m3)	COMP. N. CONF q_u (Kg/cm2)	CORTE DIRECTO (kg/cm ²) ϕ	TRIAXIAL T.E. C (Kg/cm2) ϕ		CONSOLIDACION					REFERENCIA
									eo	ec	pc	cs	% CONS	
Centro Histórico	0.60	CL	15.2	1.56		0.50 25°								TESIS
	1.60	CL	15.6	1.56	1.70	1.00 26° 0.50 27°								
Sector Ca Ub. San Martin Pj Sn Anton. Cb	1.20		19.2	1.52	1.00	0.95 25.2°								TESIS UNPRG
	2.00		16.0	1.45	1.63	0.63 26°	0.40 30°	0.71	0.26	1.20	0.015			
	0.80		17.7	1.48	0.33	0.17 31.7°		0.64	0.16	0.75	0.03			
	2.00		23.0	1.55		0.80 17.5°		0.73	0.20	0.90	0.016			
	1.40		22.0	1.46	0.83	0.35 24°	0.66 16.6°							
	1.80		16.0	1.46	0.36	0.21 31°	0.68 16.6°	0.75	0.30	0.6				
Pia Toros	2.20		24.0	1.53	0.96	0.34 24°	0.25 22.5°	0.73	0.29	1.40				TESIS UNPRG
	1.40	ML	11.7		1.00	0.11 26.4°	0.60 22.5°							
Centro Histórico	4.10													DE LA ROSA " "
	1.50		12.5			0.11 28°								
	5.50		22.0			0.51 29°								

TABLA N° 3.23 RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE PROPIEDADES MECANICAS

SECTOR Sa

UBICACION	PROF.	SUCS	W (%)	γ_d (Tn/m ³)	COMP N° CONF. q _u 2 (Ks/cm ²)	CORTE DIRECTO C (Ks/cm2)		TRIAXIAL T.E. C (K/cm ²)		EXP LIBRE e _o e _f %Exp (%)		CONSOLIDACION e _o P _c C _c C _s				REFERENCIA						
							φ		φ	e _o	e _f	%Exp	e _o	P _c	C _c		C _s					
Urb G. Civil	1.00	CH	16.9	1.57	1.70 1.60 1.40	0.75	26°			0.68	0.61	7.6	0.66	1.20	0.21	0.06	12.1	0.20	PTE. TESIS			
	1.50	CL	23.6	1.48		0.30	11°	UU	0.40	26°			0.96	0.55	0.25	0.01	16.1	0.10		PTE. TESIS		
	2.00	CH	24.0	1.56				CU	0.31	7°											TESIS UNPRG	
Urb. San Felipe Urb G. Civil	1.60	CH	24.0	1.71	3.2			CU	0.36	7.5°	0.67		0.67	1.10	0.22	0.03			TESIS UNPRG			
	1.50	CH	26.0	1.57									0.74	1.00	0.23	0.03				TESIS UNPRG		
	1.50	CH	17.0	1.73									0.57	2.50	0.06	0.004					TESIS UNPRG	
	1.30	CH	17.0	1.67									0.64	2.20	0.09	0.006						TESIS UNPRG
		CH	16.0	1.71	3.2																	
	CH	14.0	1.76	3.7														TESIS UNPRG				
	CH	15.0	1.73	3.3															TESIS UNPRG			

TABLA N° 3.24 RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE PROPIEDADES MECANICAS

SECTOR Sb

UBICACION	PROF.	SUCS	W	γ_d	COMP N CONF q_u (Kg/cm ²)	CORTE DIRECTO C Kg/cm ²	C. TRIAXIAL T.E. C ϕ	EXP. LIBRE e_o e_f % Exp (%)	CONSOLIDACION e_o p_c c_c c_s Kg/cm ² (%)	REFERENCIA
Dist La Victoria	1.60	CL	20.9		2.60 2.00 1.64 1.56				0.66 0.95 0.15 0.07 9.7 0.30	PTE. TESIS
Sb	1.00									
	1.00	CL	16	1.60	0.60	0.36 21.6°			0.60 1.40 0.15 0.04	
	1.00	CL	15	1.40	0.42	0.15 19.0°			0.66 1.60 0.26 0.02	
	1.00	CL	12	1.53	0.56	0.28 22.0°	CD 0.32 12°		0.64 0.30 0.17 0.05	
	1.70	CL	15	1.56	0.33	0.32 17.0°	UU 1.1 31°		0.46 1.60 0.24 0.02	
	1.50	CH	20	1.61	1.10	0.26 26.0°		36	0.62 2.00 0.19 0.05	
	1.50	CL	24	1.51	0.69	0.26 26.0°			0.64 0.90 0.17 0.04	TESTS UNFAG

TABLA N° 3.25 RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE PROPIEDADES MECANICAS

SECTOR E

UBICACION	PROF.	SUCS	W	γ_d	COMP N CONF q_u (Kg/cm ²)	CORTE DIRECTO C Kg/cm ²	C. TRIAXIAL T.E. C ϕ (Kg/cm ²)	EXP LIBRE e_o e_f % Exp (%)	CONSOLIDACION e_o p_c c_c c_s Kg/cm ² (%)	REFERENCIA
C-6 Campo ferial agropecuario	2.00	CH	23	1.54	2.24 2.04 2.52	--	UU 1.0 17°	0.65 0.81 9.5 0.72 0.76 2.6	0.76 1.70 0.28 0.06 1.3 0.72 1.60 0.21 0.04 4.6	PTE. TESIS PTE. TESIS
C-12 San Antonio	3.00 2.35	CL CH	23 24	1.53 1.57		0.40 23.5°	CU 0.27 10° CU 0.34 12.2°			PTE. TESIS

TABLA N° 3.26 RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE PROPIEDADES MECANICAS

SECTOR O

UBICACION	PROF (m)	SUCS	W (%)	γ_d (Tn/m ³)	COMP. N CONF q_u (Kg/cm ²)	CORTE DIRECTO		COMP. TRIAXIAL		EXP. LIBRE		CONSOLIDACION					REFERENCIA		
						C	ϕ (Kg/cm ²)	T.E.	C	ρ (Kg/cm ²)	e_o	e_f	Exp (%)	P_c	C_c	C_s	Cons (%)	C cont (Kg/cm ²)	
C-6 Urb Los Pinos	1.55	CH	23	1.52	0.72			CU	0.11	15°			0.63	0.75	0.24	0.04	11.4	0.10	PTE. TESIS
C-7 Urb Magisterial	1.00	CL	15.6	1.44	0.74	0.30	27.5°	CU	0.17	16.9°			0.46	1.90	0.19	0.03	6.5	0.20	PTE. TESIS
C-14 Urb Miraflores	1.50	SC	14	1.64		0.50	32°	UU	0.60	16°			0.46	1.40	0.12	0.02	4.9	0.20	
C-14 Urb Precurosos	2.00	CL	14	1.64		0.60	25°	UU	1.50	21°			0.47	1.40	0.10	0.01	4.9	0.20	PTE. TESIS
	1.85	CL	16.5	1.63				CU	0.19	11°									
									0.19	13.9°									
		CL	13.2	1.85									10	0.49	1.00	0.11	0.02		TESIS
		CH	13.0	1.74	1.76								20	0.75	0.60	0.35	0.03		UNPRG
		CH	16.5	1.64									0.69	0.90	0.21	0.04			

TABLA N° 3.27 EVALUACION DE SUELO SEGUN EL ENSAYO DE
PENETRACION ESTANDAR (SPT)

SECTOR : N
 ENSAYO : SPT
 UBICACION : SPT 1 : Urb. J. L. ORTIZ - CENTRAL TERMICA
 SPT 2 : Urb. J. L. ORTIZ -CAMARA DE BOMBEO

PROF. (m)	ENSAYO N°				CONSISTENCIA
	SPT 1		SPT 2		
	SUCS	N	SUCS	N	
1.00			CH	15	SEMIDURA
1.50	CL	5	CL	11	SEMIDURA
2.00			CL	7	MEDIA
2.50	CL	4	CL	5	MEDIA
3.00			CH	6	MEDIA
3.50	CL	6	CH	12	MEDIA
4.00			CH	16	SEMIDURA
4.50	CL-ML	11	CH	16	SEMIDURA
5.00			SM	29	DURA
5.50	GF-GM	32	GM	46	RIGIDA
6.00			GM	67	RIGIDA
6.50	GF-GM	25	GM	69	DURA
7.00			GM	48	RIGIDA
7.50	CH	28	GM	76	DURA
8.00			SC	55	RIGIDA
8.50	SM-SC	56	SC	65	RIGIDA
9.00			SM	80	RIGIDA
9.50	GC	55	SM	70	RIGIDA
10.00			SM	70	RIGIDA
10.50	GC	98			RIGIDA

TABLA N° 3.28 EVALUACION DEL SUELO SEGUN EL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)

SECTOR : C
 ENSAYO : SPT
 UBICACION : SPT 1 : Av. SALAVERRY (Est. FF)
 SPT 2 : Av. ELIAS AGUIRRE (Cost. CATEDRAL)
 SPT 3 : Av. BALTA, Cdra. 4
 SPT 4 : (Terminal MICRO-ONDA)
 SPT 5 : Av. BALTA, Cdra. 6

PROF. (m)	ENSAYO N°										CONSISTENCIA
	SPT 1		SPT 2		SPT 3		SPT 4		SPT 5		
	SUCS	N	SUCS	N	SUCS	N	SUCS	N	SUCS	N	
1.00					CH	8	CL	4			BLANDA MEDIA MEDIA MEDIA
1.50							CL	5	CL	6	
2.00					SM	8	OL	1			
2.50							OL	2			
3.00	CL	6			SM	11	OL	4	SM	3	BLANDA-MEDIA
3.50			SM	16			OL				
4.00	SC	7									
4.50					SM	8	OL	2	CL	4	
5.00	SP-SM	67	ML	7			OL	7			MEDIA MEDIA
5.50					SP-SM	16	CL	14	CH	23	
6.00	SP-SM	100	CH	33							SEMIDURA RIGIDA DURA a RIGIDA SEMIDURA RIGIDA RIGIDA
6.50	SP-SM	100					CH	19	SC	50	
7.00	SP-SM	14	CL	83			CH	31	SC	100	
7.50							GC	81	SC	100	
8.00	SP-SM	57	SP	47					SC	100	

TABLA N° 3.29 EVALUACION DEL SUELO SEGUN EL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT)

SECTOR : 0
 ENSAYO : SPT
 UBICACION : SPT 1 : Silos Molino - C. PANAMERICANA
 SPT 2 : TESIS - Urb. PRECURSORES
 SPT 3 : TESIS - Urb. PRECURSORES

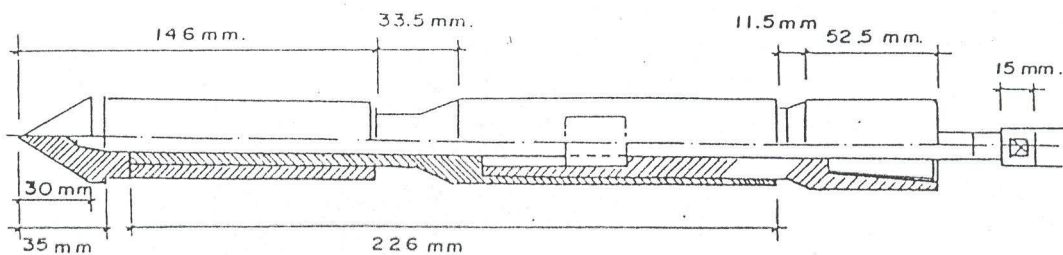
PROF. (m)	ENSAYO N°						CONSISTENCIA
	SPT 1		SPT 2		SPT 3		
	SUCS	N	SUCS	N	SUCS	N	
0.50			CH	10	CH	26	SEMIDURA MEDIA SEMIDURA DURA
1.00			CL	6	CH	10	
1.50			CL	9	SC	22	
2.00			SC	22			
2.50							
3.00							RIGIDA
3.50	CL	>50					
4.00							
4.50							
5.00	ML	>50					
5.50							RIGIDA
6.00							
6.50							
7.00							
7.50	SM	>50					
8.00							RIGIDA
8.50							
9.00							
9.50	SC	>50					
10.00							
10.50							RIGIDA
11.00							
11.50							
12.00							
12.50							
13.00							RIGIDA
13.50	ML	>50					
14.00							
14.50							
15.00							
15.50	ML	>50					RIGIDA

TABLA N° 3.30 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA - VESIC, A.

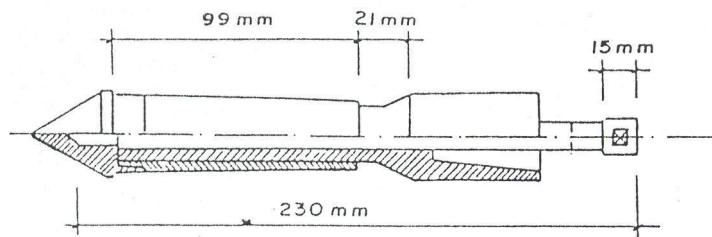
ϕ	Nc	Nq	N	Nq/Nc	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

**TABLA N° 3.31 FACTORES DE FORMA PARA CIMENTACIONES
SUPERFICIALES DEE BEER, 1967 - VESIC, 1970**

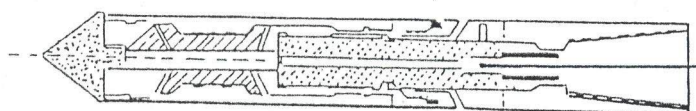
Forma de la base	ξ_c	ξ_q	ξ_γ
Rectangular	$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1+(B/L)\text{tg}\phi$	$1-0.4B/L$
Circular o cuadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+\text{tg}\phi$	0.60



a). Punta de penetrómetro de fricción



b). Punta de penetrómetro mecánico



c). Punta de penetrómetro eléctrico

Fig N° 3.1 TIPOS DE CONOS DE PENETRACION

(REF. SCHMERTMANN, 1978)

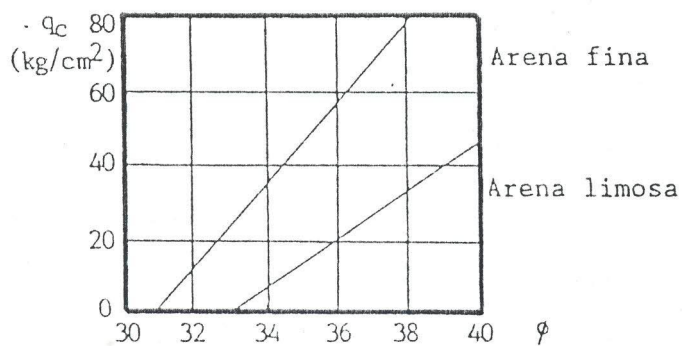


Fig. N° 3.2 GRAFICO DE SCHMERTMANN PARA ESTIMAR EL ANGULO DE FRICCION INTERNO DE ARENAS EN FUNCION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO HOLANDES (q_c)

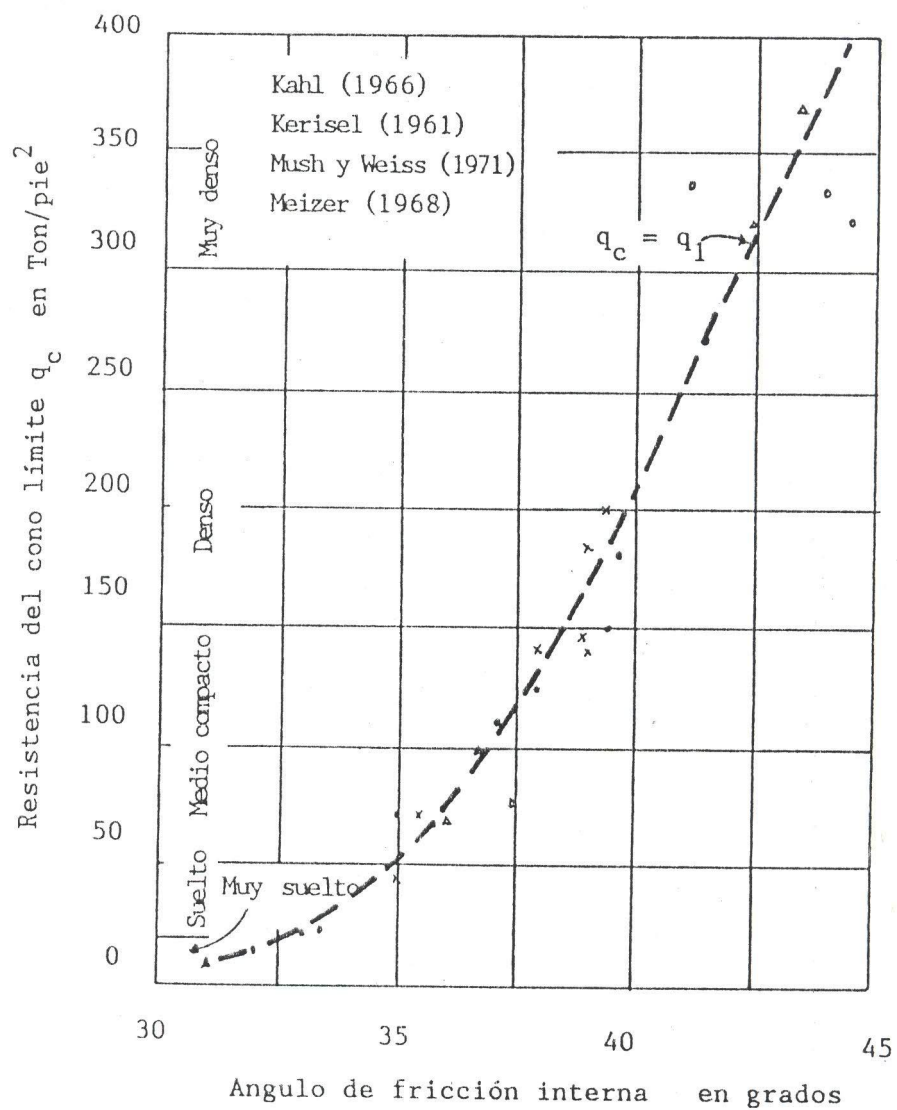


Fig. N° 3.3 VALOR APROXIMADO RESISTENCIA DEL CONO-ANGULO DE FRICCIÓN EN ARENAS (Ref. MEYERHOFF, 1976)

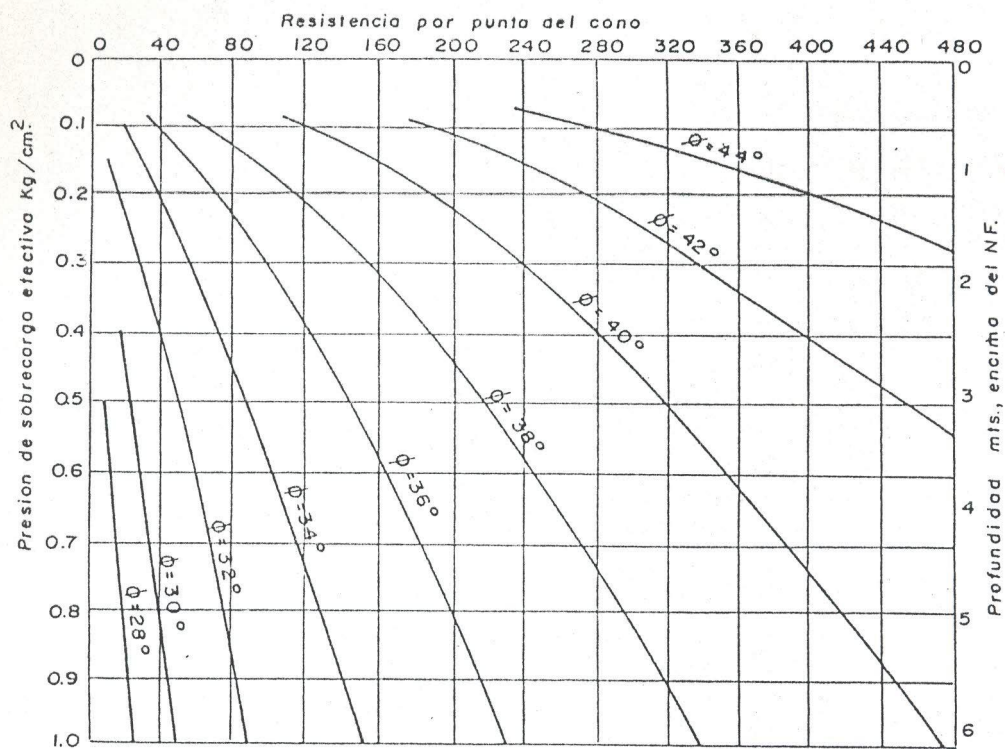


Fig. N°3.4 CORRELACION DE PRESION DE SOBRECARGA EFECTIVA Y RESISTENCIA POR PUNTA DEL CONO
(REF. TROFIMENKOV, 1974)

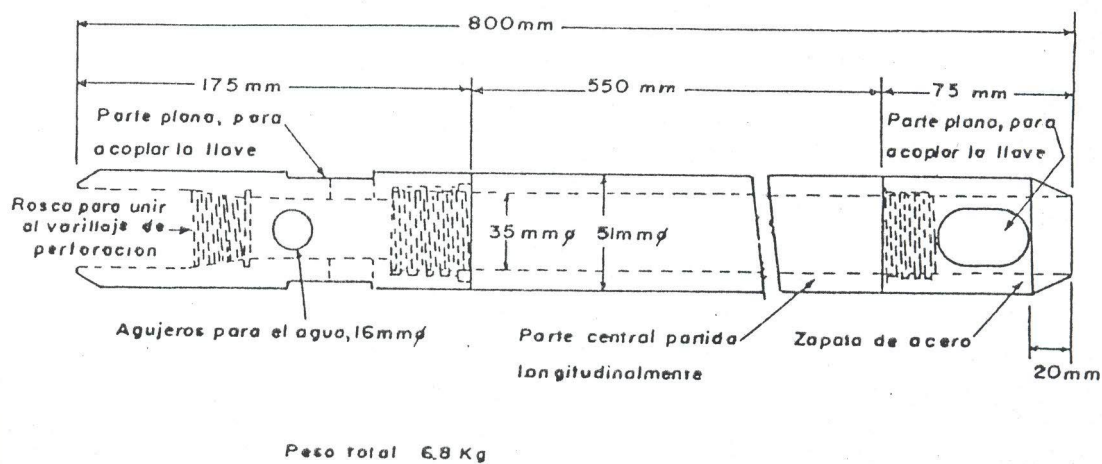


Fig. N°3.5 PENETROMETRO STANDARD
(Ref. Terzaghi y Peck, 1976)

$N(spt)$

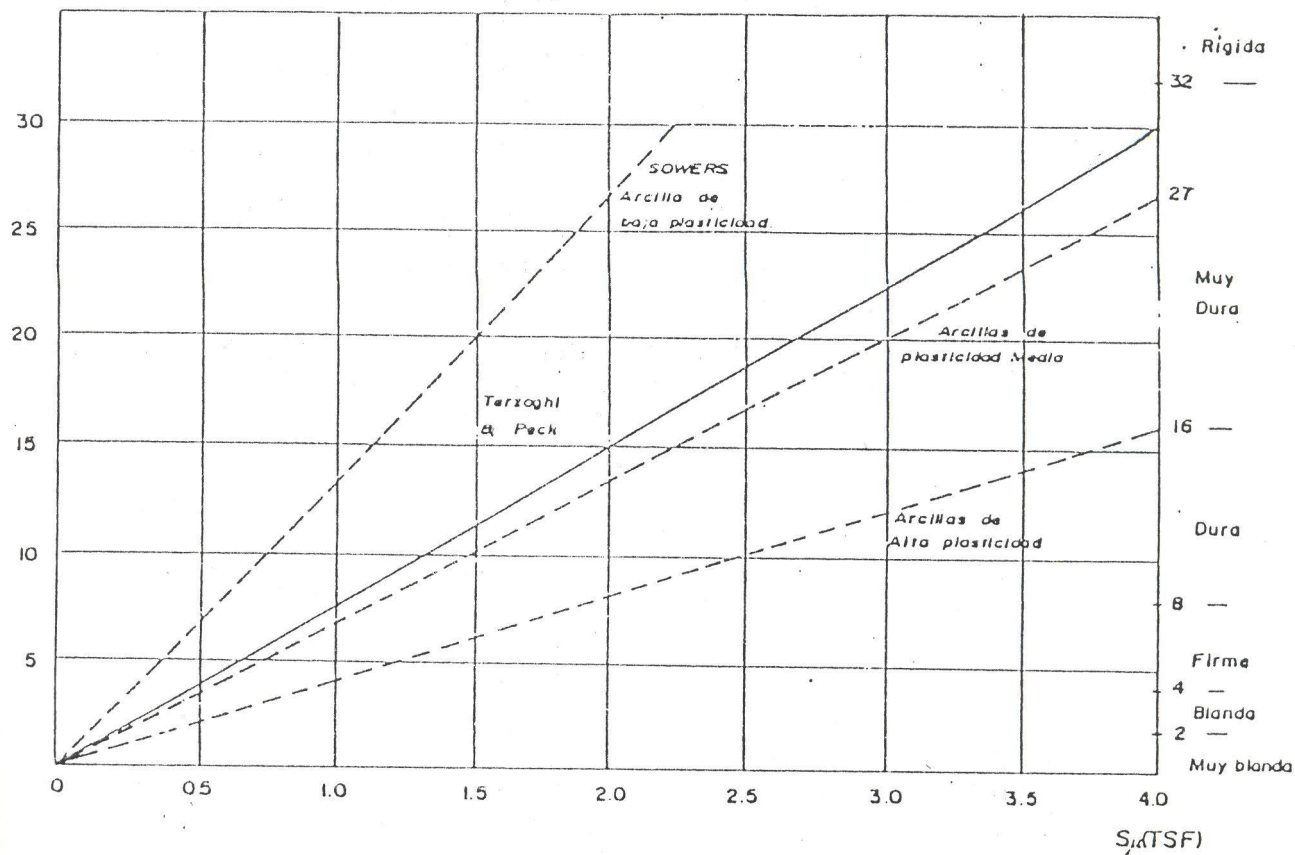


Fig. 3.6 CORRELACION DE $N(SPT)$ CON RESISTENCIA CORTANTE NO DRENADA DE SUELOS COHESIVOS DE VARIAS PLASTICIDADES (Ref. NAVFAC (1,971))

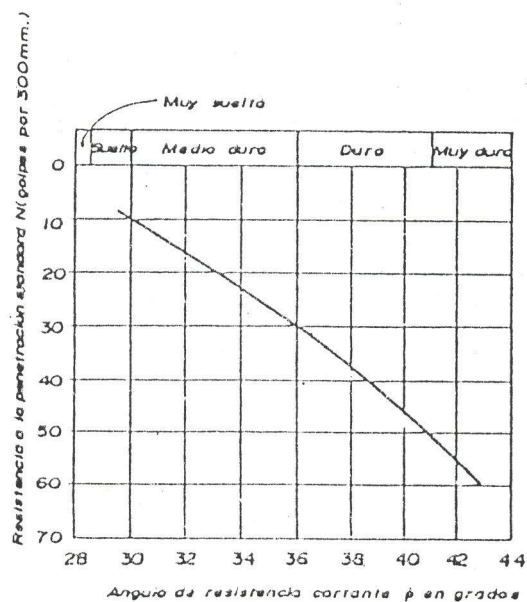


Fig. 3.7 CORRELACION DE ANGULO DE FRICCION Y EL $N(SPT)$ (Ref. PECK, HANSON y THORBURN (1,974))

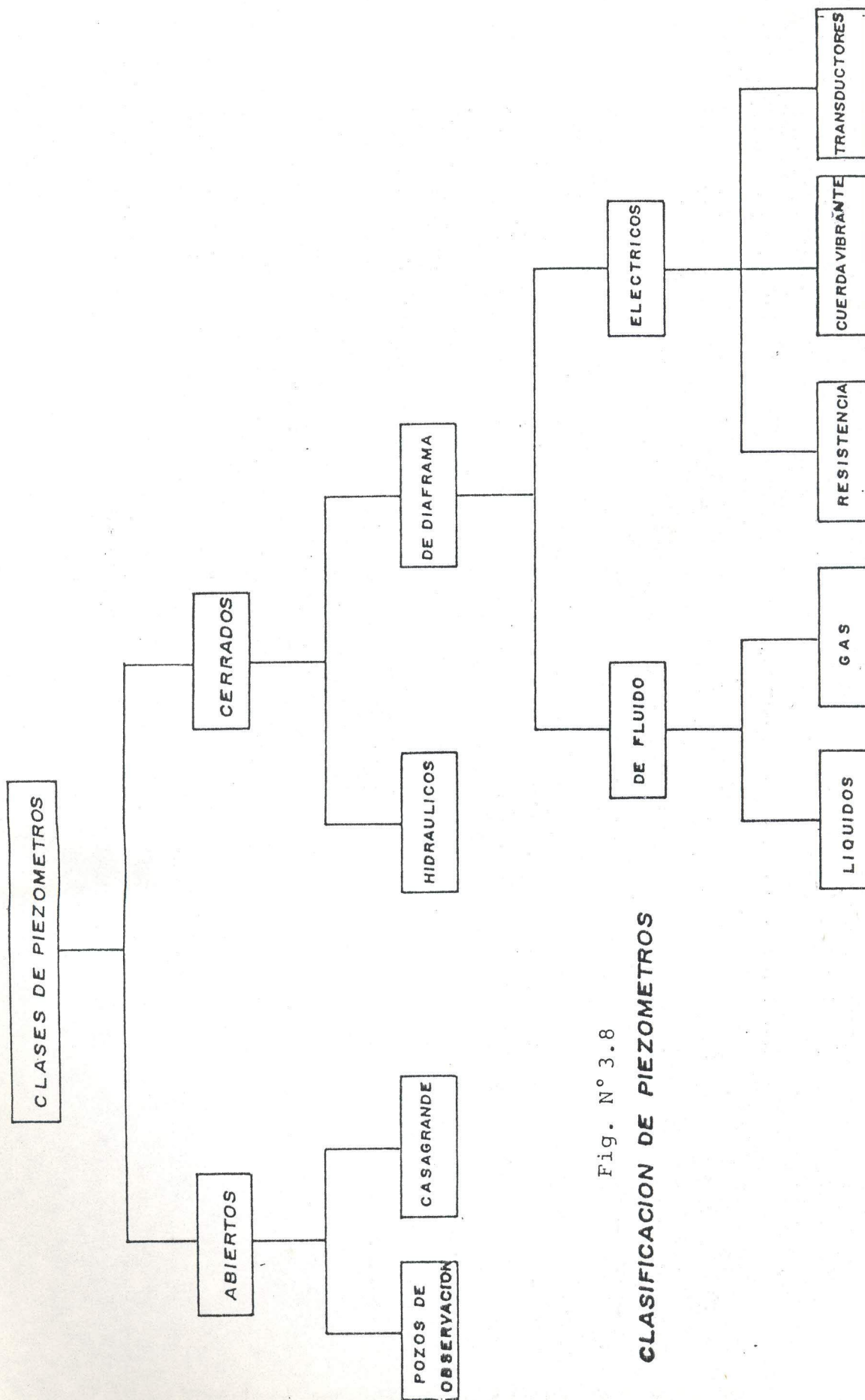


Fig. N° 3.8
CLASIFICACION DE PIEZOMETROS

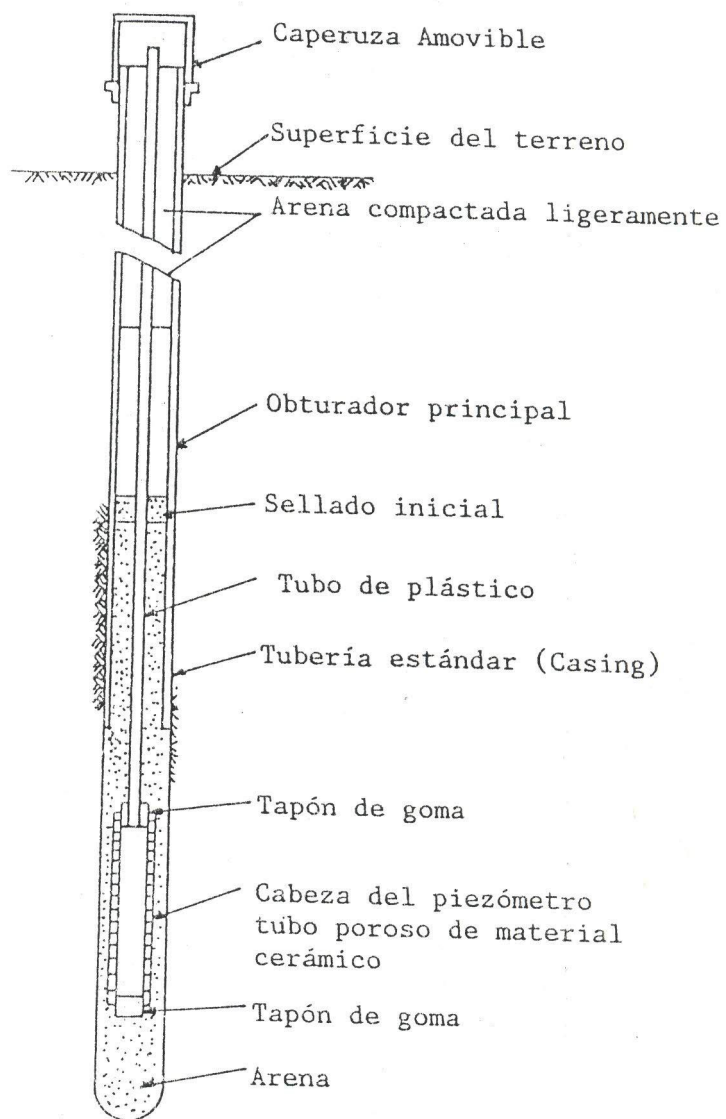


Fig N° 3.9 PIEZOMETRO DE CASAGRANDE
(Lambe y Whitman, 1969)

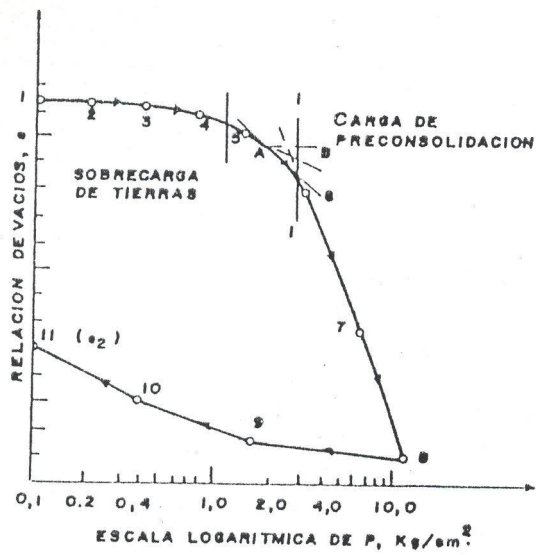


Fig. N° 3.10 DIAGRAMA CARGA VS. RELACION DE VACIOS DE UNA MUESTRA DE ARCILLA INALTERADA

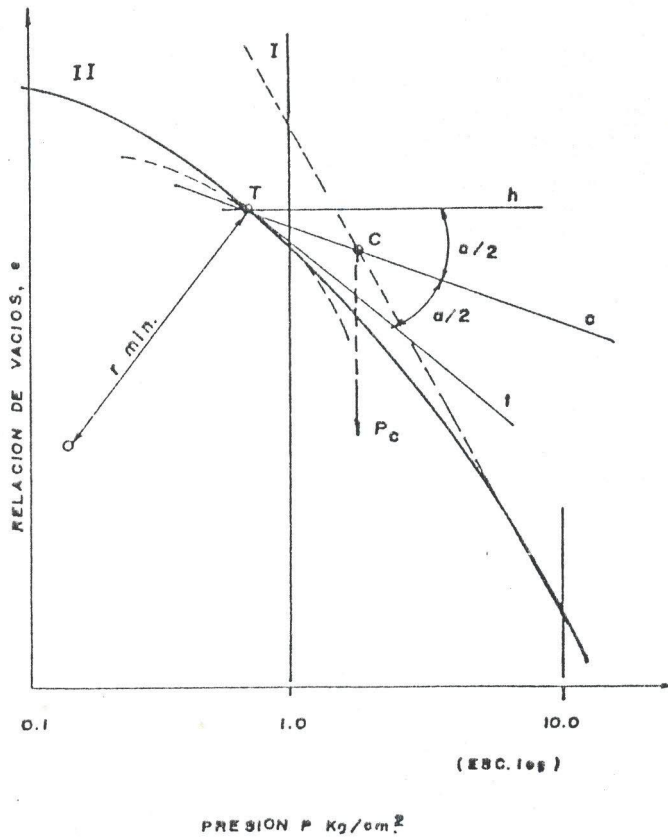


Fig 3.11 DETERMINACION DE LA CARGA DE PRECONSOLIDACION

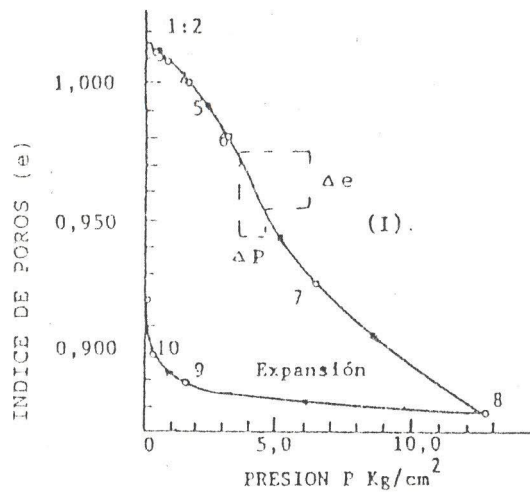


Fig. 3.12 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD, a_v

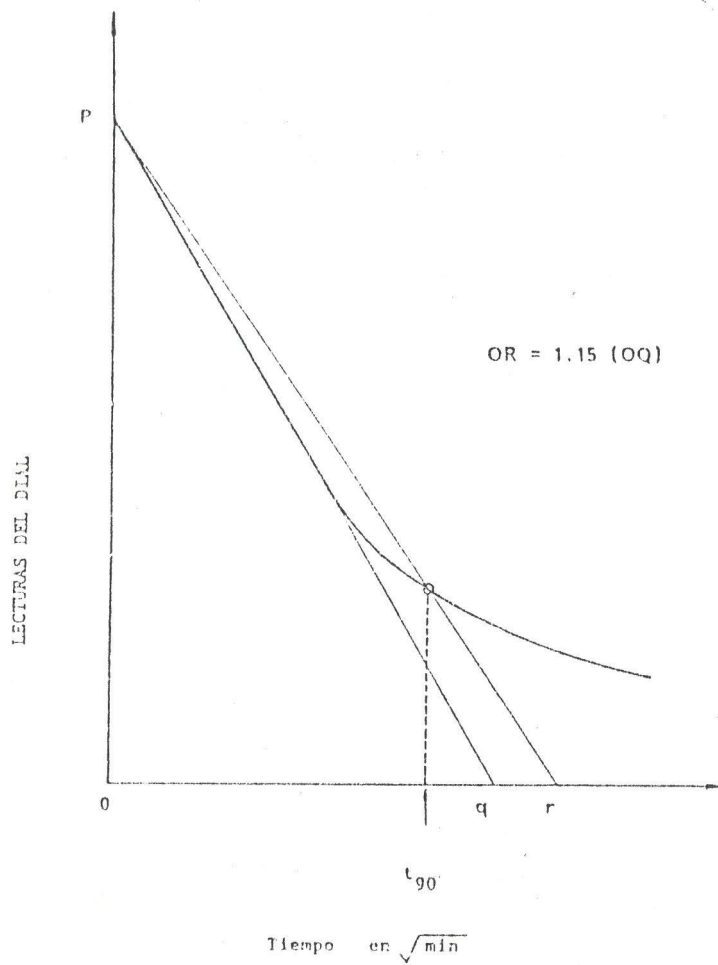
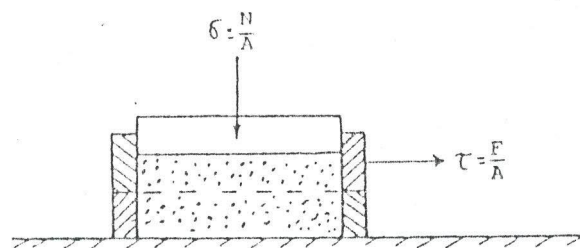
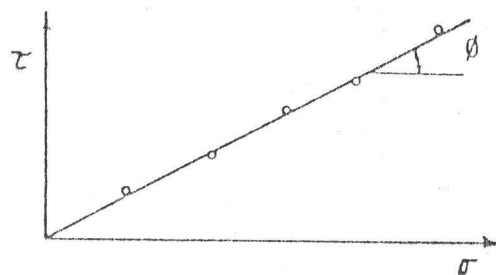


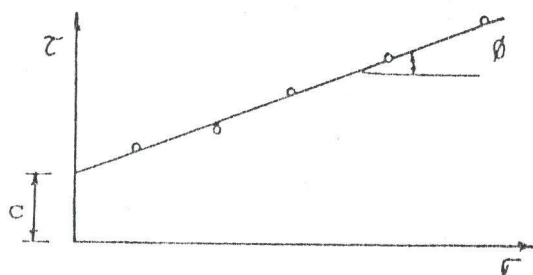
Fig. 3.13 METCDO DEL DR. TAYLOR PARA LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION, C_v



a) Aparato de corte directo



b) Diagrama de falla para una arena seca ensayada en corte directo



c) Diagrama de falla para una arcilla densa ensayada en corte directo

Fig. N° 3.14 DIAGRAMA DE RESISTENCIA CORTANTE

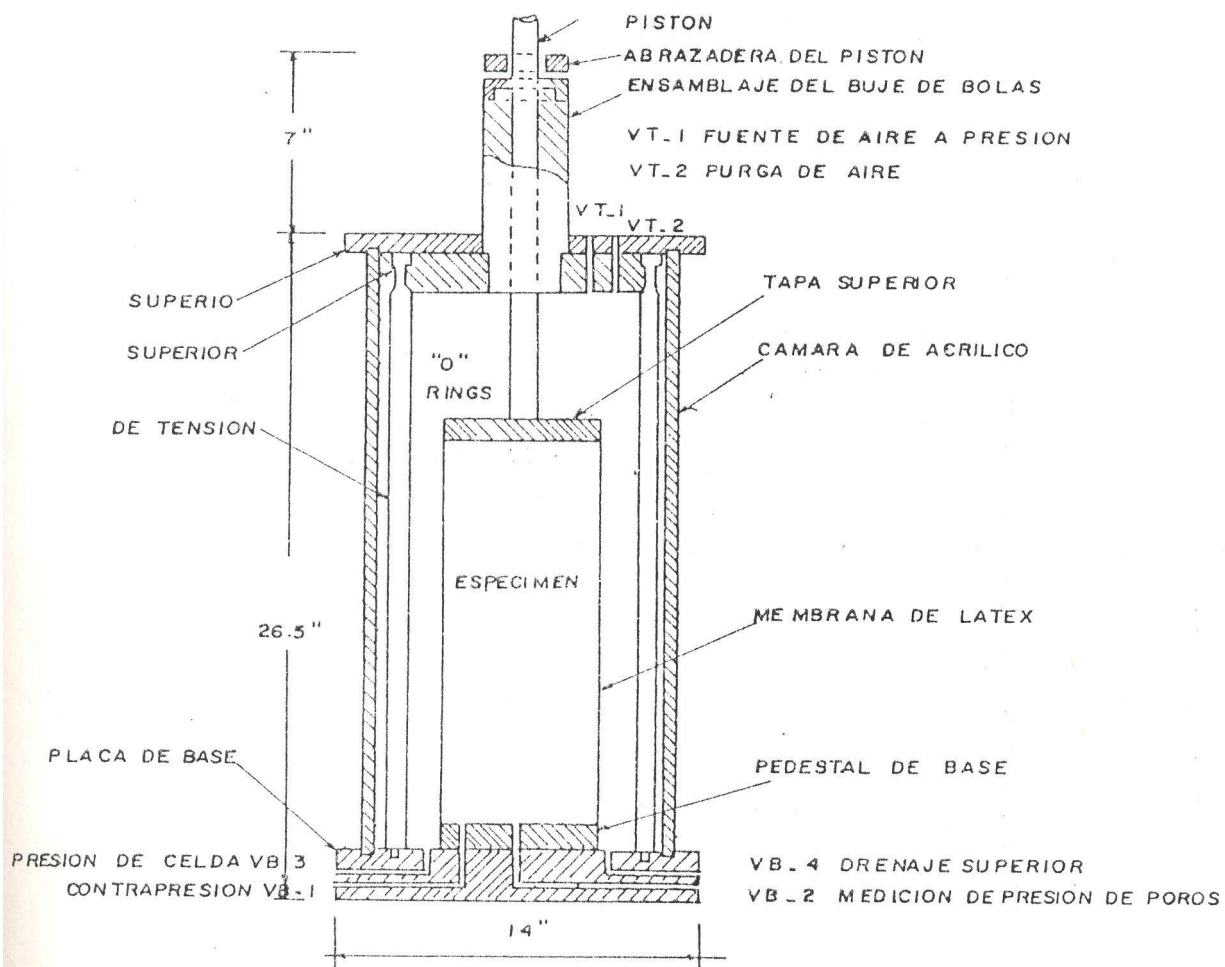
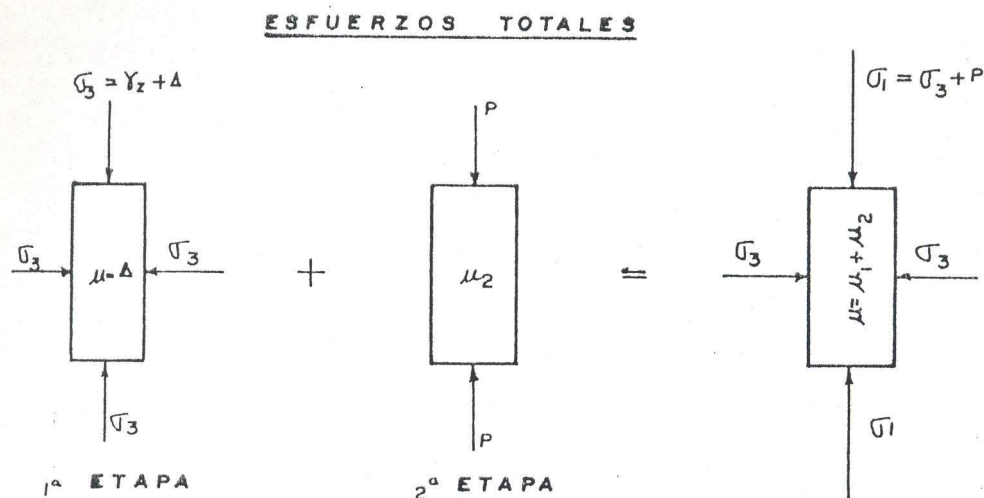


Fig. N° 3.15 CARACTERISTICAS DE LA CELDA TRIAXIAL

(1 pug = 25.4 mm)



ESFUERZOS EFECTIVOS

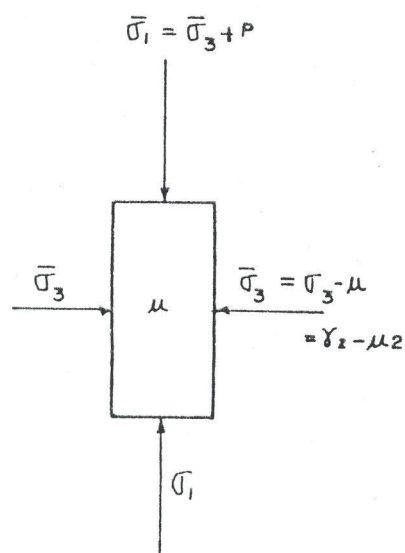
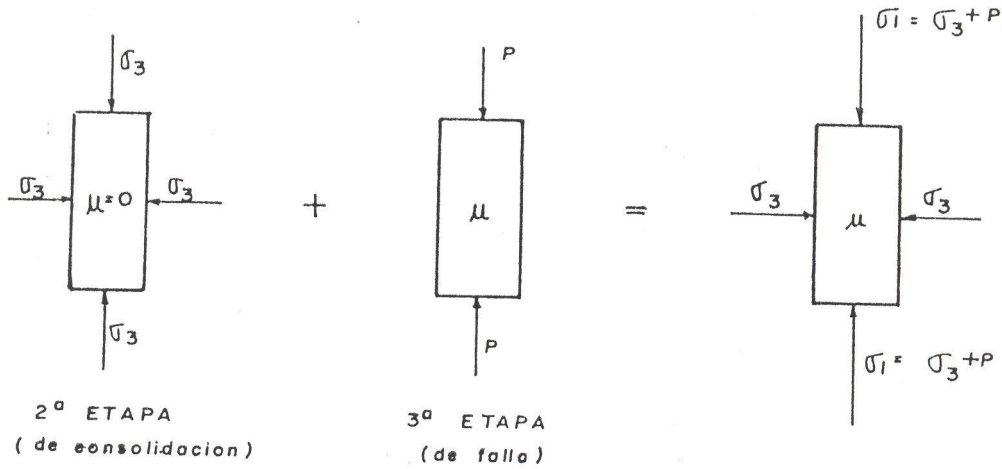


Fig. N° 3.16 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TOTALES
Y EFECTIVOS EN EL ENSAYO DE COMPRESION
TRIAxIAL NO CONSOLIDADO- NO DRENADO (UU)

ESFUERZOS TOTALES



ESFUERZOS EFECTIVOS

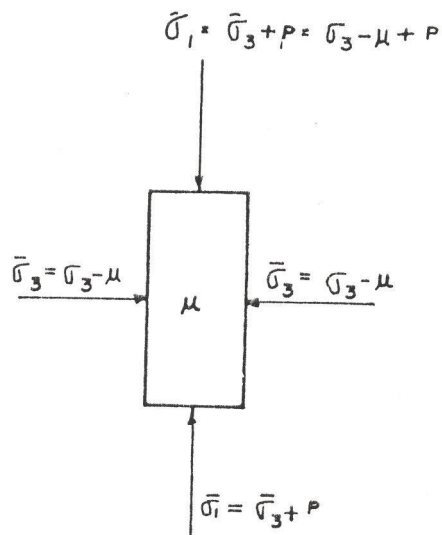


Fig. N° 3.18 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS EN EL ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO-NO DRENADO ($\bar{C}\bar{U}$)

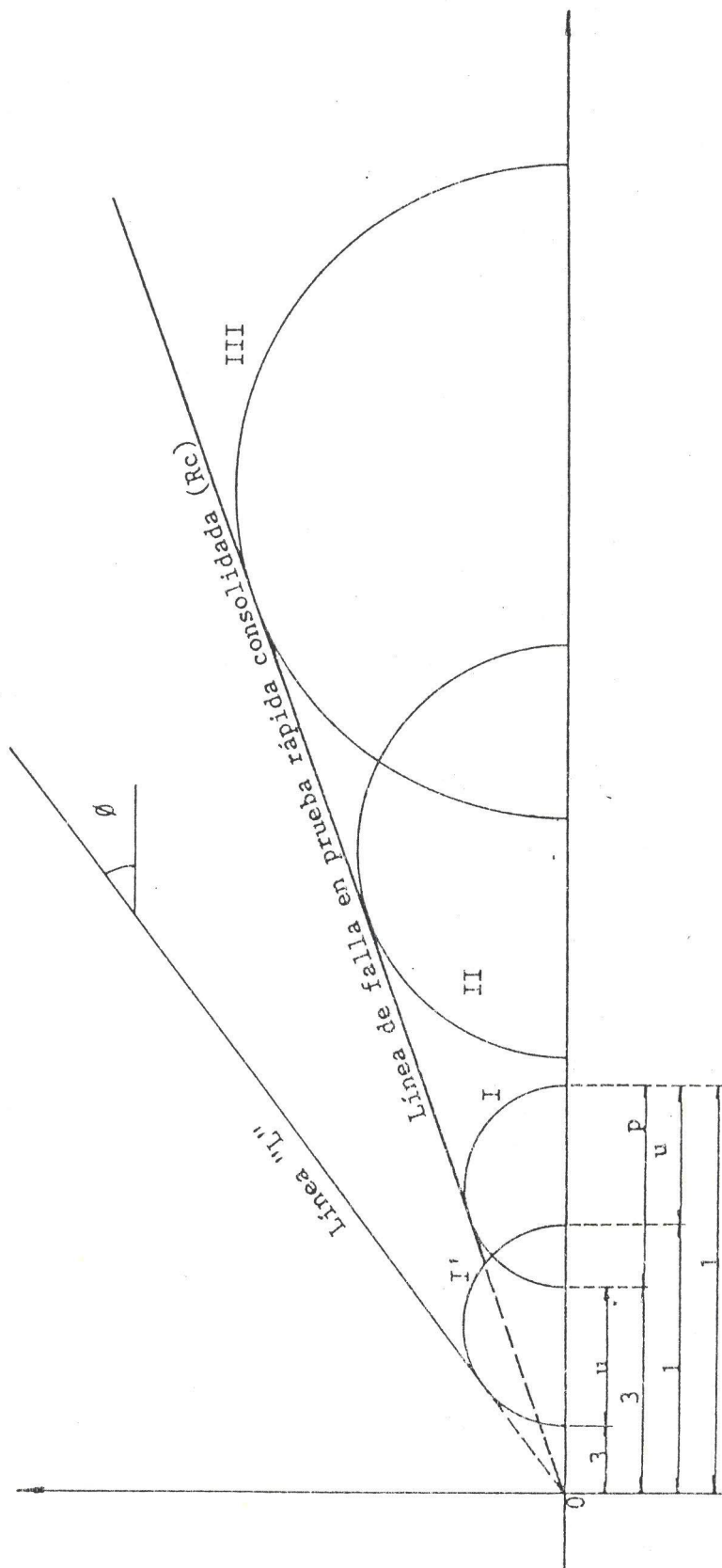
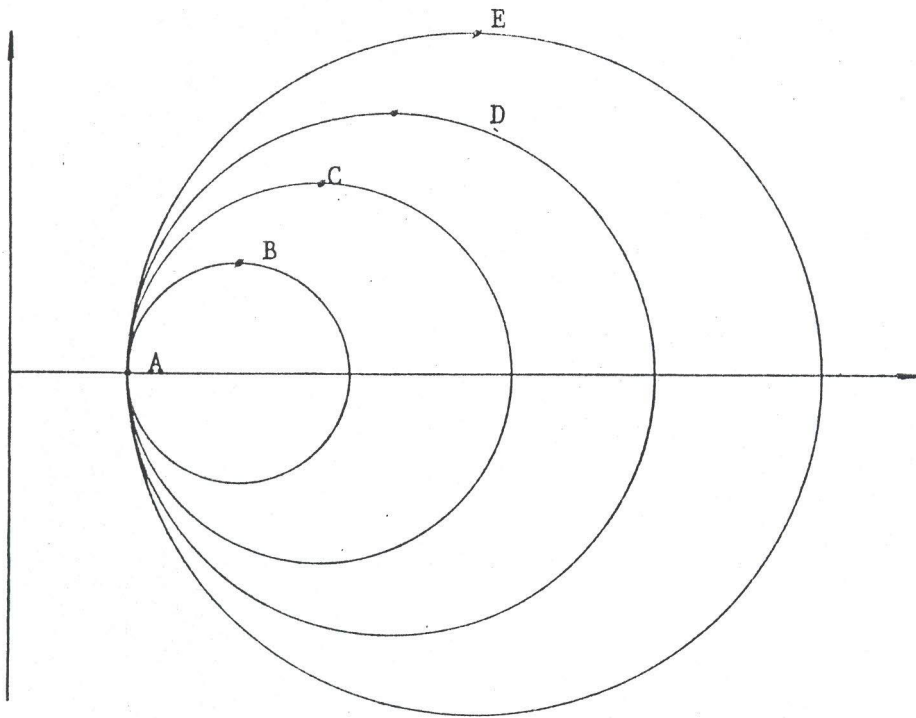
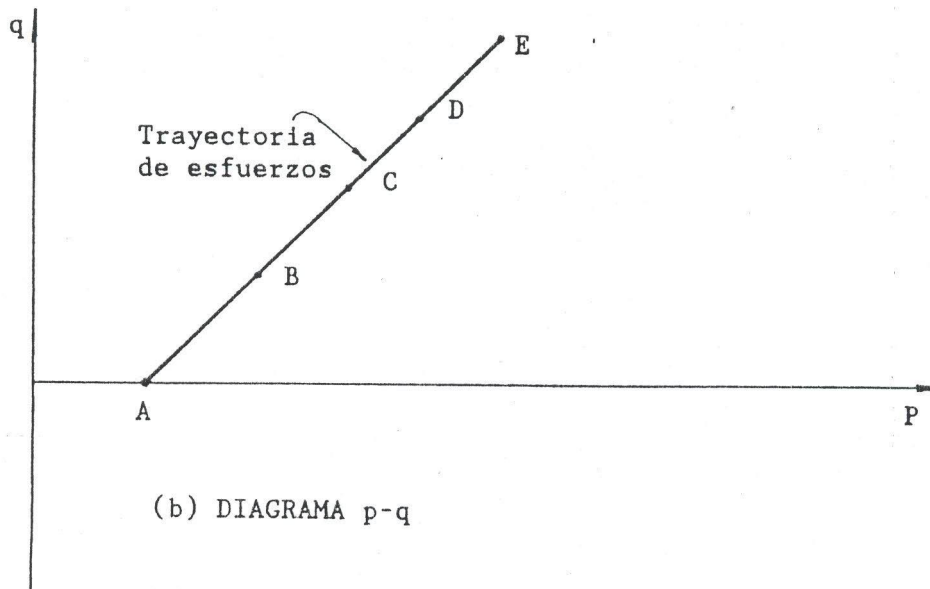


Fig. N° 3.19 LINEA DE FALLA EN ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO - NO DRENADO (CU)

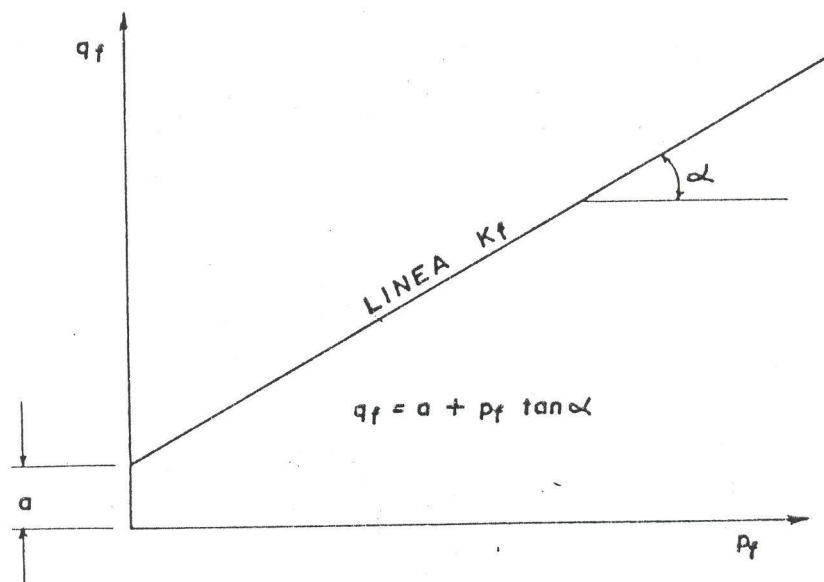


(a) CIRCULOS DE MOHR



(b) DIAGRAMA p-q

Fig. N° 3.20 REPRESENTACION DE SUCEIVOS ESTADOS DE ESFUERZOS AL AUMENTAR MANTENIENDO CONSTANTE LOS PUNTOS A, B, C, ETC, REPRESENTAN IDENTICOS ESTADOS EN AMBOS DIAGRAMAS



$$\text{sen } \phi = \tan \alpha$$

$$c = \frac{a}{\cos \phi}$$

Fig. N° 3.21 RELACION ENTRE q_f , p_f Y LA ENVOLVENTE DE MOHR - COULOMB

HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

SECTOR N

CLASIFICACION SUCS CH

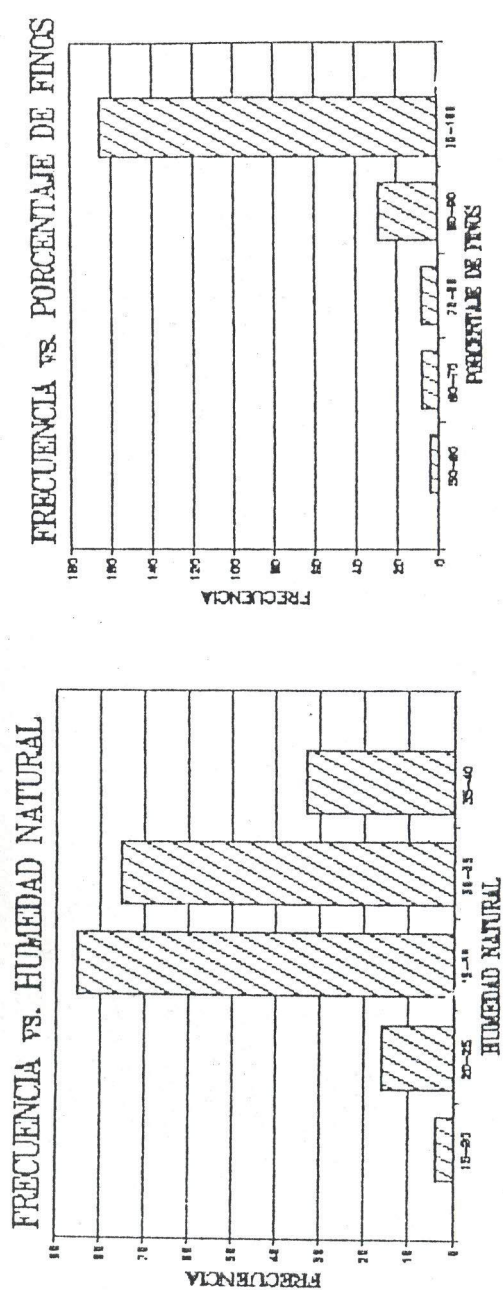
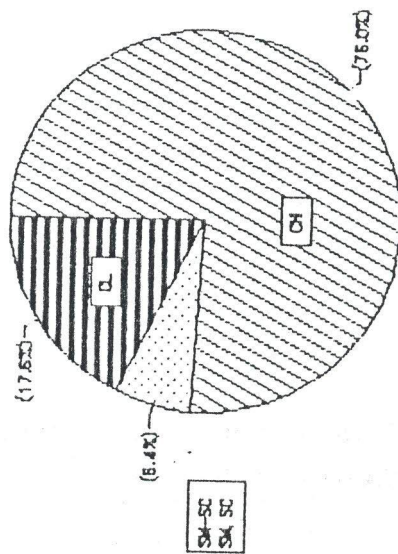


Fig. N° 3.22 a HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS



HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

SECTOR N

CLASIFICACION SUCS CH

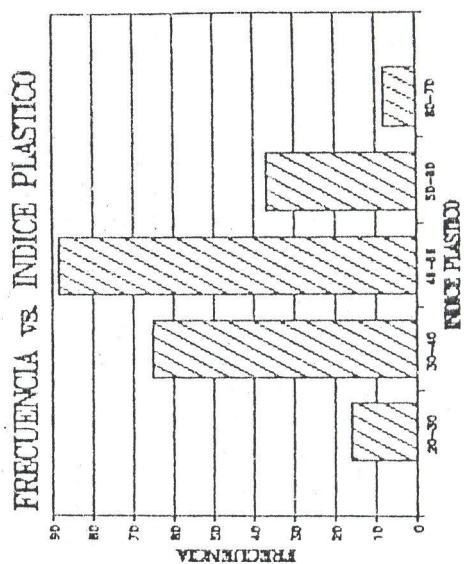
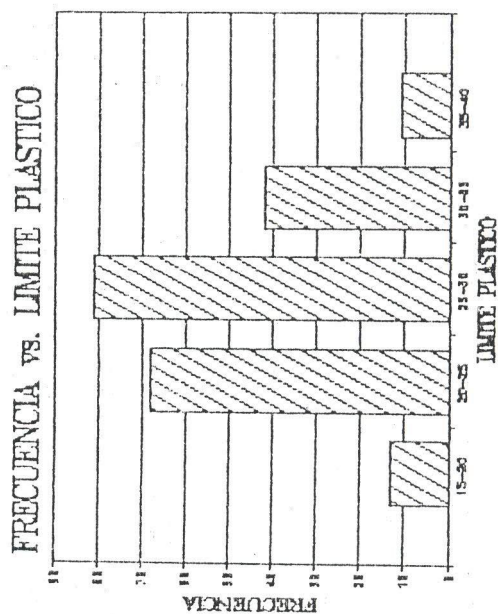
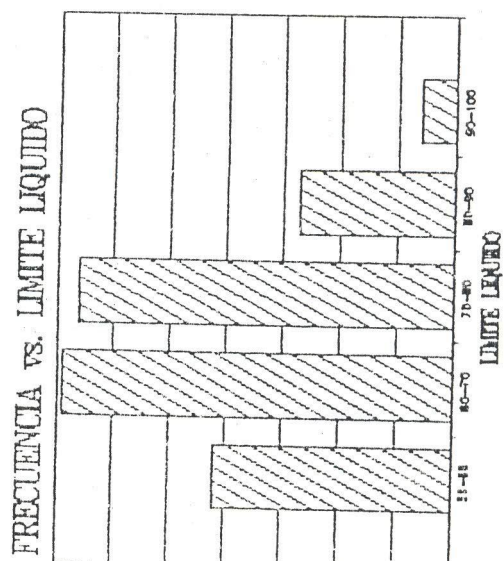


Fig. N° 3.22 b HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

SECTOR C

CLASIFICACION SUCS CL

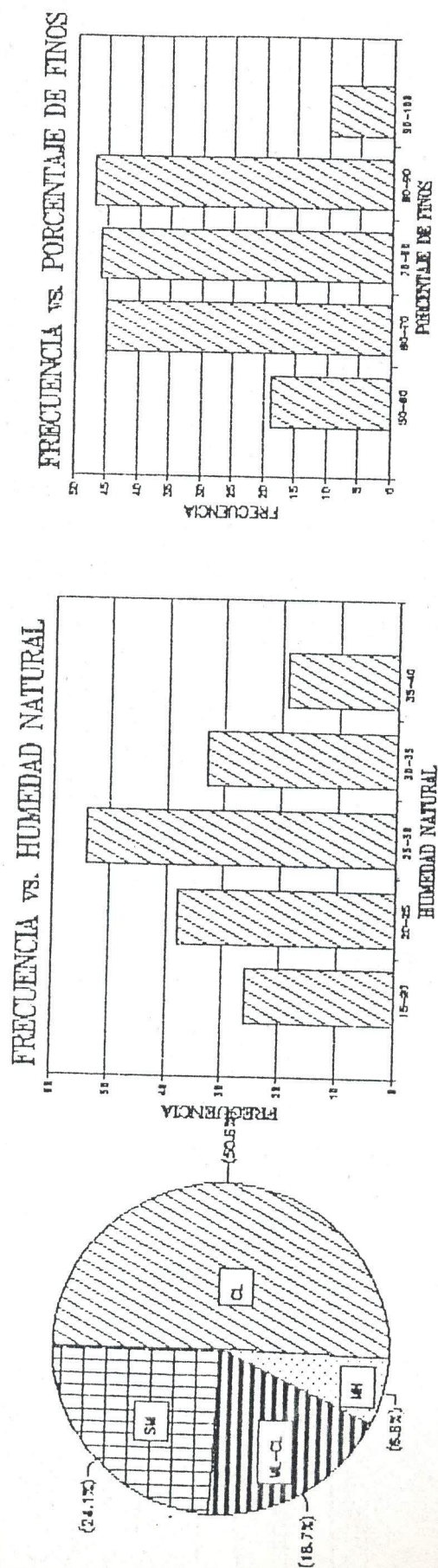


Fig. 3.23 a HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

SECTOR C

CLASIFICACION SUCS CL

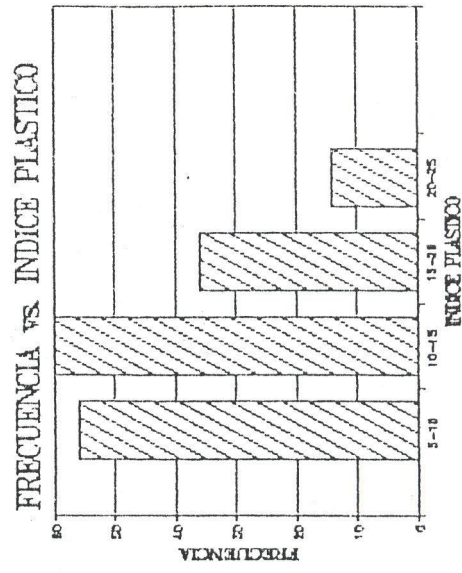
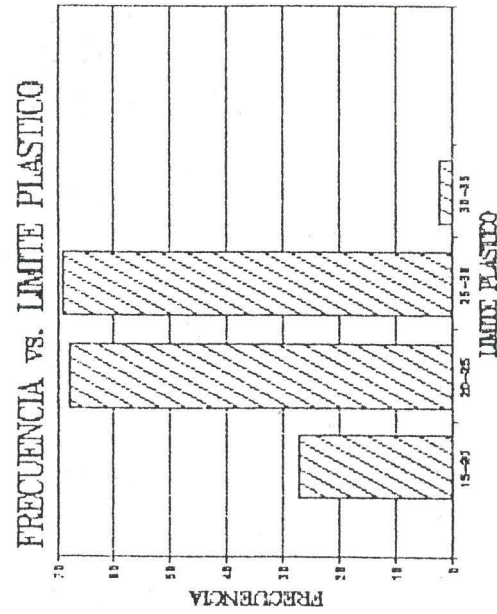
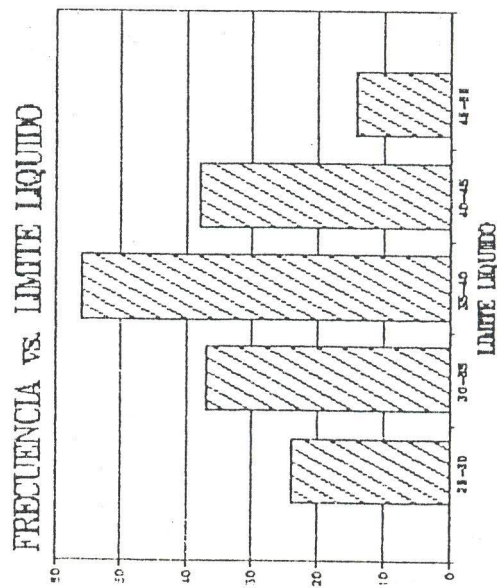


Fig. N° 3.23 b HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

SECTOR Sb

CLASIFICACION SUCS CL

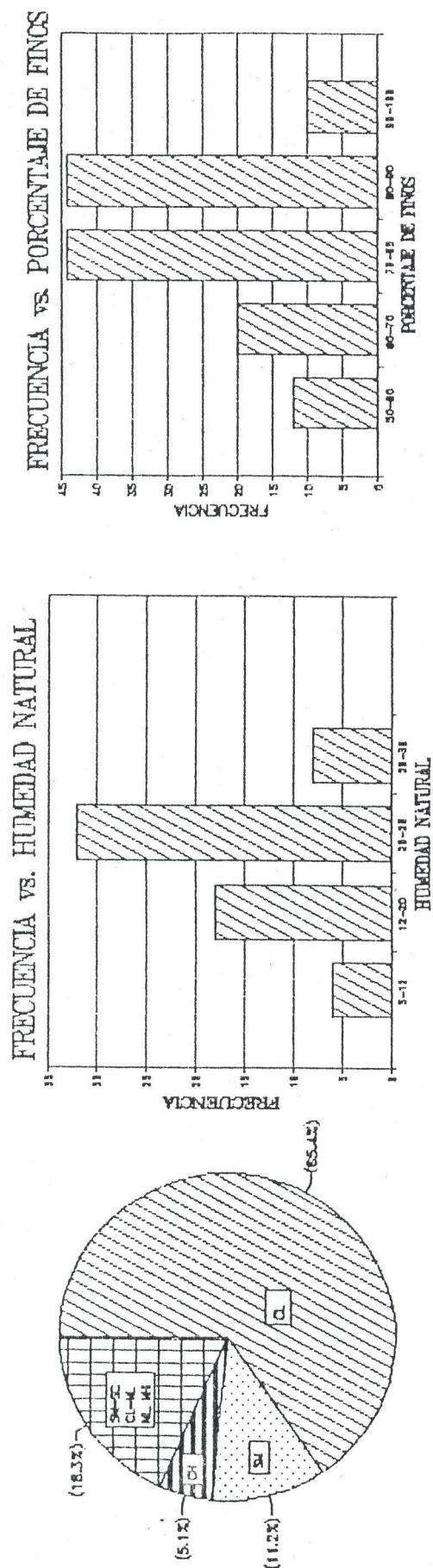


Fig. N° 3.24 a HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

SECTOR Sb

CLASIFICACION SUCS CL

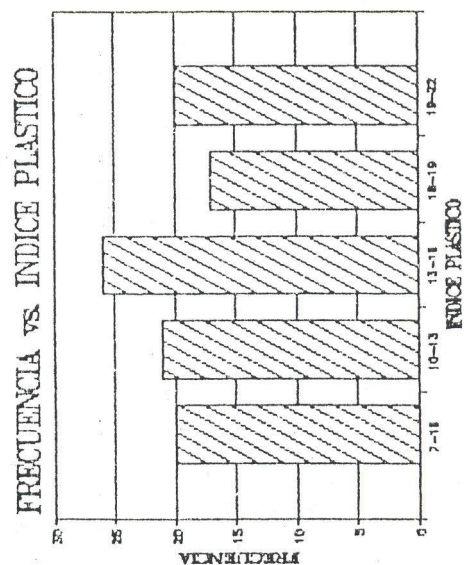
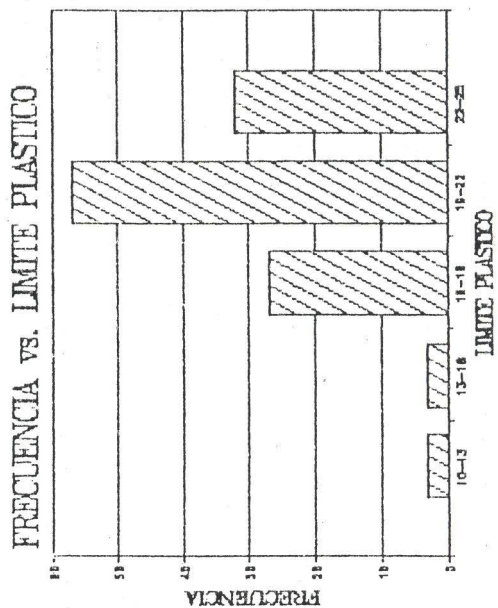
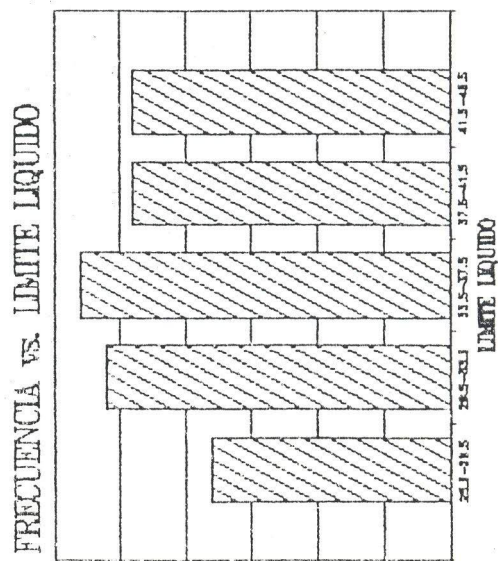


Fig. N° 3.24 b HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

SECTOR 0

CLASIFICACION SUCS CL

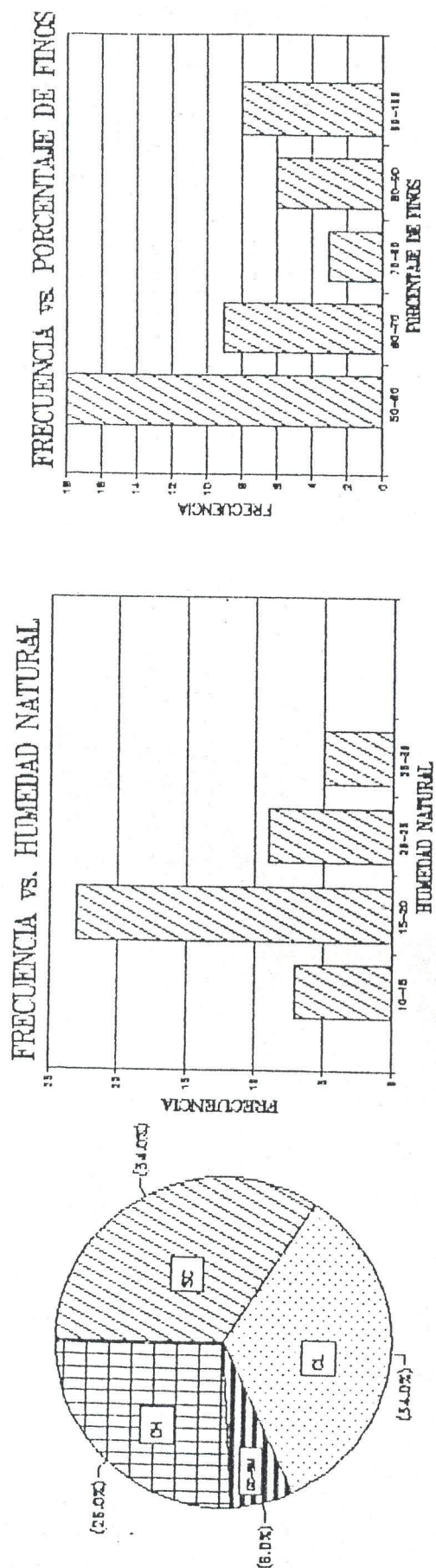


Fig. N° 3.25 a HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

SECTOR O

CLASIFICACION SUCS CL

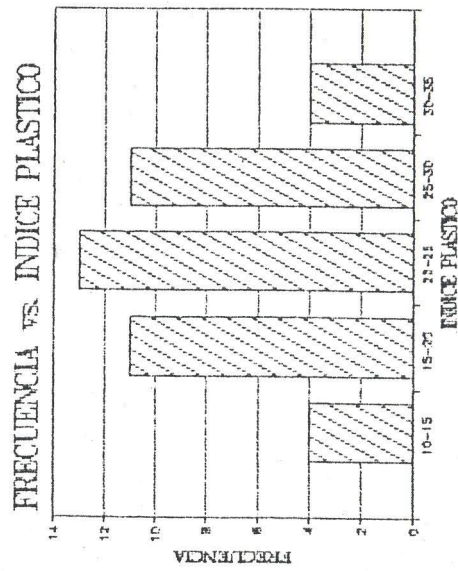
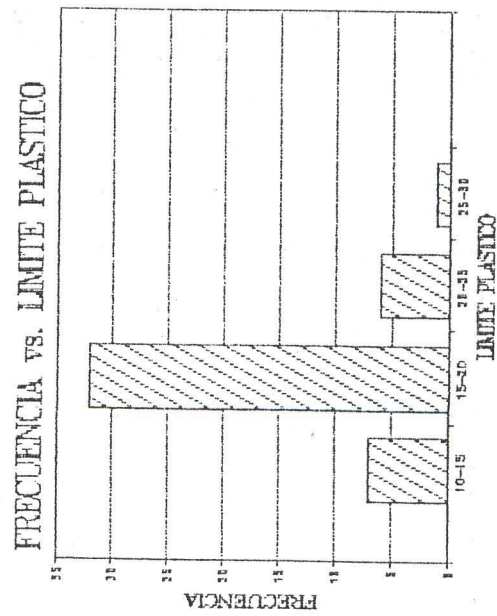
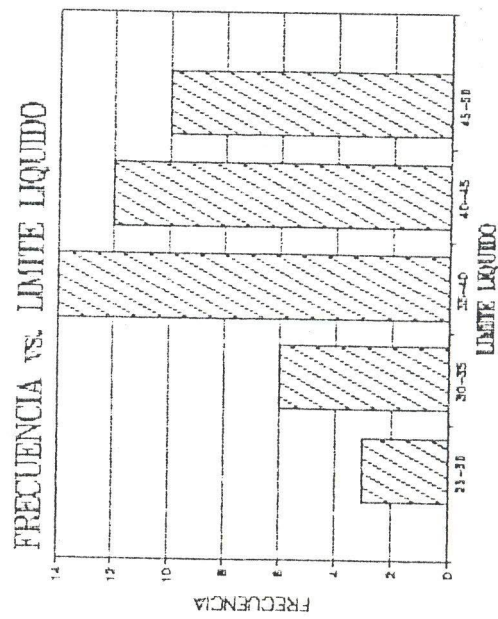


Fig. N° 3.25 b HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

Fig. 3.26 EXPANSION LIBRE

Muestras con humedad
natural
(SUCS: CH, CL)
Sector Sa

Referencia
Tesis: Efectos de
las arcillas
expansivas
Autor: C. Carrera S.

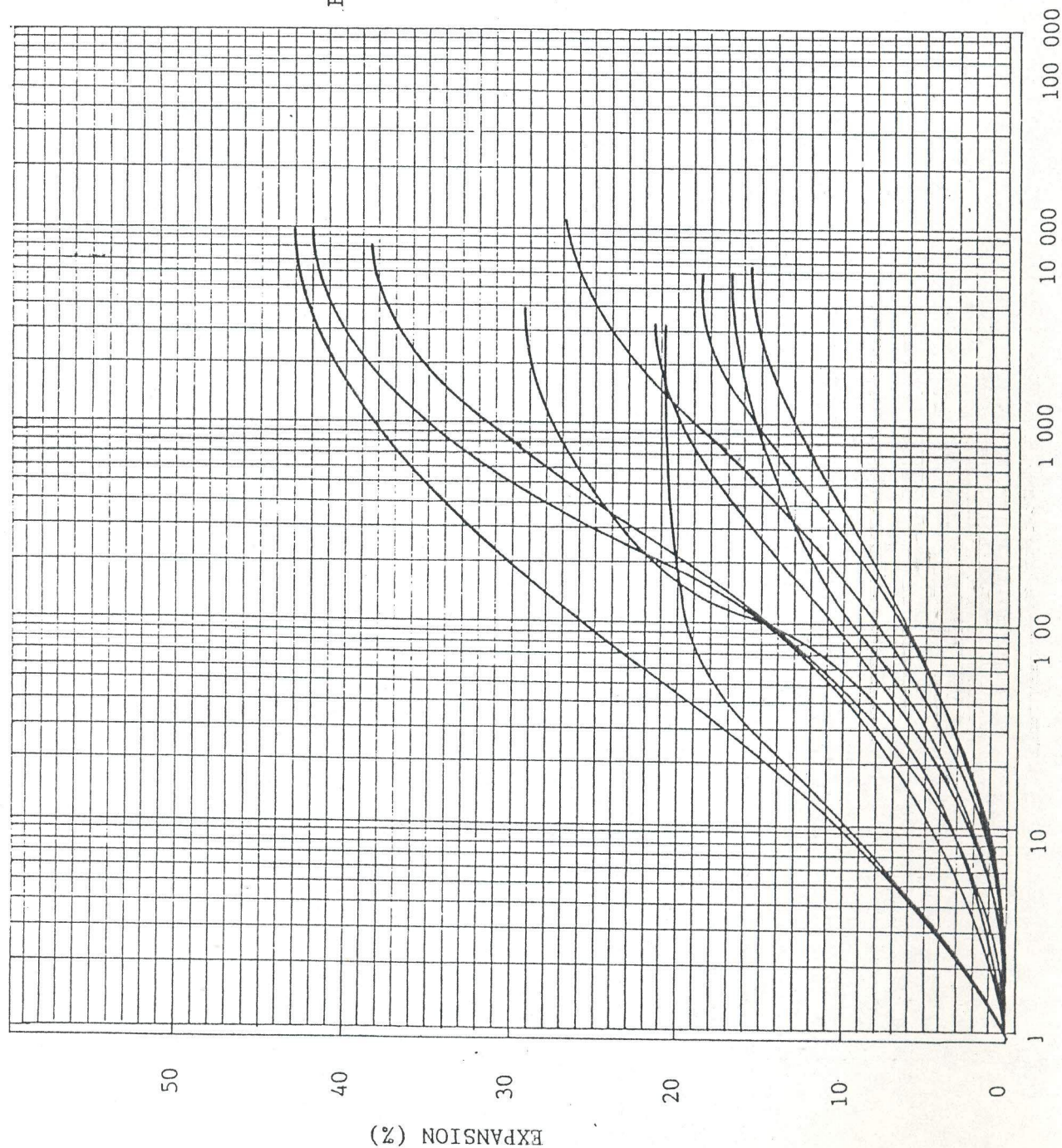
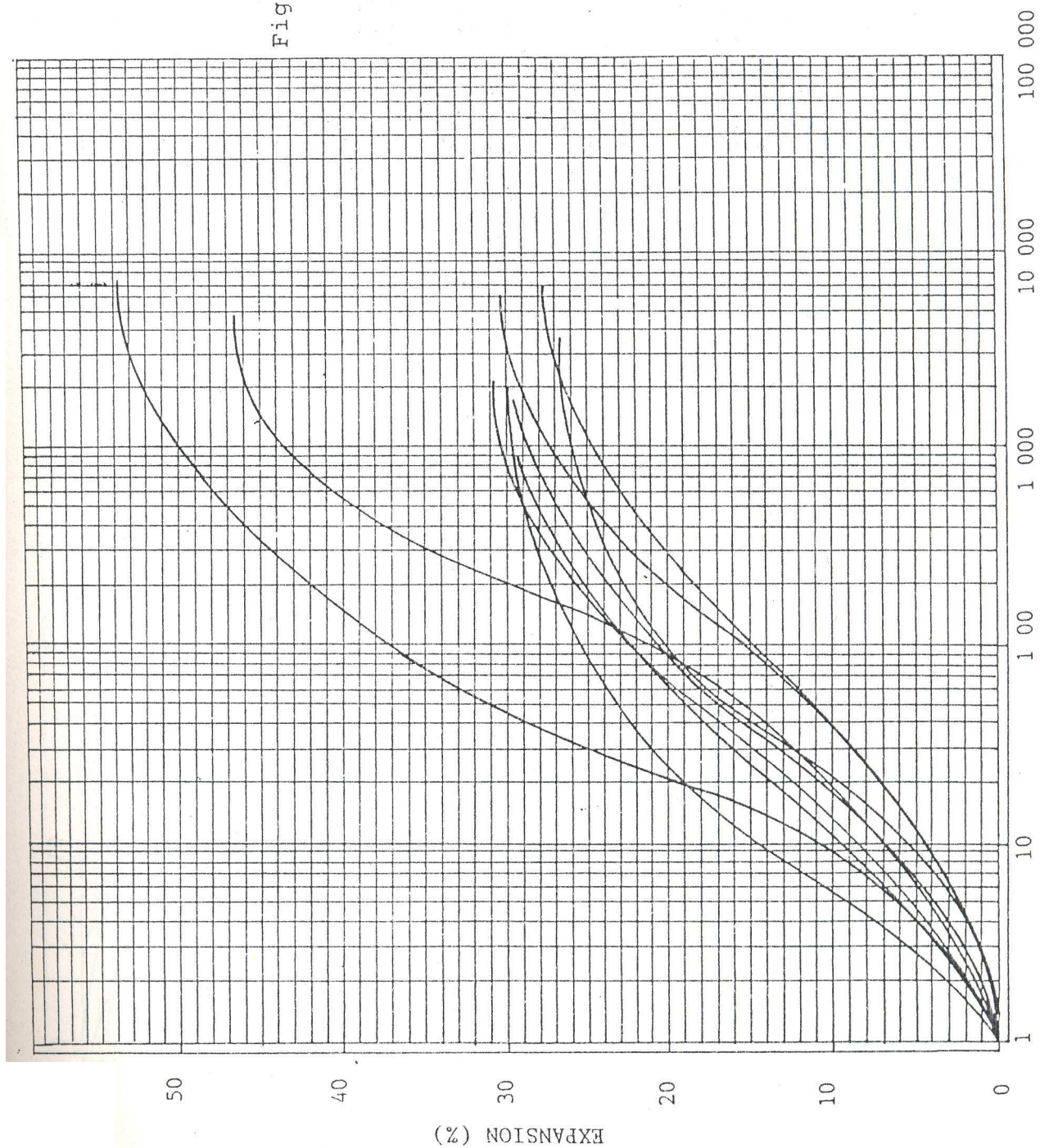


Fig 3.26b EXPANSION LIBRE

Muestras secas
(SUCS: CH, CL)
Sector Sa

Referencia
Tesis: Efectos de las
arcillas expansivas
Autor: C. Carrera S.



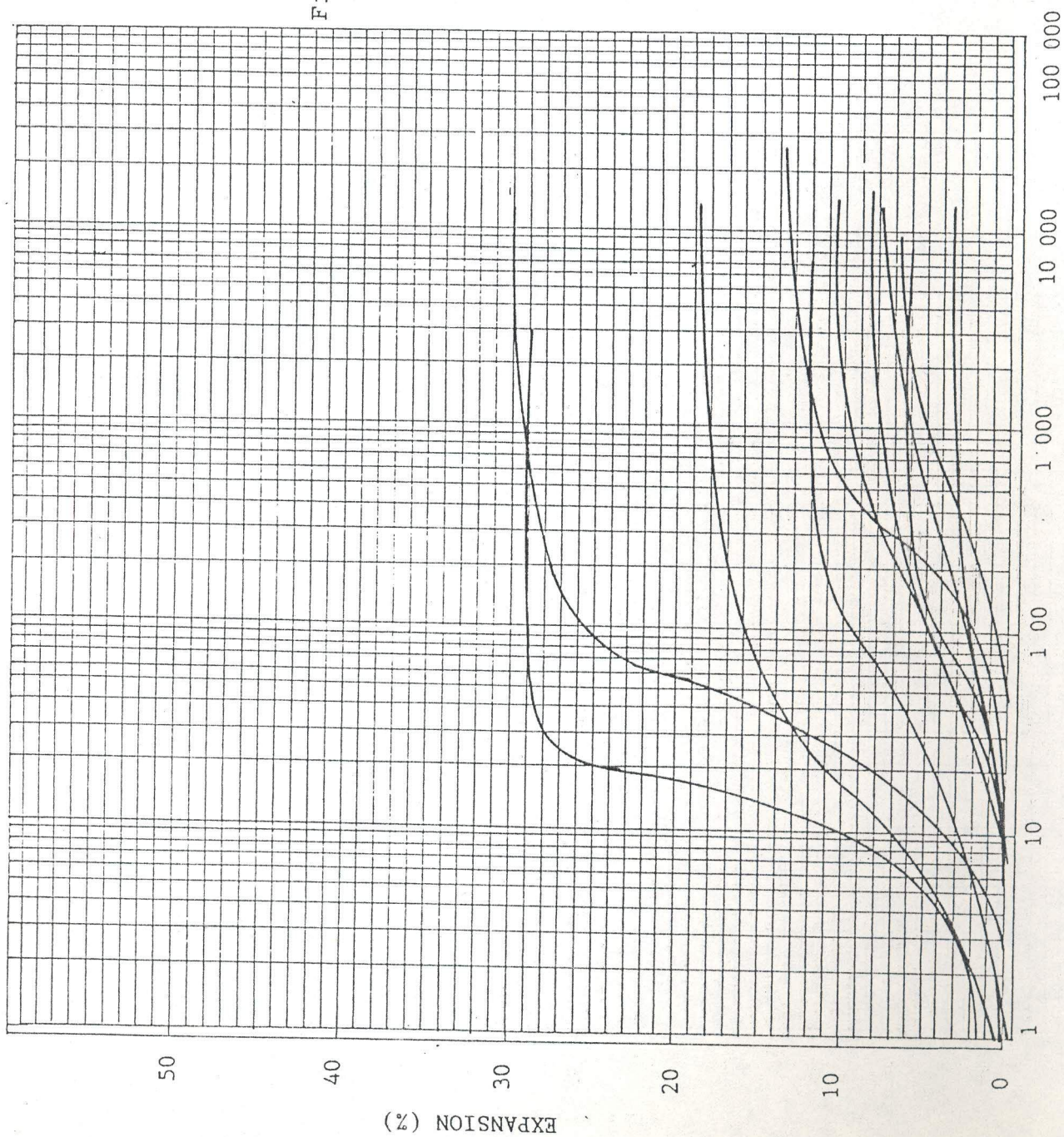


Fig. 3.27 EXPANSION LIBRE

Muestras con humedad
natural
(SUCS: CH, CL)
Sector 0

Referencia

Tesis: Urb. Los Precursores

Autor: Jorge Martínez

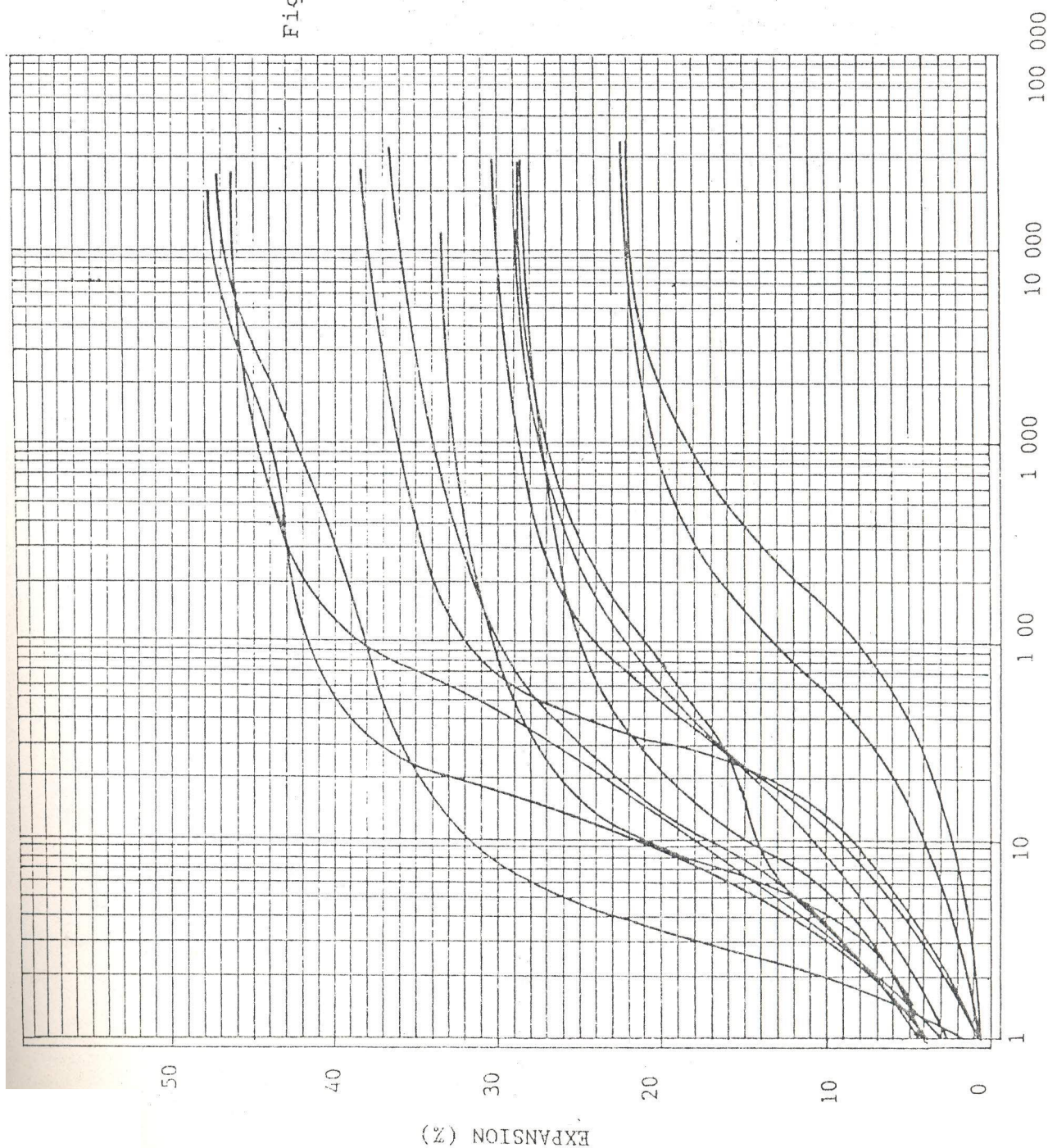
Fig3.27 EXPANSION LIBRE

Muestras secas
(SUCS: CH, CL)
Sector 0

Referencia

Tesis: Urb. Los Precursores

Autor: Jorge Martínez



CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

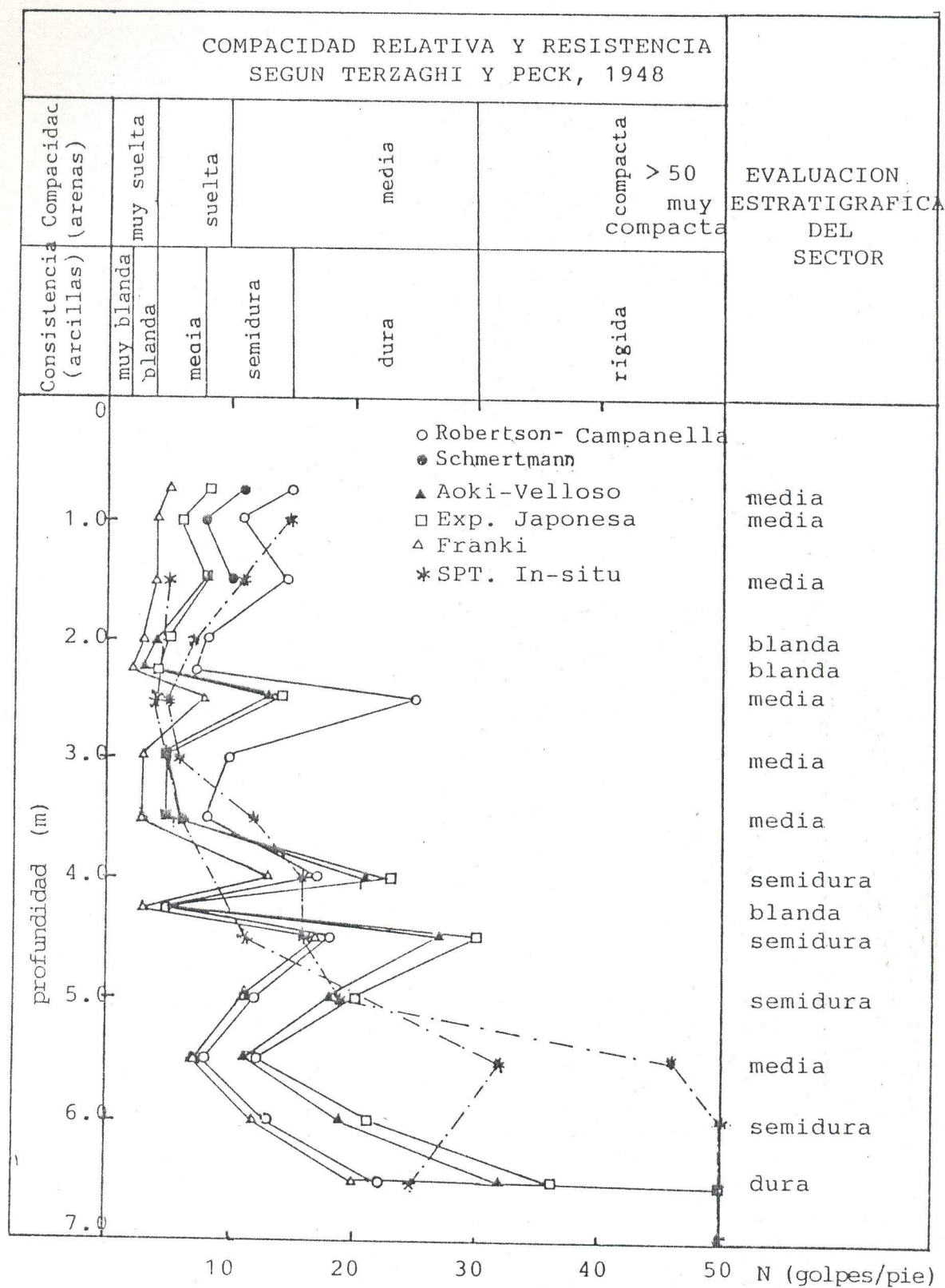


Fig. N° 3.28 CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
 Sector : N
 CPT N° : 4

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

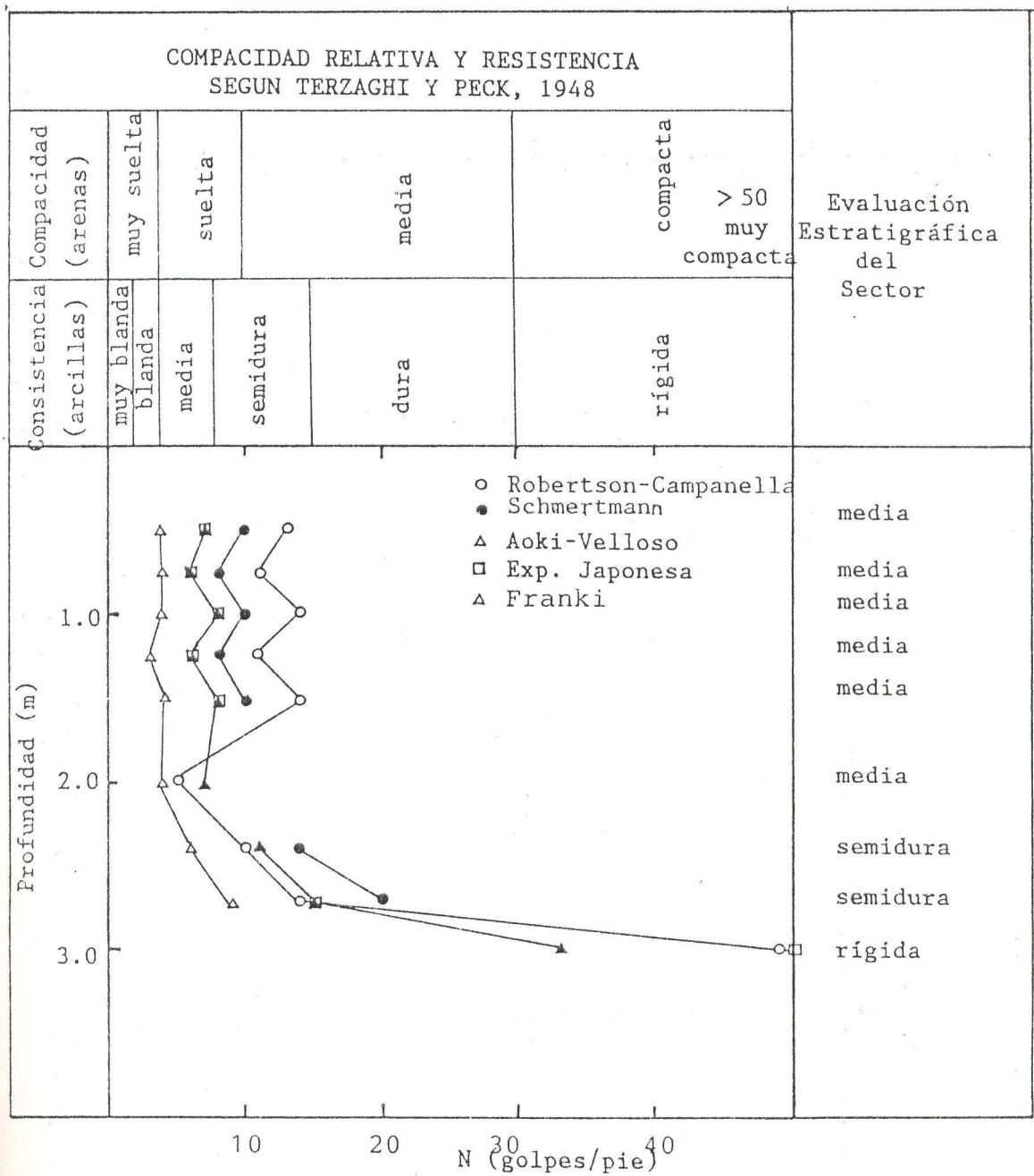


Fig. N° 3.28b CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector : N
CPT N° : 5

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

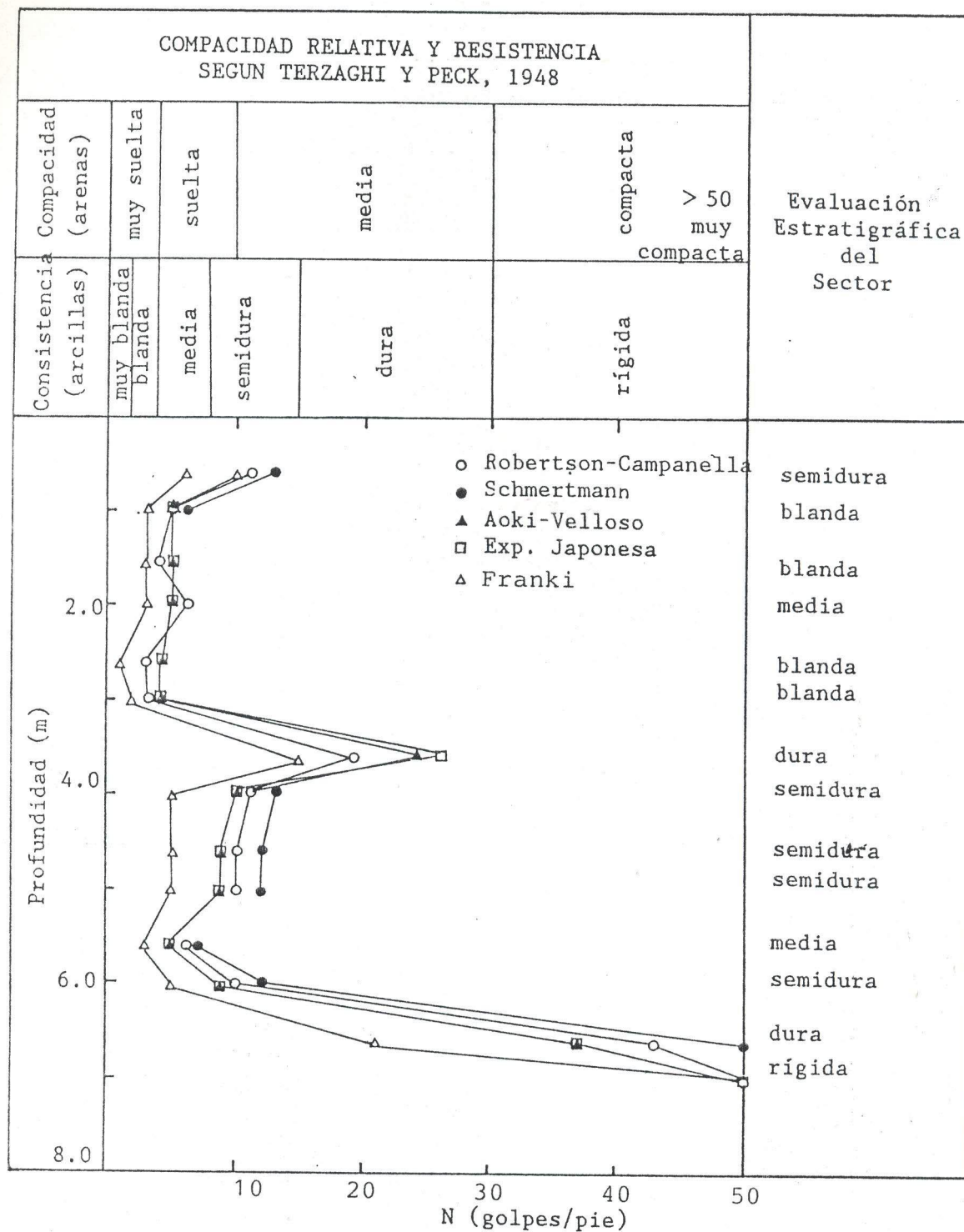


Fig. N° 3.28c CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector : N
CPT N° : 13

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

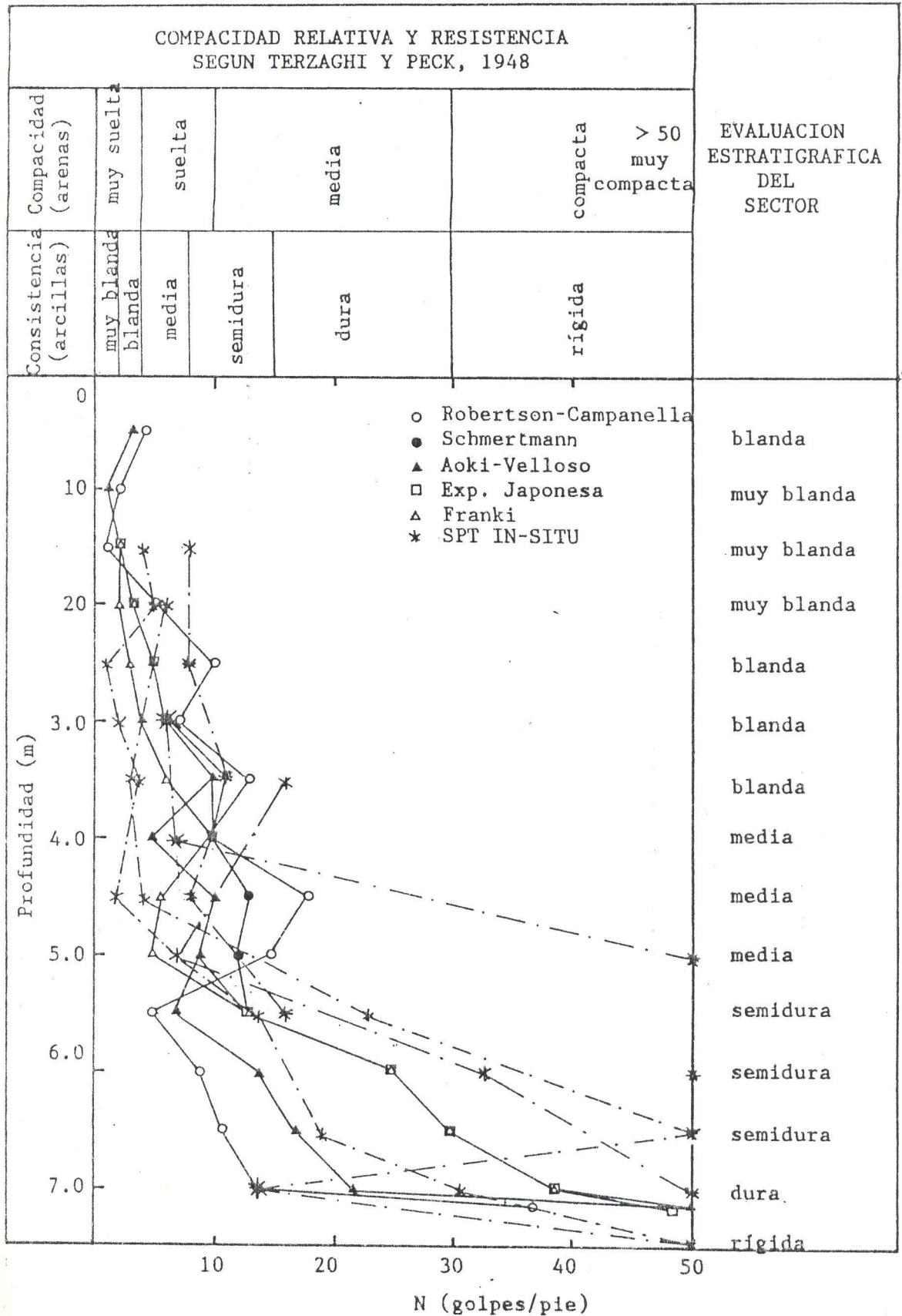


Fig. N° 3.29 CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector : C

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

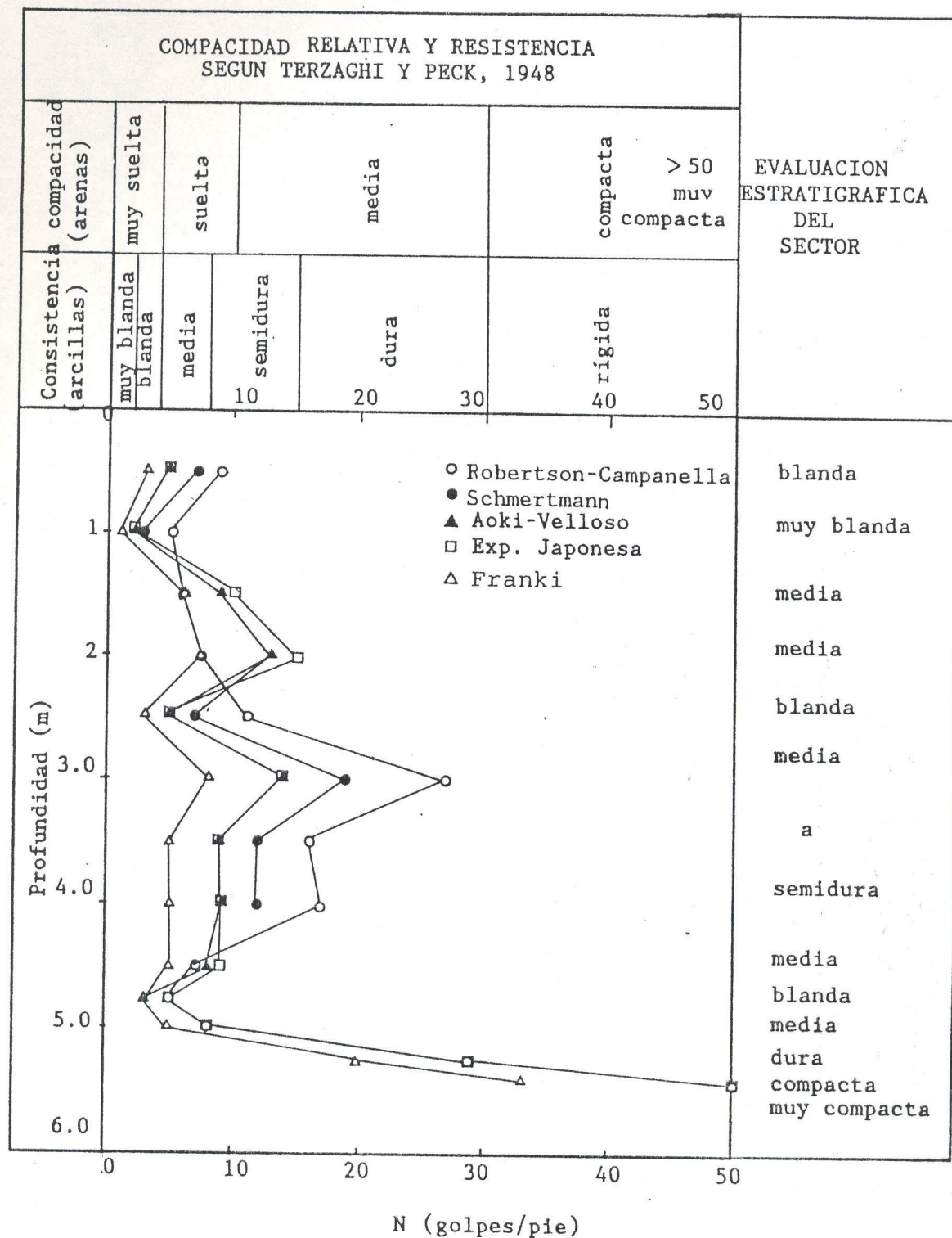


Fig. N° 3.30, CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector: Sa
CPT N°: 2

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

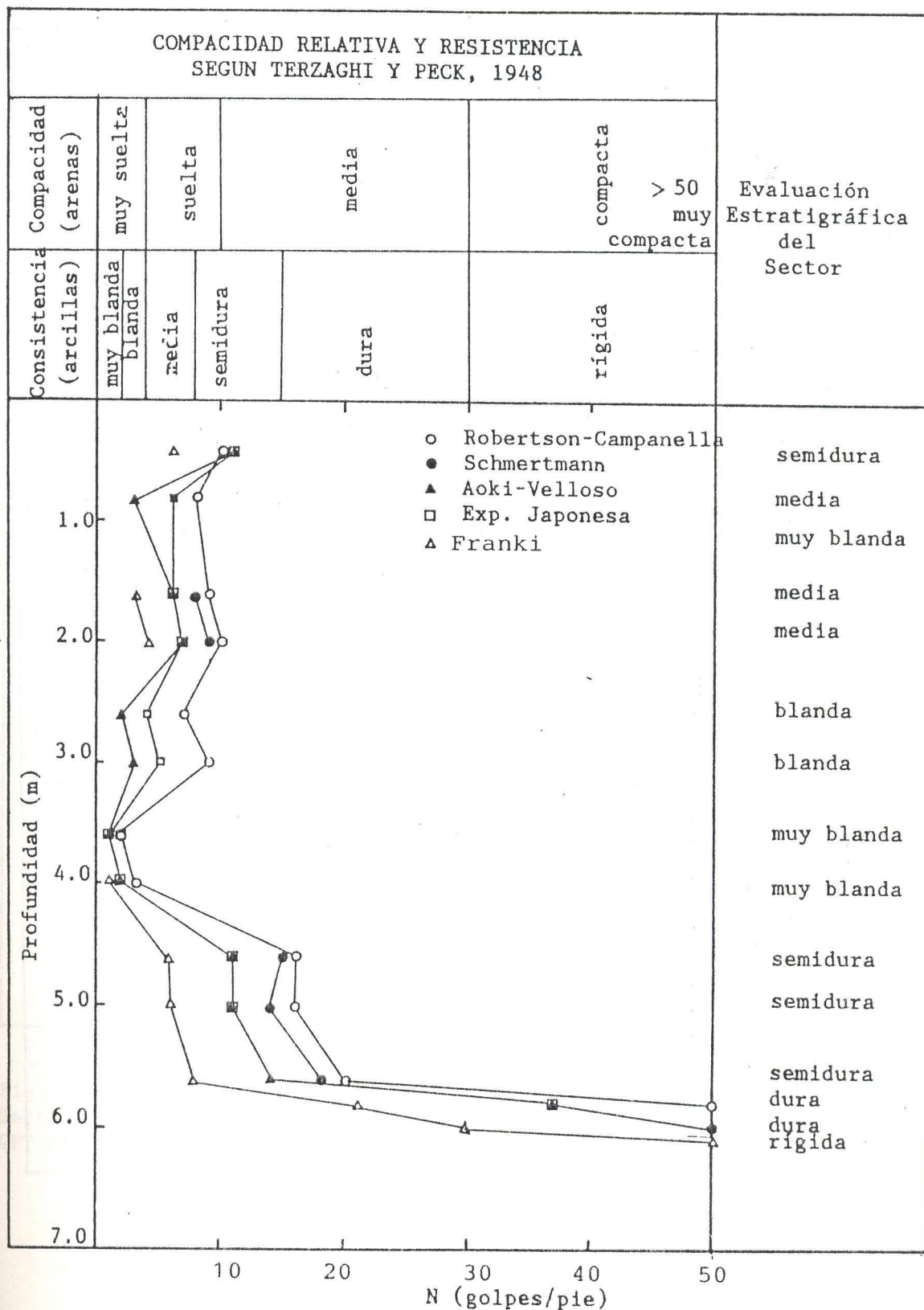


Fig. N° 3.30b CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

Sector : Sa

CPT N° : 11

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

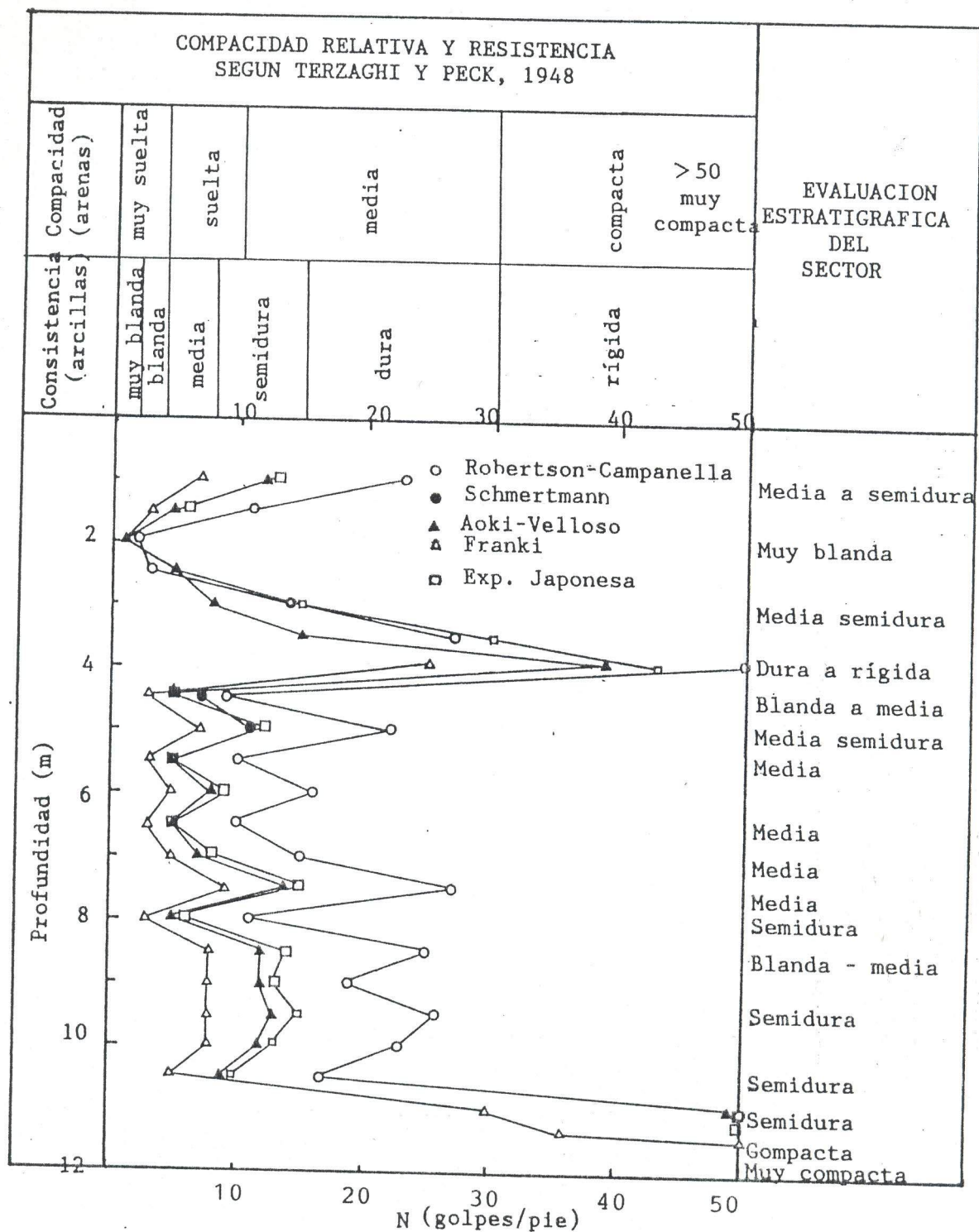


Fig. N° 3.31. CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector: Sb
CPT N°: 1

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

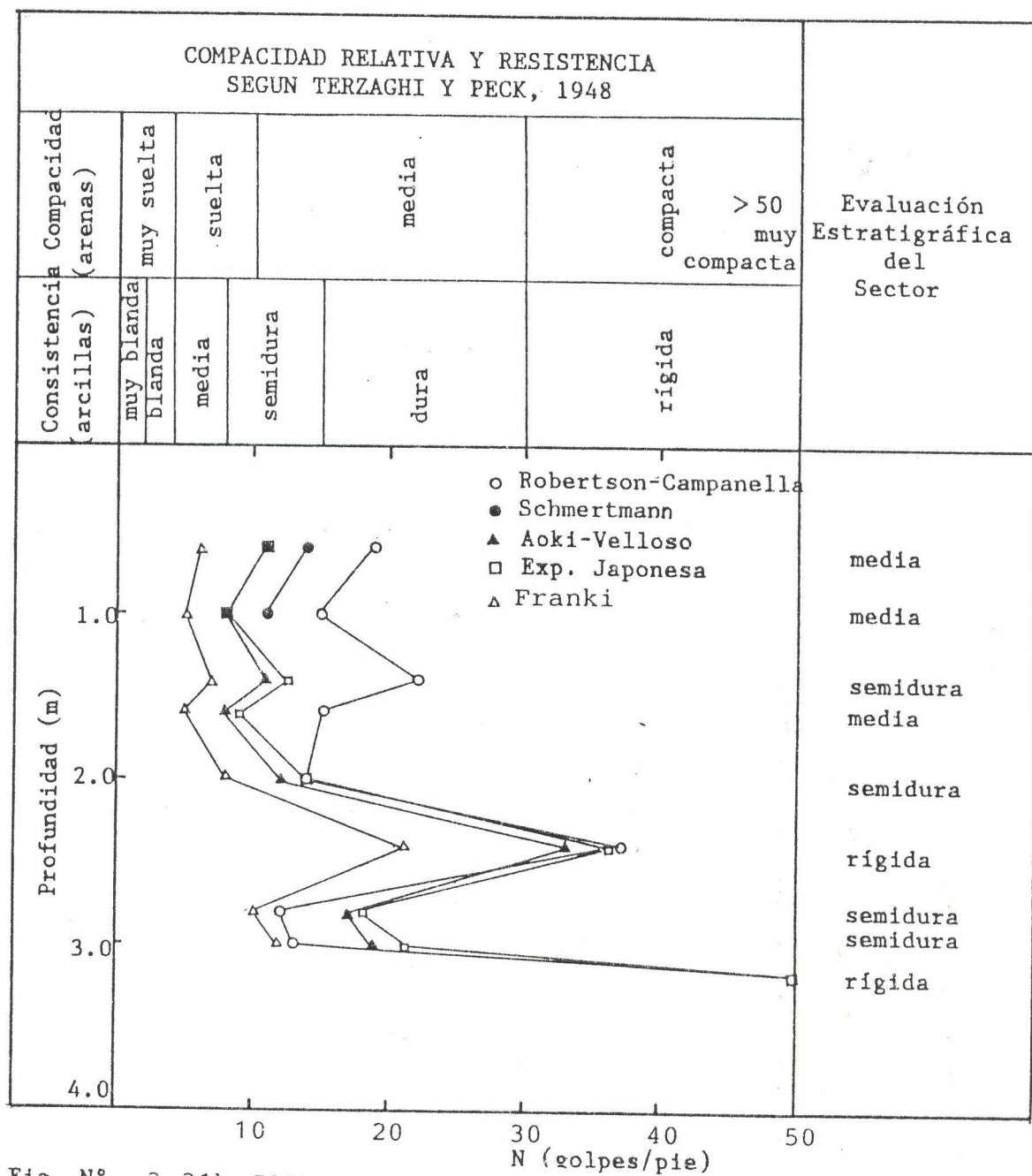


Fig. N° 3.31b CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector : Sb
CPT N° : 9

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

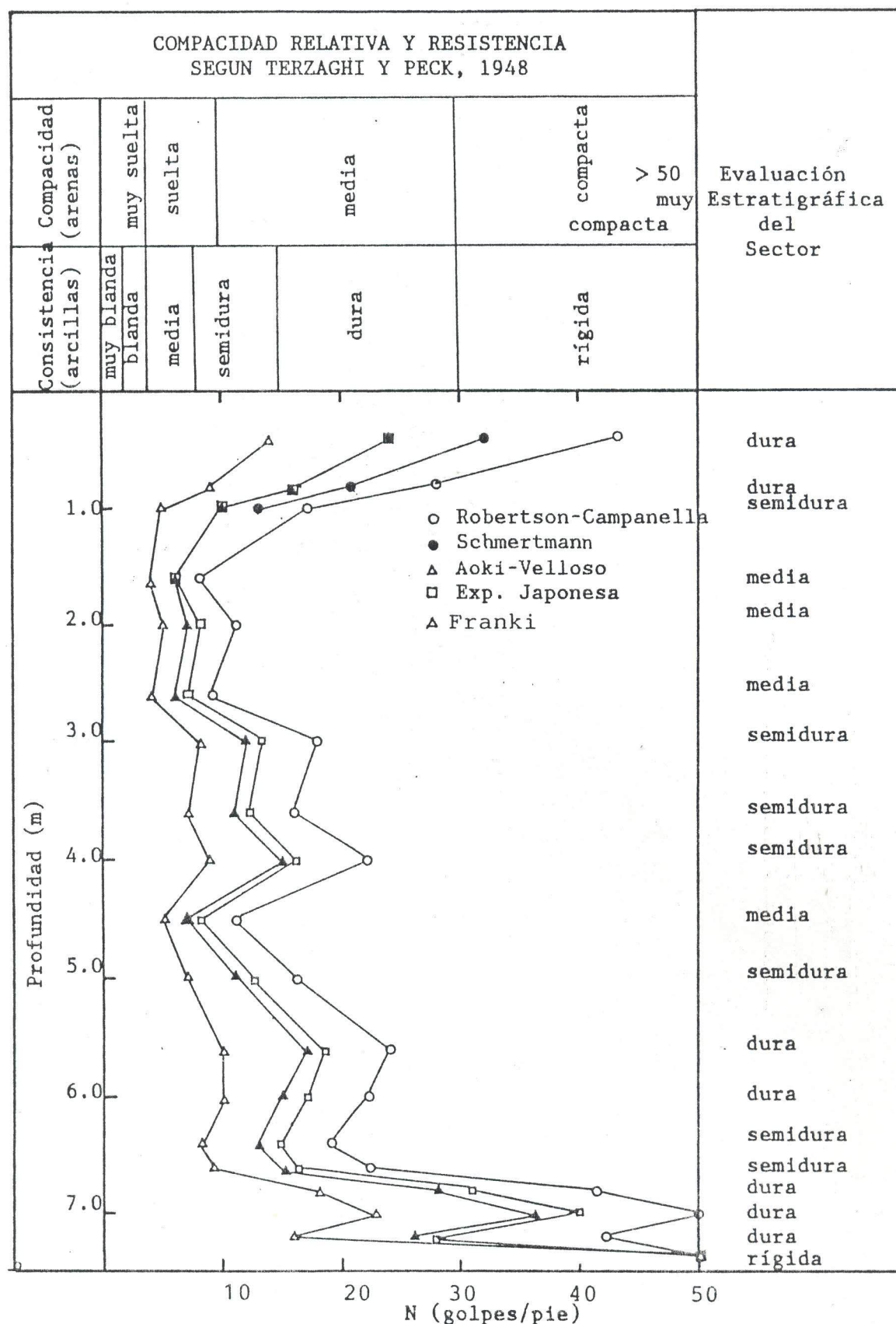


Fig N° 3.31c CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

Sector : Sb

CPT N° : 10

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

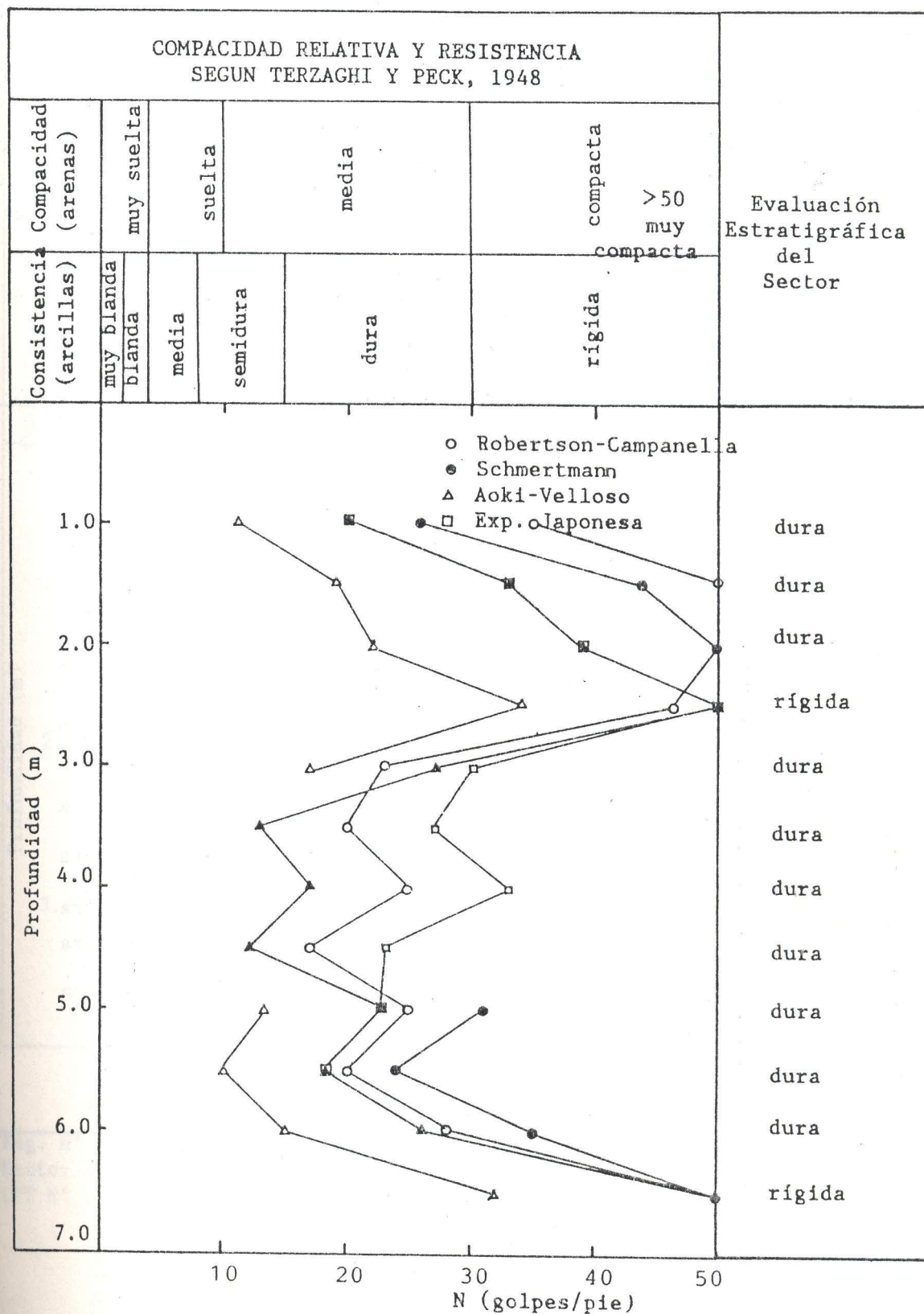


Fig. N° 3.32 CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector: E
CPT N° : 8

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

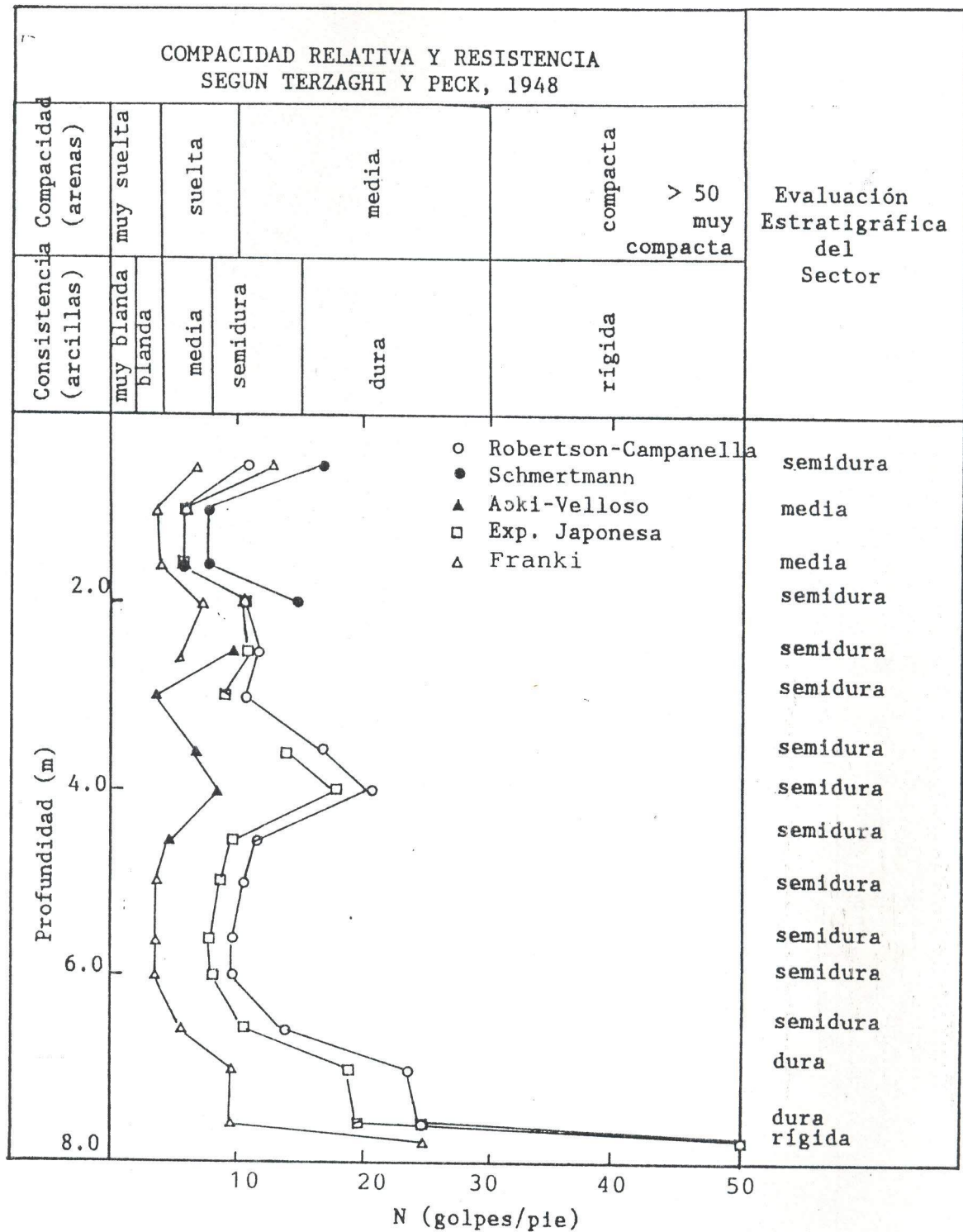


Fig. N° 3.32b CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector : E
CPT N° : 12

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

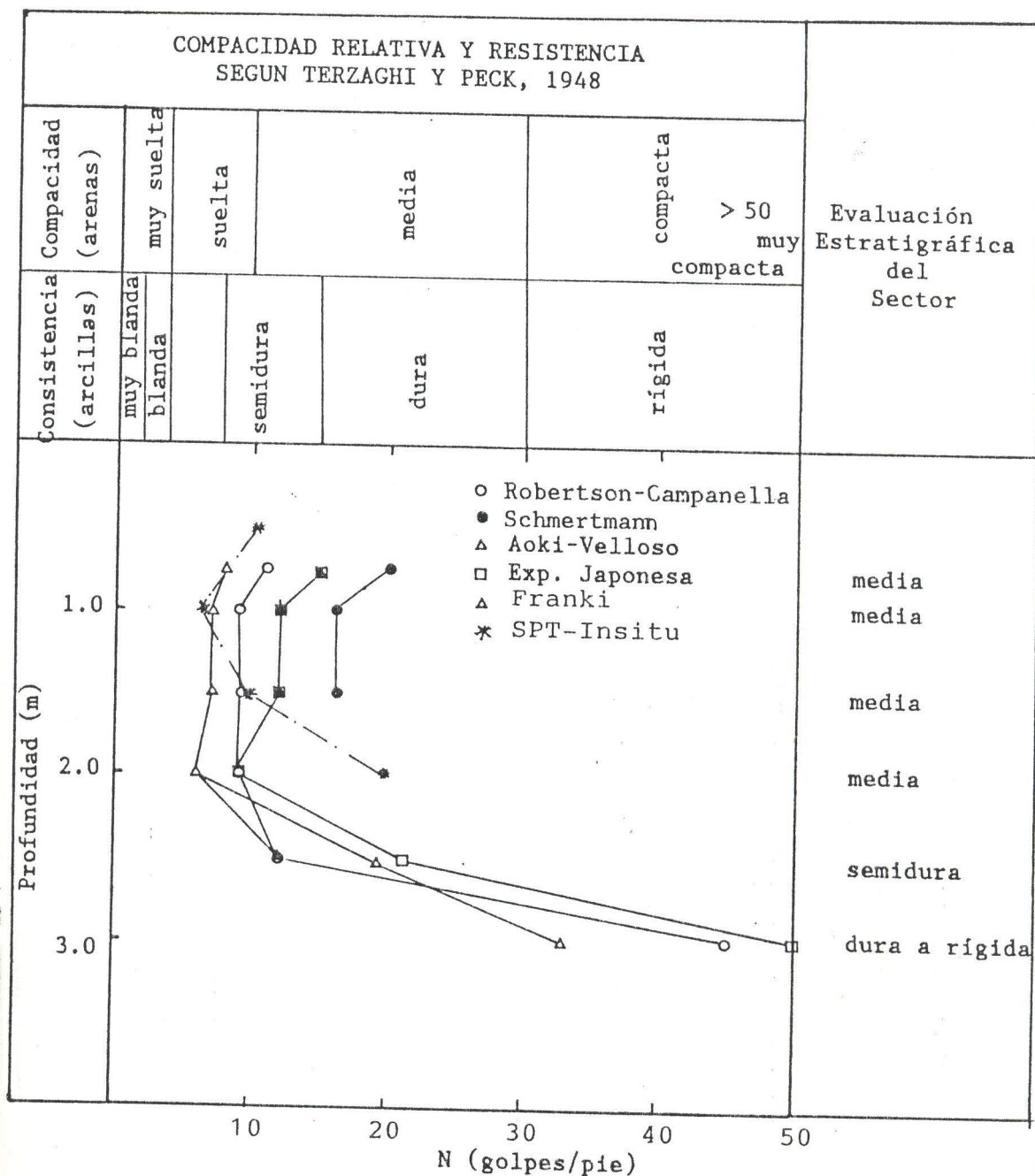


Fig. N° 3.33 CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector : 0
CPT N° : 6

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

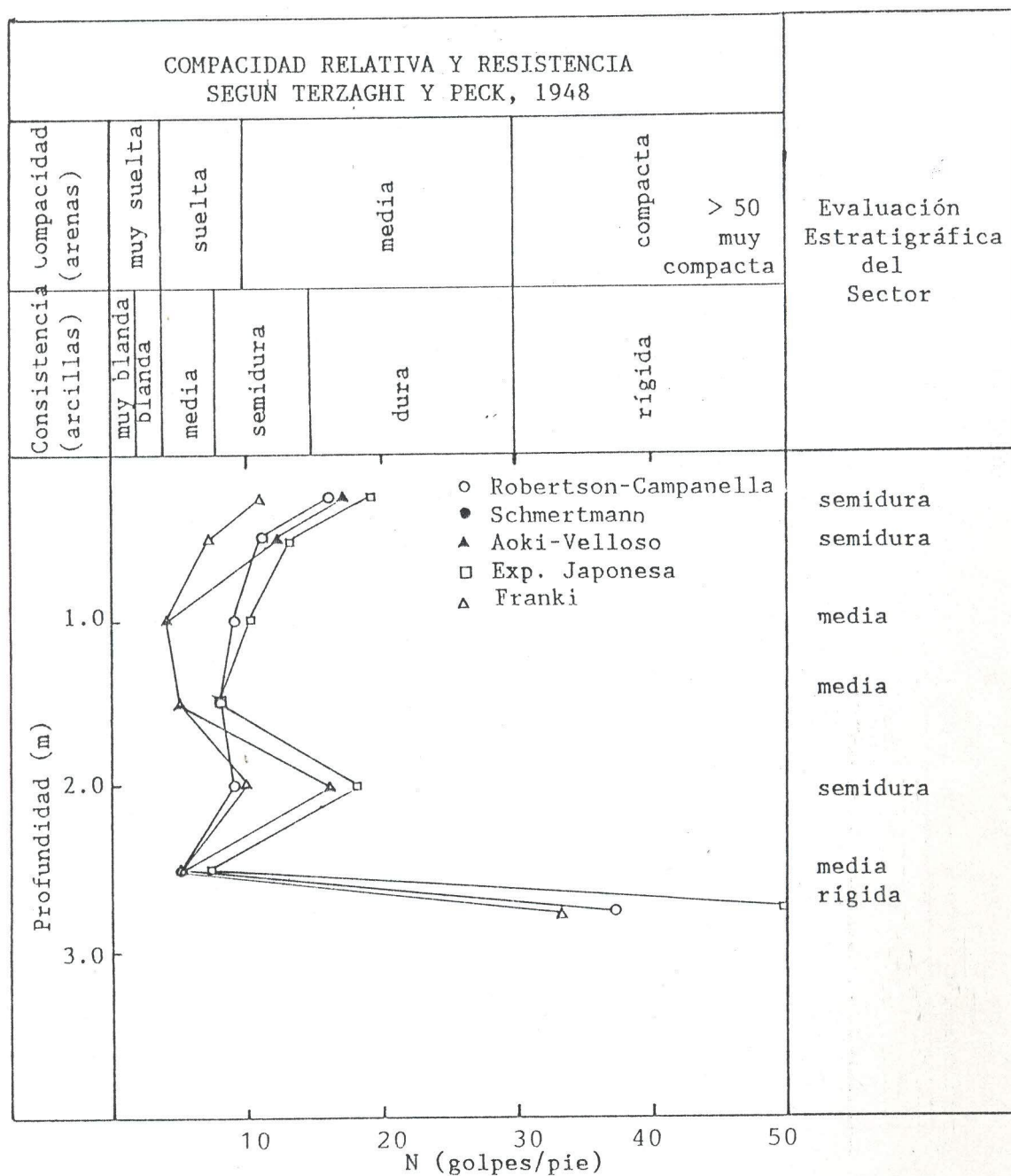


Fig. N° 3.33b CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector : 0
CPT N° : 7

CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT

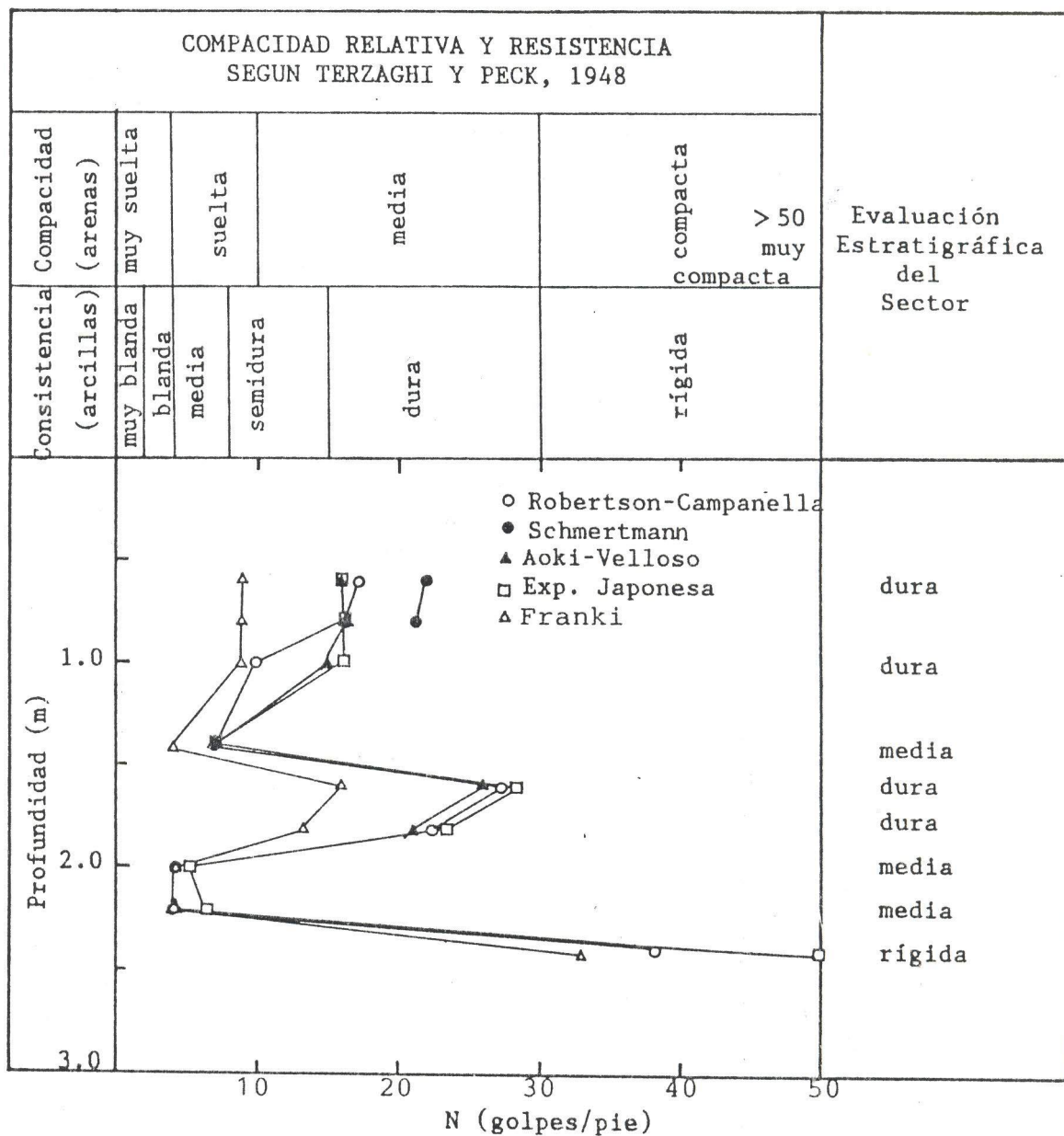
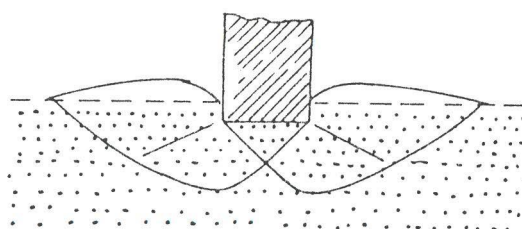
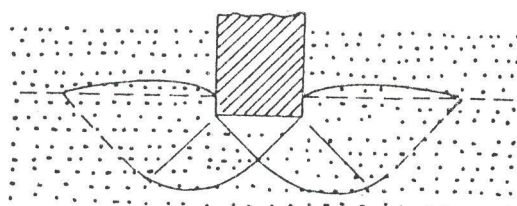
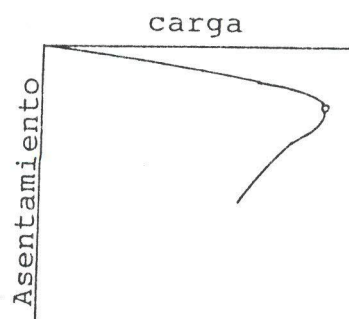


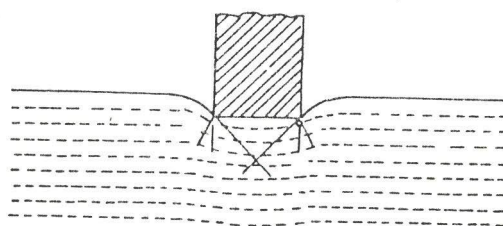
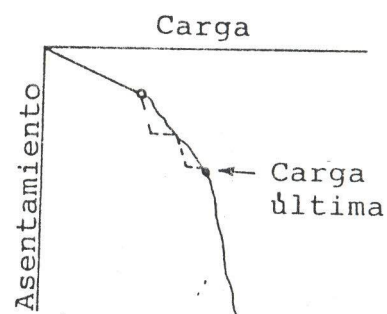
Fig. N° 3.33c CORRELACION DE LOS ENSAYOS CPT-SPT
Sector : 0
CPT N° : 14



a) Falla por corte general



b) Falla por corte local



c) Falla por punzonamiento

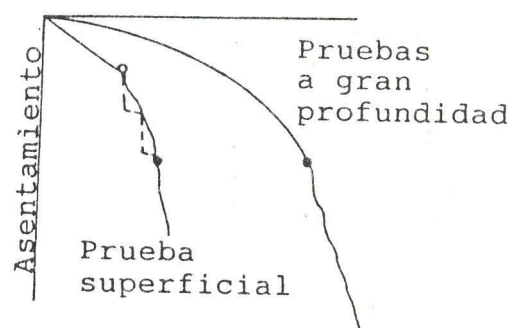


Fig N° 3.36 Formas de falla por capacidad de carga (Ref. Vesic, 1963)

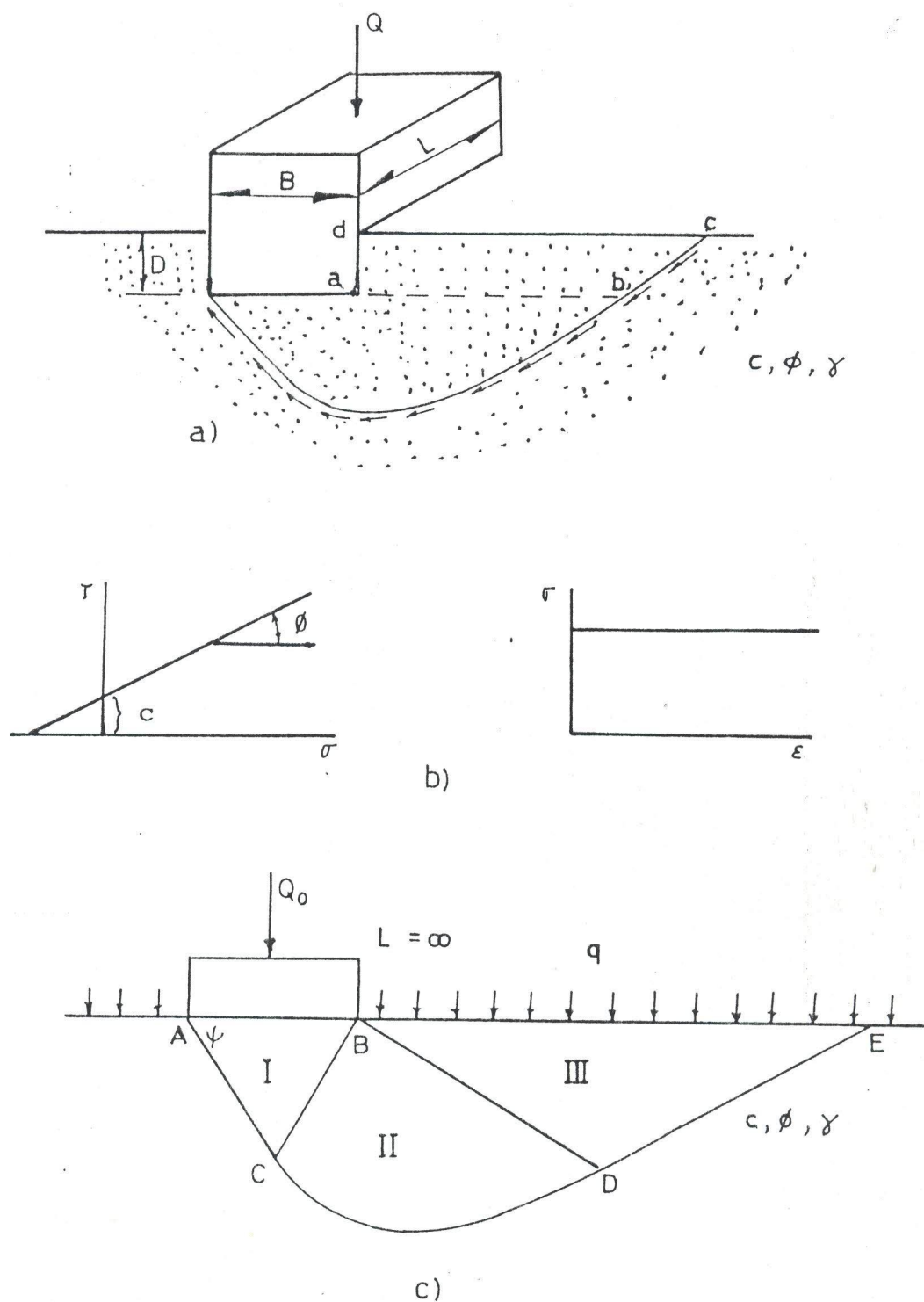


Fig. N° 3.37 El problema de capacidad de carga de cimentaciones superficiales (Ref. Vesic, A, 1963)

CAPITULO IV

SUELOS EXPANSIVOS

4.1 INTRODUCCION

De las conclusiones de los ensayos de propiedades físico mecánicas se induce que la ciudad de Chiclayo está cimentada sobre un depósito de suelos finos sedimentarios heterogéneos. Existen sectores en donde los suelos son de alta plasticidad, muy expansivos del orden de 35%, donde se requiere carga de 0.60 Kg/cm^2 para contrarrestar la expansión, según muestras analizadas con humedad natural.

En consecuencia, viendo los problemas que ocasionan las arcillas expansivas, en el presente capítulo se presentan algunas definiciones, hipótesis de las propiedades físico-mecánicas, químicas etc. y el análisis de las arcillas en cada sector, más que todo donde se han presentado los problemas en las obras civiles.

HIPOTESIS SOBRE EL MECANISMO DEL FENOMENO DE EXPANSION.-

Laugmivzr, Frumkin y Yorodtzkaja (1938), Shofield (1946) Vewey y Overbeck (1948) definen lo siguiente : La expansión es un fenómeno físico-químico. Existen métodos que permite evaluar la presión de hinchamiento en illitas y montmorillonitas, grupos de minerales de arcillas en los que se producen expansiones.

C. Noble (1966) presenta un mecanismo de expansión que considera el comportamiento de los suelos como resultado de cambios en el equilibrio de sus componentes mecánicos y físico-químicos.

Los suelos expansivos se caracterizan por tener el siguiente comportamiento mecánico.

- Contracción de la arcilla debido al secado.
- Expansión de la arcilla al humedecerse.
- Desarrollo de presiones cuando está confinada la arcilla y no puede expandirse.
- Disminución de la resistencia al corte y de la capacidad de soporte al expandirse.

4.2 RECONOCIMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS.-

Los diferentes métodos de clasificación del potencial de suelos expansivos se pueden citar en 3.

1. Método de identificación mineralógica
2. Método Indirecto, como las propiedades de índices, el método de cambio potencial de volumen (PVC), el método de actividad, etc.
3. Método de mediciones directas

4.2.1.- Identificación Mineralógica.-

La composición mineralógica de los suelos expansivos tiene una influencia en el potencial de su hinchamiento. La carga eléctrica negativa, de la superficie de los minerales, la fuerza de enlace entre ellas y la capacidad de cambio de cationes contribuyen en la expansión de las arcillas, por lo tanto es importante evaluar por identificación de los constituyentes de los minerales, los que contribuyen al potencial de hinchamiento. Las técnicas que pueden ser usadas son las siguientes:

- Difracción de los Rayos X.

- Análisis térmico-diferencial.
- Absorción de Calor.
- Análisis Químico.
- Ensayo de Resolución del Microscopio Electrónico

Estos métodos pueden usarse combinándose y ser evaluados cuantitativamente.

4.2.1.1.- Método de Difracción de Rayos X

Este método determina la proporción de mineral presente en una arcilla, de consistencia esencialmente coloidal, por comparación de relaciones de intensidad de líneas de difracción de los diferentes minerales, con la intensidad de línea de una sustancia estándar. Se basa en la ecuación de Bragg, cuya relación es la siguiente:

$$n = 2d \sin\theta \quad (4.1)$$

Donde:

n = es un entero (1,2,3,...n)

λ = longitud de onda.

d = distancia entre planos paralelos sucesivos

θ = ángulo de incidencia y reflexión de los rayos X sobre el plano.

Esta es la ecuación de Bragg. Para un espaciado dado " d " y un " λ " dado, las reflexiones sólo se producen para aquellos ángulos que satisfacen la ecuación. Suponemos por ejemplo un haz monocromático de rayos X, el cual es paralelo a una cara de exfoliación de la montmorillonita; lentamente no hay reflexión hasta que el haz incidente hace un ángulo θ que satisface la ecuación N° 4.1 con $n=1$. Si se continúa girando aparecen nuevas reflexiones cuando la ecuación satisface ciertos ángulos con $n = 2, 3, 4 \dots$ etc. Estas se conocen como reflexiones de primero, segundo, tercer orden, etc.

4.2.1.2.- Análisis Térmico-Diferencial.-

El análisis térmico diferencial puede ser usado en conjunto con el de difracción de rayos X y el de análisis químico, para establecer los materiales que sufren cambios en sus características al variar la temperatura.

4.2.1.3.- Absorción de Calor.

Cuando una arcilla absorbe ácido, el calor asumido depende de la capacidad de cambio sobre la base de los diferentes minerales presentes en la arcilla. La presencia de montmorillonita puede ser detectada si la cantidad de absorción es de alrededor de 5% a 10%.

4.2.1.4.- Análisis Químico

Puede ser usado para determinar la naturaleza del isomorfismo y mostrar el origen y localización de la carga sobre el enrejado.

Las arcillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, silicatos de magnesio hidratados, hierro u otros minerales. Estos minerales tienen casi una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en dos láminas. Existen dos variedades de láminas la Silicua y la Alúmina.

Los minerales de arcilla se presentan en tres grandes grupos: la Caolinita, Montmorillonita e Illita.

Las Caolinitas están formados por una lámina de Sílice tetraédrica y otra Alúmina octaédrica que se superponen indefinidamente. La unión entre todas las retículas es lo suficientemente firme para no permitir el ingreso de moléculas de agua entre ellas (absorción). En consecuencia, las arcillas caoliníticas serán relativamente estables con la presencia del agua. Las caolinitas no son sino moderadamente plásticas y tienden a poseer un coeficiente de fricción interno mayor que el de cualquier otro mineral arcilloso. La fórmula química de las caolinitas es : $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$.

Las illitas tienen una unidad estructural análoga al de la montmorillonita, con la diferencia en la composición química. Las láminas constituyentes de las illitas forman por lo general agregados. Tal estructura expone una superficie menor a la atracción del agua que el de las montmorillonitas, por lo que las illitas tienen una capacidad de hidratación más limitada. Las propiedades de expansión de las illitas son también menores, y sus coeficientes de fricción interna son más altos que las montmorillonitas. La fórmula química de las illitas generalmente es : $(\text{OH})_4 \text{ Ky}(\text{Si}_8 \text{ Y AlY})(\text{Al}_4 \cdot \text{Fe}_4 \cdot \text{Mg}_4 \text{ Mg}_6)\text{O}_{20}$ con $\text{Y} = 1.5$.

Las Montmorillonitas están formadas por una lámina octaédrica de alúmina entre dos láminas tetraédricas sílicas superponiéndose indefinidamente. En este caso la unión entre las retículas del mineral es débil, por lo que las moléculas de agua pueden ingresar en la estructura, con relativa facilidad a causa de las fuerzas eléctricas generadas por su naturaleza dipolar; entonces se produce un incremento en el volumen de los cristales, generándose una expansión. Cuando está en proceso de disecación, una montmorillonita queda sometida a gran contracción y agrietamiento.

Las bentonitas, se forman por lo general a partir de las cenizas volcánicas, y es una clase de las arcillas montmorillonitas por su capacidad de dilatación. Sin embargo, esta capacidad puede encontrar empleos muy útiles en la geología ingenieril, especialmente para impedir fugas en depósitos y canales. La fórmula química de las montmorillonitas es $(\text{OH})_4 \text{ Si}_8 \text{ Al}_4 \text{ O}_{20} \text{ nH}_2\text{O}$.

El término nH_2O representa el agua comprendida entre las hojas de una montmorillonita natural, bajo forma de una o más láminas de agua, cada una de ellas del espesor de una molécula.

4.2.1.5.- Ensayo de Resolución de Microscopio Electrónico

El principal propósito del examen microscópico es la determinación de la composición mineralógica, textura y estructura interna. Porque dos arcillas pueden dar las mismas muestras de rayos X y la misma curva térmica diferencial, pero muestran diferentes características morfológicas bajo la resolución del microscopio electrónico.

4.2.2.- Método Indirecto

4.2.2.1.- Método de Índices.-

Los ensayos de propiedades simples del suelo pueden ser usados para la evaluación del potencial de hinchamiento de los suelos expansivos, como son:

- Ensayo de Límites de Atterberg.
- Ensayo de Contracción Lineal.
- Ensayo de Expansión Libre. y
- Ensayo de Contenido Coloidal.

a) Límites de Consistencia.- Holtz y Gibbs (1956) demostraron que el índice plástico y el límite líquido son índices útiles para determinar la características de expansión de las arcillas.

El potencial de hinchamiento es definido como el porcentaje de hinchamiento de una muestra confinada lateralmente, la cual ha sido remojada bajo una carga de 1.0 lib/pulg², después de ser compactada a la máxima densidad y el óptimo contenido de humedad, de acuerdo al ensayo de compactación de la AASHTO. De esto Seed, Woodward y Lundgren establecieron la siguiente relación

simplificada :

$$S = 60 K (I_p)^{2.44} \quad (4.2)$$

donde:

S : potencial de hinchamiento

I_p : Índice plástico

K : 3.6×10^{-5}

La ecuación N° 4.2 se aplica a suelos con contenido de arcillas entre 8% y 65%, y el valor calculado es probablemente correcto hasta dentro de 33% de el potencial de hinchamiento determinado en el laboratorio. Una relación entre el potencial de hinchamiento de las arcillas y el índice de plasticidad es como la que se presenta en la Tabla N° 4.1

Seed, Woodward y Ludgren (1962) demostraron que el índice plástico sólo puede ser un índice preliminar de las características de hinchamiento.

Sowar y Kennedy (1967) dieron una relación simple y confiable de agua-plasticidad. Establecieron que cuando el valor índice agua-plasticidad "Rw" es menor que 10%, la expansión del suelo es despreciable. "Rw" es determinado por la siguiente expresión:

$$Rw = \frac{W-LP}{IP} * 100 \quad (4.3)$$

Donde

W : Contenido de Humedad.

LP : Límite Plástico.

IP : Índice Plástico.

Altemeyer sugirió en 1955 como una guía en la determinación del Potencial Expansivo y varios valores del Límite de Contracción y Contracción Lineal, que son presentado en la Tabla N° 4.2 los siguientes:

b) Contracción Lineal.- El potencial de hinchamiento se presume estar relacionado con la propiedad opuesta que es la contracción lineal. Ranganathan y Stayanarayana (1956) dan una tabla para reconocer la potencialidad de la expansión por medio del índice de contracción, que nos permite tener un margen de variación bastante amplio. Este índice de contracción es obtenido de la diferencia del Límite Líquido y el Límite de contracción. Tabla N° 4.4

C) Expansión Libre.- El ensayo de expansión libre consiste en situar un volumen de suelo seco dentro del agua y anotar el volumen de hinchamiento después que al material se ha establecido sin ninguna sobre carga, o sin ninguna carga actuante, en un cilindro graduado.

Holtz (1956) presentó el ensayo como una prueba sencilla para identificar las arcillas expansivas. El ensayo consiste en colocar una muestra de 10 cc. de suelo seco tamizado por la malla N° 40 en una probeta graduada de 100 cc, la misma que es llenada con agua; el volumen del material expandido y asentado se lee después de 24 horas. en términos de la graduación de la probeta y es calculado por la siguiente formula :

$$\% \text{ de hincham. libre} = \frac{v \text{ fin.} - v \text{ in.}}{\text{vol. inicial}} * 100 \quad (4.4)$$

Holtz (1956) sugirió que suelos que tienen valores de expansión libre bajo el 100% pueden causar considerables daños a estructuras de cargas livianas y suelos que tienen valores de expansión libre debajo del 50% rara vez exhiben apreciables cambios de volumen bajo cargas livianas.

d) Contenido Coloidal.- Las características del tamaño de grano de una arcilla parece que tiene relación con el potencial de hinchamiento; la cantidad de hinchamiento puede incrementarse con la cantidad de arcilla presente en el suelo, tal como se presenta en las Figuras N° 4.1, 4.2 y Tabla N° 4.5

Para algunos tipos de arcillas, la relación entre el potencial de hinchamiento y el porcentaje del tamaño de la arcilla puede ser expresada por la siguiente ecuación :

$$S = KC^x \quad (4.5)$$

donde

S : potencial de hinchamiento expresado como porcentaje de hinchamiento bajo una sobrecarga de 1.0 lb/pulg² para una muestra compactada al óptimo contenido de humedad y a la máxima densidad de acuerdo al ensayo de compactación estándar de la norma AASHTO.

C : porcentaje del tamaño de partículas menor que 0.002 mm.

x : exponente que depende del tipo de arcilla

K : coeficiente que depende del tipo de arcilla.

4.2.2.2.- Método de clasificación

El potencial de hinchamiento puede ser evaluado conociendo los límites de consistencia, contenido coloidal, límites de contracción, algunos de estos métodos son los siguientes :

a) Método United States Bureau of Reclamation (USBR).- Desarrollado por Holtz y Gibbs (1956), está basado en consideraciones simultáneas de diferentes propiedades de suelos. Basado en cantidades de ensayos realizados, quienes propusieron criterios de identificación del probable cambio de volumen. Tabla N° 4.5

Investigaciones realizadas por Fu Hua Chen (1975), sobre el potencial de hinchamiento y propiedades de índice. Del resultado de 321 muestras inalteradas concluyó con una curva de regresión (Fig. N° 4.3). La relación entre el potencial de hinchamiento y el índice plástico puede ser expresado como sigue:

$$S = Be^{A(Ip)} \quad (4.6)$$

donde

A : 0.0838

B : 0.2558

En la Figura N° 4.3 se muestra que con el incremento del índice plástico, el incremento del potencial de hinchamiento es mucho menor que el predicho por Holtz y Gibbs (1956) o por Seed, Woodward y Lundgren (1962) todos los ensayos son referidos a una sobre carga de 1.0 lb/pulg², con contenidos de humedad entre 15 y 20% y densidad seca entre 100 y 110 lb/ft³ (1.60 - 1.70 gr/cm³)

b) Método de actividad.- Propuesto por Seed, Woodward y Lundgren (1962) fue basado sobre suelos alterados, preparados artificialmente.

La expansión fue medida como porcentaje de hinchamiento remojado al 100% de densidad máxima y óptimo contenido de humedad bajo una sobre carga de 1.0 Lib/pulg². La actividad fue definida

como:

$$\text{Actividad} = \frac{\text{IP}}{\text{C}-10} \quad (4.7)$$

donde C es el porcentaje de tamaño de arcilla menor de 0.002 mm.

La carta de clasificación propuesta es mostrada en la Figura N° 4.2

Daskshanamurthy y Raman (1973) analizaron suelos de las regiones en la India y determinaron un método simple para identificar un suelo expansivo.

Holtz y Gibbs (1956), Altemeyer (1955) Sowers (1967), Williams (1957), Ranganathan y Satyanarayana (1965), desarrollaron diferentes métodos para identificar los suelos expansivos basados sobre el límite líquido, índice plástico, límite de contracción, índice de contracción, expansión libre y porcentaje de contenido coloidal, llegando a clasificar a los suelos en muy alto, alto, medio y bajo grado de potencial expansivo.

Da Nilov (1964) ideó una carta de plasticidad para identificar hinchamiento y asentamiento de suelos a partir de la densidad seca, gravedad específica, límite líquido.

Dakshanamurthy y Raman (1973) modificaron y desarrollaron mejor una carta de plasticidad sugerida por Casagrande (1948) y modificado por Dumbleton (1968) en donde clasifica el grado de hinchamiento (Figura N° 4.4). Por lo tanto el método propuesto por Daskshanamurthy y Raman (1973) requiere determinación simple del laboratorio, de solo valores de índices. La carta que es mostrada en la Figura N° 4.4 es dividida en 6 zonas a lo largo del eje X, con los valores del límite líquido, como sigue:

Límite Líquido (%)	Clasificación
0 - 20	No hay hinchamiento
20 - 35	Bajo hinchamiento
35 - 50	Hinchamiento medio
50 - 70	Alto hinchamiento
70 - 90	Muy alto hinchamiento
> 90	Extra alto hinchamiento

4.2.2.3.- Medida del PVC

La determinación del cambio potencial del volumen (PVC) del suelo fue desarrollado por T. W. Lambe (1960), muestras remoldeadas fueron ensayadas en el anillo de consolidación con esfuerzo de compactación de 55,000 lb-pie/pie³ bajo una presión inicial de 220 lib/pie², añadiéndose agua y midiéndose la presión de expansión, ésta es designada como índice de hinchamiento. De la Figura N° 4.5 el índice de hinchamiento puede ser convertido a cambio potencial de volumen. Lambe (1960) estableció las categorías de PVC. Tabla N° 4.6 .

4.2.3.- Mediciones Directas

Los métodos más confiables para determinar el potencial y presión de hinchamiento son por medio de las mediciones directas, éstas pueden ser realizados en el campo o en el laboratorio.

4.2.3.1.- Método de campo

La prueba de carga expansión es la prueba más significativa donde se trata de encontrar la presión

de expansión para un cierto cambio de volumen. Su ventaja es que se controla la expansión vertical, aunque el cambio de volumen es tridimensional.

Las desventajas :

- a) Se necesita muchos días para poder establecer un contenido de humedad conveniente en toda la masa del suelo. El contenido de humedad solo se podrá conocer cuando se haya terminado la prueba.
- b) Las mediciones del cambio de volumen pueden verse afectadas por el humedecimiento de la arcilla.
- c) Si se utiliza un gato hidráulico existe mucha dificultad para mantener la carga deseada, porque el gato disipa la carga.

4.2.3.2.- Método de Laboratorio

Una de las formas de determinar la presión de expansión es utilizando el anillo del consolidómetro uni-dimensional montado sobre un marco fijo que recibe la fuerza de expansión. Muchos son los que han estudiado y desarrollado una técnica especial en el uso del consolidómetro, entre ellos tenemos a Holtz y Gibbs (1956), que se basa en los consolidómetros comunes del tipo de anillo fijo. Alpan (1957) diseñó un aparato que mide la presión de hinchamiento desarrollado por la absorción de agua en un suelo parcialmente saturado. Komornik y Zeithen (1965) diseñaron un aparato para medir presiones laterales de hinchamiento.

4.2.4.- Propiedades Físicas.

Se ha analizado la composición mineralógicas, sus propiedades índices, pero las propiedades físicas tiene que ver con el comportamiento expansivo de los suelos, de las cuales se puede citar las siguientes :

4.2.4.1.- Contenido de Humedad

Si el contenido de humedad de una arcilla permanece invariable no se produce cambio de volumen, y las estructuras cimentadas sobre arcilla con humedad constante, no están sujetas a movimientos causados por levantamientos. La saturación completa no es necesaria para un hinchamiento completo. Cambios del contenido de humedad en el orden del 1% al 2% son suficientes para causar expansiones perjudiciales.

Muchas arcillas secas con contenido de humedad natural bajo 15% generalmente indican peligro. Y arcillas con fácil absorción de humedad por arriba del 35% producirán daños en estructuras por expansión. Arcillas con contenido de humedad por encima del 30% indican que la expansión ha sido tomada y que la expansión adicional es pequeña, sin embargo algunas arcillas pueden desecarse debido al descenso de la napa freática y subir nuevamente la humedad y presentar otra vez el potencial de hinchamiento.

4.2.4.2.- Densidad Seca

Está relacionada directamente con el contenido de humedad inicial. Los suelos con densidad seca en exceso de 110 lib/pie³ (1.77 gr./cm³) generalmente son potencialmente de expansión alto; observaciones hechas en excavaciones en los suelos si son duros como una roca, esto es inevitablemente que son suelos que presentan problemas de expansión. Arcillas con resistencia a la penetración estándar con N mayor de 15 son potencialmente expansivas.

Propiedades Indices

Fu Hua Chen (1975) recopiló durante años datos de ensayos de suelos expansivos y concluyó que es más conveniente correlacionar las propiedades expansivas con el porcentaje de limos y arcillas, así como el límite líquido y resistencia a la penetración en el campo. La Tabla N° 4.2 es una guía para estimar el probable cambio de volumen de los suelos expansivos.

Se han evaluado las arcillas por sus propiedades físicas como son: Contenido de humedad. Ya en el capítulo II se evaluó los niveles piezométricos que varían de 0.95 a 4.55 m. Se consideraron el contenido de humedad natural y el porcentaje de absorción, este último determinado después del ensayo de expansión libre o en arcillas bajo el nivel freático.

4.2.5.- Evaluación de los Suelos expansivos de la Ciudad de Chiclayo por los Diferentes Métodos

Con respecto al reconocimiento de los suelos expansivos por su composición mineralógica de las arcillas, que contribuyen a este fenómeno, se analizaron por el método de difracción de rayos X, realizados en el laboratorio de espectrometría de la UNI. (Tabla N° 4.8).

Analizadas en arcillas CH se determinaron los porcentajes de contenido de los minerales de propiedades expansivas como son las montmorillonitas, obteniéndose los siguientes resultados: En el Sector N se determinó un 8.5%, en el Sector E de 15%, en el Sector Sa de 35%, en el Sector O 55%, en el Sector Sb no se determinó la presencia de este mineral, en el Sector C no se evaluó esta propiedad por no presentar suelos de alta plasticidad.

Análisis realizado por el INGEMET para los suelos de alta plasticidad (CH) del Sector Sb, como D-RX (difracción de Rayos X), análisis químico del suelo, el análisis cualitativo y cuantitativo de estos ensayos especiales indican que la composición mineralógica de las arcillas de alta plasticidad está formado por los siguientes minerales : cuarzo, calcita, muscovita, plagioclasa, montmorillonita, clorita y anfíbol, el orden en que se presentan estos minerales, corresponden de mayor a menor contenido.

El análisis químico muestra la variación en porcentaje de los diferentes elementos que conforman estos minerales. (Tablas N° 4.9 y 4.10).

Analizando las propiedades de expansión por los métodos indirectos, suelos que constituyen en mayor porcentaje, en cada sector. Tales métodos como índice de plasticidad, índice agua-plasticidad, límite de contracción, índice de contracción. Del mismo modo fueron evaluados el potencial de expansión por el método de clasificación, propuesto por el United States Bureau of Reclamation. Teniendo en cuenta el contenido coloidal, índice plástico y límite de contracción (Tabla N° 4.5) lo mismo por el método de actividad y analizando en la Figura N° 4.2 carta de clasificación para evaluar el potencial de expansión.

Del mismo modo fueron analizados el potencial de expansión de los suelos con los valores de índice, graficados en la carta de plasticidad para suelos expansivos. La evaluación realizada para cada sector es la siguiente :

Sector "N".- En la Figura N° 4.6 se observa que los suelos se ubican arriba de la línea "A", comprendido en los rangos de mediana, alta y muy alta expansión.

Sector "C".- En la Figura N° 4.7 se observa que los suelos se ubican alrededor de la línea "A", comprendido en los rangos de baja a mediana expansión.

Sector "Sa".- En la Figura N° 4.8 se tiene que los suelos se ubican sobre la línea "A", comprendido en los rangos de mediana, alta y extremadamente alta expansión.

Sector "Sb".- En la Figura N° 4.9 se tiene que los suelos se ubican sobre la línea "A". Suelos que mayor predominan comprendido en los rangos de bajo a mediana expansión.

Sector "E".- En la Figura N° 4.10 se observa que los suelos se ubican arriba de la línea "A", comprendido

en los rangos de mediano a alta expansión y escasamente a muy alta expansión.

Sector "O".- En la Figura N° 4.11 se tiene que los suelos se ubican arriba de la línea "A" comprendido en los rangos de baja, mediana a alta expansión.

Con respecto a la evaluación del potencial de expansión por los métodos directos, en el laboratorio se evaluaron tales propiedades en muestras inalteradas como expansión libre y ensayo de consolidación unidimensional.

Al llevar a cabo los ensayos de consolidación en muestras que presentaban propiedades de expansión se evitaba la expansión aplicándole cargas; de esta manera se determinaba la carga para contrarrestar la expansión denominándola carga de control de expansión.

Los ensayos de expansión libre que se analizaron, fueron en muestras con humedad natural y secas, lográndose los siguientes resultados :

- En el sector "N", para las muestras CH con humedad natural se determinó una expansión de 21% y una carga de control de 0.60 kg/cm^2 .
- En el sector "C" no se evaluó esta propiedad por no presentar características de expansividad.
- En el sector "Sa" se determinaron para muestras con humedad natural expansiones del orden de 20% a 25% y cargas de control de 0.20 kg/cm^2 , y en muestras secas del orden de 30% de expansión.
- En el sector "Sb" se determinaron los valores de expansión libre para muestras con humedad natural de 11% a 38% y cargas de control de 0.30 kg/cm^2 y en muestras secas de 20% a 43% (tesis UNPRG-sector Sb).
- En el sector "F" al evaluar la consolidación para evitar la expansión se determinó una carga de control de 0.60 kg/cm^2 .
- En el sector "O", de los ensayos de expansión libre se tiene para muestras con humedad natural, del orden de 10% a 20% y una carga de control de 0.10 a 0.20 kg/cm^2 y en muestras secas del orden de 20% a 40% de expansión.

Del mismo modo, se evaluó por la propiedad de la densidad seca. Todos los análisis mencionados tanto por sus propiedades de índice y métodos directos de cada sector se tiene en las Tablas N° 4.11 a 4.16. En la evaluación se consideró los rangos de valores de comparación y los valores determinados en cada sector, concluyéndose con la evaluación de los suelos si son o no expansivos.

4.3 CONCLUSIONES

De la evaluación de los suelos expansivos por diferentes métodos se puede concluir lo siguiente:

- Se consideró el porcentaje de suelo que predomina en cada sector, este es un factor muy importante para evaluar si los estratos en su conjunto son expansivos o no.
- En lo que respecta a los resultados de difracción de rayos X y los análisis químicos y composiciones mineralógicas, se puede decir que las arcillas de los sectores "Sa" (Urb. G. Civil) y "O" (Urb. Los Precursores) se ha determinado con mayor porcentaje la presencia del mineral montmorillonita, mineral de propiedad muy expansiva. La presencia de cuarzo (SiO_2) en el orden de 50% a 55%, Fe_2O_3 de 16% a 19%.
- De los análisis de métodos indirectos como las propiedades de índice, métodos de clasificación y gráficos de carta de plasticidad para suelos expansivos (Figuras N° 4.6 a 4.11), y de las mediciones directas evaluados en cada sector (Tablas N° 4.11 a 4.16), se puede concluir lo siguiente:

* Sector "N".- El porcentaje de suelo predominante son las arcillas CH en 76% y CL en 17%. El potencial de expansión es alto pero debido a que el suelo está saturado, la expansión es moderada. (Tabla N° 4.11)

* Sector "C".- el porcentaje de suelo que predomina son las arcillas CL con 50%. La expansión es no crítica, baja a mediana expansión (Tabla N° 4.12)

* Sector "Sa".- El porcentaje de suelo que predomina son las arcillas CH con un 97% La expansión es alta a extremadamente alta, la probabilidad de cambio de volumen es moderada a severa (Tabla N° 4.13).

* Sector "Sb".- El porcentaje de suelos predominantes son las arcillas CL con 65% y CH 5% . La expansión es media, probabilidad de cambio de volumen es pequeño a moderado (Tabla N° 4.14)

* Sector "E".- El porcentaje de suelo predominante son las arcillas CH con 50% . La expansión es marginal, probabilidad de cambio de volumen es moderado a severo. (Tabla N° 4.15).

* Sector "O".- El porcentaje de suelos predominantes es CL con arcillas CH con 26% . La expansión es media a alta, probabilidad de cambio de volumen es moderado (Tabla N° 4.16).

Tabla N° 4.1 Relación entre el potencial de hinchamiento y el índice de plasticidad - Seed, Woodward y Ludgren, 1962

Indice de plastic.	Potencial de hincham.
0 - 15	Bajo
10 - 35	Medio
20 - 55	Alto
35 ó más	Muy alto

Tabla N° 4.2 Potencial expansivo, Altemeyer, 1965

Limite Contracción	Contracción Lineal	Grado Exp.
< 10	< 8	Crítico.
10 - 12	5 - 8	Marginal.
> 12	0 - 5	No Crítico

Tabla N° 4.3 Potencial expansivo, Altemeyer, 1965

Indice Plástico	Limite Contracción	Probabilidad de cambios de volúmen al producirse cambios de humedad.
Regiones Aridas	Regiones Húmedas	
0-15	0-30	12 ó más
15-30	30-50	0-12
30 ó más	50 ó más	10 ó menos
		Pequeña
		Pequeña a Moderada
		Moderada a Severa.

Tabla N° 4.4 Reconocimiento del potencial de bouncy por medio del índice de contracción, Ranganathan y Stayanarayana-1956

Indice de contracción Ic = LL-LC	potencial de hinchamiento
0 - 20 20 - 30 30 - 60 > 60	bajo medio alto muy alto

Tabla N° 4.5.- Datos de estimación del probable cambio de volumen de suelos expansivos- Holtz y Gibbs, 1965

Datos de los Ensayos Indices			probable exp.	Grado
cont. coloidal % < 0.001mm.	Indice Plast.	L. de cont.	% total de cambio vol	de Expansión
> 28	> 35	< 11	> 30	muy alto
20-13	25-41	7-12	20 - 30	alto
13-23	15-28	10-16	10 - 30	medio
> 15	< 18	> 15	< 10	bajo

*Basado en sobrecargas verticales de 1.0 Lib/pulg2

Tabla N° 4.6 Cambio potencial de volumen (PCV)- Lambe, 1960

Grado de PVC	categoría
< 2 2 - 4 4 - 6 > 6	No crítico Marginal Critico Muy crítico

Tabla N° 4.7 Datos para hacer estimaciones del probable cambio de volumen para suelos expansivos

Datos de campo y laboratorio			Probable Expansión % total de cambio de volumen	Presión de Hinchamiento Kip/pie ²	Grado de expansión
% que pasa el tamiz N° 200	% Límite líquido	Resistencia a la penetración Estandar (N)			
> 35	> 60	> 30	> 10	> 20	muy alto
.60 - 95	40 - 60	20 - 30	3 - 10	5-20	alto
30 - 60	30 - 40	10 - 20	1 - 5	3-5	medio
< 30	< 30	< 30	< 1	1	bajo

Referencia: Fu Hua Chen, (1975).

TABLA N° 4.8 COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DE CHICLAYO
 DIFRACTOMETRIA DE RAYOS X

Resultado de los análisis por Difracción de rayos X
 Lab. de Espectrometría de la UNI

SECTOR CALIC. SUCS COMPONENTE	N		Sa	Sb	E	O	
	C-4 CH (%)	C-13 CH (%)				Urb. CH (%)	Precurs CH (%)
Montmorillonita	8.5		35		15	55	
Clorita	15.7		10		7	3	
Albита	20.0	3	--	18	15	--	
Ortosa	15.0	15	15	3	9	7	
Cuarzo	30.0	25	27	21	35	17	
Calcita	6.5	5.5	4	6	8.3	--	
Yeso	1.6	1.5	0.1	2	2.1	4	
Illita		2	8	4	--	5	
Montmorillonita		--	--	--	--	--	
- Clorita		47	--	45	--	--	
Anortita	10.0	--	--	--	8	5	

TABLA N° 4.9 COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DE CHICLAYO

REFERENCIA: Resultados de los Análisis por DIFRACCION (RX(D-RX) Y QUIMICO realizado por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET)

Sector Sa

MUESTRA	SUCS	SI O ₂	Fe ₂ O ₃	AL ₂ O ₃	Ca O	Mg O	H ₂ O110°C
M-10	CH	55.04%	17.01%	14.25%	1.10%	1.50%	5.5%
M-11	CL	50.98%	18.05%	12.22%	1.28%	2.03%	9.0%
M-12	CH	49.74%	17.12%	15.46%	1.05%	1.89%	9.2%
M-29	CH	55.04%	17.01%	14.25%	1.10%	1.50%	5.5%
M-34	CH	52.36%	16.98%	15.89%	1.09%	1.15%	5.8%
M-80	CH	52.36%	16.98%	15.89%	1.08%	1.15%	5.8%
M-81	CL	56.05%	18.10%	16.05%	1.02%	1.03%	5.7%
M-82	CH	54.82%	17.63%	12.37%	1.01%	1.06%	9.0%
M-150	CH	53.89%	18.05%	14.75%	1.05%	1.20%	8.0%
M-151	CL	52.75%	17.45%	15.89%	1.20%	1.35%	5.6%
M-152	CH	53.89%	18.31%	15.26%	1.45%	2.01%	5.6%
M-183	CH	54.78%	18.27%	15.89%	1.01%	1.05%	5.7%
M-210	CH	55.38%	17.98%	15.77%	1.10%	1.05%	5.7%
M-211	CL	55.61%	16.77%	12.34%	1.40%	2.10%	5.8%
M-213	CH	54.88%	18.98%	15.98%	1.04%	1.15%	5.8%

NOTA: La diferencia al 100% corresponde a elementos que son impurezas que no son analizados (cloruros, sulfatos, carbonatos, sodio, potasio, fósforo, magnesio).

DE LA ROSA, FELIX (1987)

TABLA N° 4.10 COMPOSICION MINERALOGICA DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DE CHICLAYO

SECTOR Sa

Referencia: Resultados de los análisis por DIFRACCION
RX(D-RX)
Y QUIMICO realizado por el Instituto Geológico
Minero y Metalúrgico (INGEMMET).

<u>Muestra</u>	<u>SUCS</u>	<u>COMPOSICION</u>
K-10	CH	Cuarzo, calcita, muscovita, plagioclase, montmorillonita, clorita.*
K-11**	CL	Cuarzo, calcita, plagioclase, montmorillonita, clorita.*
K-12**	CH	Cuarzo, calcita, plagioclase, montmorillonita, clorita.*
K-80	CH	Cuarzo, plagioclase, anfíbol, calcita, clorita, montmorillonita, muscovita.*
K-81	CL	Cuarzo, plagioclase, calcita, clorita, anfíbol, montmorillonita.
K-82**	CH	Cuarzo, plagioclase, calcita, clorita, anfíbol, montmorillonita.
K-150**	CH	Cuarzo, plagioclase, calcita, muscovita, montmorillonita, anfíbol.*
K-151	CL	Cuarzo, calcita, plagioclase, montmorillonita, muscovita.*
K-152	CH	Cuarzo, calcita, plagioclase, muscovita, montmorillonita.
K-183	CH	Cuarzo, calcita, muscovita, plagioclase, montmorillonita, anfíbol.*
K-210	CH	Cuarzo, calcita, plagioclase, clorita, montmorillonita.
K-211	CL	Cuarzo, calcita, plagioclase, clorita, montmorillonita.
K-213	CH	Cuarzo, calcita, plagioclase, clorita, montmorillonita.

TABLA N° 4.11 EVALUACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS POR SUS DIFERENTES PROPIEDADES FISICAS

SECTOR N

	PROPIEDADES PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE EXPANSION	INDICES DETERMINADOS EN LA ZONA	EVALUACION DEL SUELO
METODO DE INDICE - IND. AGUA-PLASTIC. (%) - LIMITE DE CONTRAC. (%) - INDICE DE CONTRAC. (%) - INDICE PLASTICO (%) - LIMITE DE CONTRAC. (%)	R _w > 10 DESPRECIABLE LC 10-12 MARGINAL IC 30-60 ALTO IP 30.6 > MODERADO LC ; 0-12 MODERADO	4.3 - 21 5 - 34 52 34 - 48 5 - 34	ES EXPANSIVO ES DE EXPANSION MARGINAL POTENCIAL HINCHAMIENTO ALTO PROBABILIDAD DE CAMBIO DE VOLUMEN ES MODERADO
METODO DE CLASIFICACION - METODO USBR COLOIDES < 0.001 mm (%) INDICE PLASTICO (%) LIMITE DE CONTRAC. (%) - METODO DE ACTIVIDAD ACTIVIDAD A COLLOID. < 0.002 mm (%)	> 28] Z DE CAMBIO IP > 35] DE VOLUMEN LC < 11] > 30 EN GRAFICO NO 4.2 A = 0.74 EXPANSION 65] MUY ALTO	60 34 - 48 5 - 34 0.74 17 - 43	EXPANSION ALTA A MUY ALTA POTENCIAL DE EXPANSION 5 (%) EXPANSION MEDIA A ALTA
MEDICIONES DIRECTAS - METODO DE LABORATORIO EXPANSION LIBRE (%) PRESION DE HINCHAM. - PROPIEDADES FISICAS HUMEDAD NATURAL (%) ABSORCION LIBRE (%) - DENSIDAD SECA (gr/cm ³) - PROPIEDADES DE INDICE % PASA TAMIZ 200 LIMITE LIQUIDO (%) N (SPT)	Kg/cm ² W < 15 MUY EXPANSIVA > 30% EXPANS. PEQUEÑA > 35 PRODUCEN DAÑOS td > 1.77 MUY EXPANSIVAS 60 - 95 EXP. MUY ALTO > 60 EXP. MUY ALTO < 10 EXPANSION BAJA 10 - 20 EXPANSION MEDIO 20 - 30 EXPANSION ALTO	8 - 21 0.40 - 0.60 25 - 33 39 - 43 1.35 - 1.52 86 - 99 64 - 71 15	EXPANSION ALTA MEDIANAMENTE EXPANSIVA EXPANSIVA EXPANSION MODERADA EXPANSION MODERADA POTENCIALMENTE A SER ALTA EXPANSION MEDIA

TABLA N° 4.12 EVALUACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS POR SUS DIFERENTES PROPIEDADES FISICAS

SECTOR C

PROPIEDADES PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE EXPANSION	INDICES DETERMINADOS EN LA ZONA	EVALUACION DEL SUELO
METODO DE INDICE IND. AGUA- PLASTIC. (%) LIMITE DE CONTRAC. (%) INDICE DE CONTRAC. (%) INDICE PLASTICO (%) LIMITE DE CONTRAC. (%)	19 17 - 18 20 8 - 17. 17 - 18	EXPANSION DESPRECIABLE EXPANSION NO CRITICA EXPANSION MEDIA MODERADO A BAJO
METODO DE CLASIFICACION - METODO USER COLOIDES < 0.001mm. (%) INDICE PLASTICO (%) LIMITE DE CONTRAC. (%)	8 - 17 17 - 18	MEDIO A BAJO
MEDICIONES DIRECTAS - METODO DE LABORATORIO PRESION DE HINCHAM. - PROPIEDADES FISICAS HUMEDAD NATURAL (%) DENSIDAD SECA (gr/cm³) - PROPIEDADES DE INDICE % PASA TAMIZ 200 LIMITE LIQUIDO (%) N (SPT)	En la consolidación no se generó expansión 26 1.48 - 1.54 63 - 88 31.5 - 42.5 15 - 31	EXPANSION DESPRECIABLE EXPANSION BAJA EXPANSION MODERADA EXPANSION BAJA, POTENCIALMENTE A SER MEDIA EXPANSION MEDIA

TABLA N° 4.13 EVALUACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS PARA SUS DIFERENTES PROPIEDADES FISICAS

SECTOR Sa

	PROPIEDADES PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE EXPANSION	INDICES DETERMINADOS EN LA ZONA	EVALUACION DEL SUELO
METODO DE INDICE IND. AGUA-PLASTIC. (%). LIMITE DE CONTRAC. (%) INDICE DE CONTRAC. (%) INDICE PLASTICO (%) LIMITE DE CONTRAC. (%)	R _w > 10 DESPRECIABLE LC > 12 NO CRITICO IC 30-60 ALTO IP > 30 MODERADO LC > 12 PEQUEÑO	3.6 - 16 10 - 12 50 28 - 40 10 - 22	ES EXPANSIVA ES DE EXPANSION MARGINAL POTENCIAL HINCHAMIENTO ALTO PROBABILIDAD DE CAMBIO DE VOLUMEN ES MODERADO A SEVERO
METODO DE CLASIFICACION - METODO USBR COLOIDES < 0.001 mm (%) INDICE PLASTICO (%) LIMITE DE CONTRAC. (%) - METODO DE ACTIVIDAD ACTIVIDAD A COLOIDES < 0.002 mm (%)	> 28 MUY ALTO IP > 35 MUY ALTO LC 7-12 ALTO EN GRAFICO 4.2 A = 0.50 EXPANSION 75 MEDIO A 75 ALTO	5 - 21 28 - 40 10 - 12 0.53 75	EXPANSION DE ALTO A MUY ALTO POTENCIAL DE EXPANSION ALTO
MEDICIONES DIRECTAS - METODO DE LABORATORIO EXPANSION LIBRE (%) PRESION DE HINCHAM. - PROPIEDADES FISICAS HUMEDAD NATURAL (%) DENSIDAD SECA (gr/cm ³) - PROPIEDADES DE INDICE % PASA TAMIZ 200 LL	Kg/cm ² W < 15% MUY EXPANSIVA > 30% EXPANSION BAJA td > 1.77 MUY EXPANSIVAS 60 - 95 EXPANSION ALTO 40 - 60 EXPANSION ALTO	20.- 25 0.20 11 - 26 1.65 - 1.86 80 - 95 60	EXPANSION MEDIA A ALTA EXPANSION ALTA EXPANSION ALTA

TABLA N° 4.14 EVALUACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS POR SUS DIFERENTES PROPIEDADES FISICAS

SECTOR Sb

	PROPIEDADES PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE EXPANSION	INDICES DETERMINADOS EN LA ZONA	EVALUACION DEL SUELO
METODO DE INDICE			
IND. AGUA PLASTIC. (%)	R _w > 10	13 - 14.3	NO ES EXPANSIVA
LIMITE DE CONTRAC. (%)	LC 10-12	10 - 22	NO CRITICO A MARGINAL
INDICE DE CONTRAC. (%)	IC 20-30	20	MEDIO
INDICE PLASTICO (%)	IP 15-30	14 - 18	PEQUEÑO A MODERADO
LIMITE DE CONTRAC. (%)	LC > 12	16	
METODO DE CLASIFICACION			
- METODO USBR			
COLOIDES <0.001 mm (%)	> 28	17 - 38	EXPANSION DE ALTO A
INDICE PLASTICO (%)	15 - 28	14 - 18	MUY ALTO, % TOTAL DE
LIMITE DE CONTRAC. (%)	7 - 12	12	CAMBIO DE VOLUMEN 30-60
- METODO DE ACTIVIDAD	EN EL GRAF. N° 4.2		
ACTIVIDAD A	A = 0.23	0.23	POTENCIAL DE EXPANSION
COLOI. <0.002mm. (%)	80	80	1.5% . BAJO
MEDICIONES DIRECTAS			
- METODO DE LABORATORIO			
EXPANSION LIBRE (%)	kg/cm ²	17 - 38	
PRESION DE HINCHAM.		0.30	
- PROPIEDADES FISICAS			
HUMEDAD NATURAL (%)	W < 15	21 - 29	EXPANSION MEDIA
	> 30		EXPANSION BAJA
	t _d > 1.77	1.50 - 1.60	EXPANSION MEDIA
DENSIDAD SECA (gr/cm ³)			
- PROPIEDADES DE INDICE			
% FASE TAMIZ N° 200	60 - 95	70 - 90	EXPANSION MEDIA
LIMITE LIQUIDO (%)	30 - 40	30 - 42	EXPANSION MEDIA

TABLA N° 4.15 EVALUACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS POR SUS DIFERENTES PROPIEDADES FISICAS

SECTOR E

	PROPIEDADES PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE EXPANSION	INDICE DETERMINADOS EN LA ZONA	EVALUACION DEL SUELO
METODO DE INDICE IND. AGUA-PLAST. (%) LIMITE DE CONTRAC. (%) INDICE DE CONTRAC. (%) INDICE PLASTICO (%) LIMITE DE CONTRAC. (%)	R _w > 10 DESPRECIABLE LC > 12 NO CRITICO IC 30 - 60 ALTO IP > 30 MODERADO LC > 12 PEQUEÑO	7 - 21 13 59 38 - 50 13	ES EXPANSIVA ES DE EXPANSION MARGINAL POTENCIAL HINCHAMIENTO ALTO PROBABILIDAD DE CAIGO DE VOLUMEN ES MODERADO A SEVERO
METODO DE CLASIFICACION - METODO USBR COLLOID. < 0.001 mm (%) INDICE PLASTICO (%) LIMITE DE CONTRAC. (%) - METODO DE ACTIVIDAD ACTIVIDAD A COLLOID. < 0.002 mm (%)	> 28 MUY ALTO IP > 35 MUY ALTO LC 10 - 16 MEDIO EN EL GRAF. N° 4.2 A = 1.0 EXPANSION 60 MUY ALTO	54 40 - 50 13 1.04 58	EXPANSION ALTA A MUY ALTA EXPANSION ALTA
MEDICIONES DIRECTAS - METODO DE LABORATORIO CARGA DE CONTROL - PROPIEDADES FISICAS HUMEDAD NATURAL (%) DENSIDAD SECA (gr/cm ³) - PROPIEDADES DE INDICE % FASE TAMIZ N°200 LIMITE LIQUIDO (%)	< 15 MUY EXPANSIVA > 30 EXPANSION BAJA td > 1.77 MUY EXPANSIVAS 60 - 95 EXPANSION ALTO > 60 EXP. MUY ALTO	0.60 22 - 25 1.55 90 - 94 63 - 72	EXPANSION MEDIA EXPANSION MEDIA EXPANSION ALTA

TABLA N° 4.16 EVALUACION DE LOS SUELOS EXPANSIVOS POR SUS DIFERENTES PROPIEDADES FISICAS

SECTOR 0

METODO DE INDICE	PROPIEDADES PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE EXPANSION	INDICES DETERMINADOS EN LA ZONA	EVALUACION DEL SUELO
IND. AGUA-PLASTIC. (%) LIMITE DE CONTRAC. (%) INDICE DE CONTRAC. (%) INDICE ELASTICO (%) LIMITE DE CONTRAC. (%)	R _w > 10 DESPRECIABLE LC > 12 NO CRITICO IC 70-80 ALTO IP 45-50 PEQUEÑO A MODER. LC > 12 PEQUEÑO	-22 - 23 13 - 17 44 29 - 42 13 - 17	ES EXPANSIVA EXPANSION NO CRITICA POTENCIALMENTE ALTA PROBABILIDAD DE CAMBIO DE VOLUMEN PEQUEÑO A MODERADO
METODO DE CLASIFICACION - METODO USER COLLOID. < 0.001 mm (%) INDICE PLASTICO (%) LIMITE DE CONTRAC. (%) - METODO DE ACTIVIDAD ACTIVIDAD A COLLOID. < 0.002 mm (%)	> 28 MUY ALTO IP 25-41 MUY ALTO LC 10-16 MEDIO EN GRAFICO NO 4.2 A = 0.50 EXPANSION MEDIO 50]	60 29 - 42 13 - 17 0.45 50	EXPANSION DE MEDIO A ALTO POTENCIAL DE EXP. 3% EXP. MEDIO
MEDICIONES DIRECTAS - METODO DE LABORATORIO EXPANSION LIBRE (%) PRESION DE HINCHAM. - PROPIEDADES FISICAS HUMEDAD NATURAL (%) DENSIDAD SECA (gr/cm ³) - PROPIEDADES DE INDICE % FASA TAMI _Z 200 LIMITE LIQUIDO (%) N (SPT)	Kg/cm ² W < 15% MUY EXPANSIVA > 30% EXPANSION BAJA p _d > 1.77 MUY EXPANSIVO 60 - 95 EXPANSION ALTO 40 - 60 EXPANSION ALTO 20 - 30 EXPANSION ALTO 10 - 20 EXPANSION MEDIO	10 - 20 0.20 Kg/cm ² 15 - 31 1.60 - 1.70 66 - 94 54 - 64 10 - 26	EXPANSION MEDIA EXPANSION MEDIA A ALTA EXPANSION ALTA EXPANSION ALTA EXPANSION ALTA

Tabla N° 4.17
Reconocimiento
Potencial de
Suelos Expansivos

Identificación Mineralógica	- Difracción de Rayos X - Análisis Térmico-Diferencial - Absorción de calor - Análisis Químico - Ensayo de Resolución del microscopio elec - trónico.	- Ensayos de Límite de Aterbeg - Ensayo de contrac - ción lineal - Ensayo de expansión libre - Ensayo de contenido coloidal
	- Propiedad Índice	
Método Indirecto	- Método de clasificación	- Método united stala - Bureau Reclamation USA - Método de actividad - Dakshanamurthy y Ra - man.
	-Cambio Potencial de Volúmen PVC	
Método Directo	-Método de campo	
	-Método de laboratorio	
Propiedades Físicas	-Contenido de Humedad	
	-Densidad Seca	
	-Propiedades de Índice	
	-Fatiga de Hinchamiento	

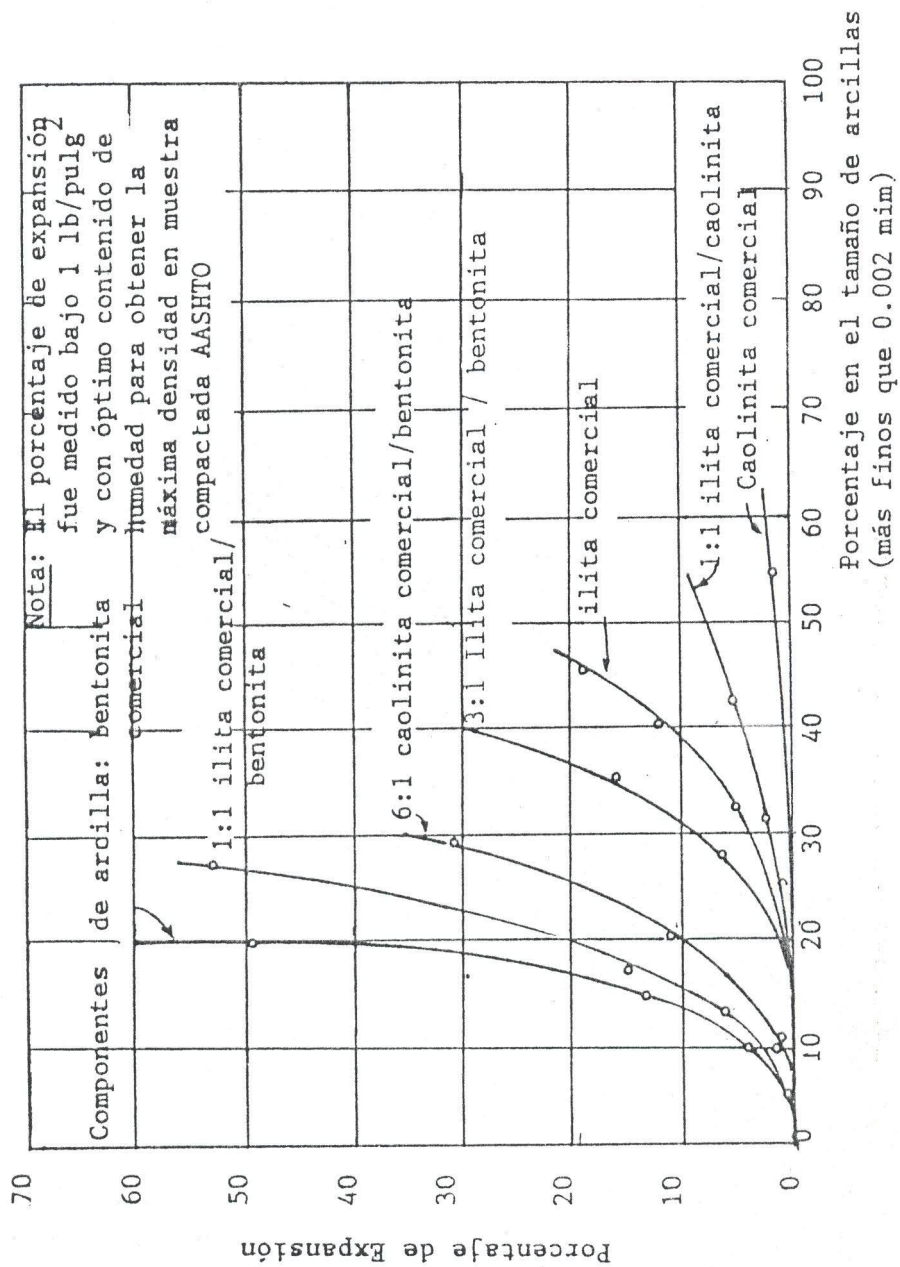


Fig. N° 4.1 RELACION ENTRE EL PORCENTAJE DE EXPANSION Y EL PORCENTAJE DE TAMAÑOS DE ARCILLAS (Seed Woodward y Lundgren)

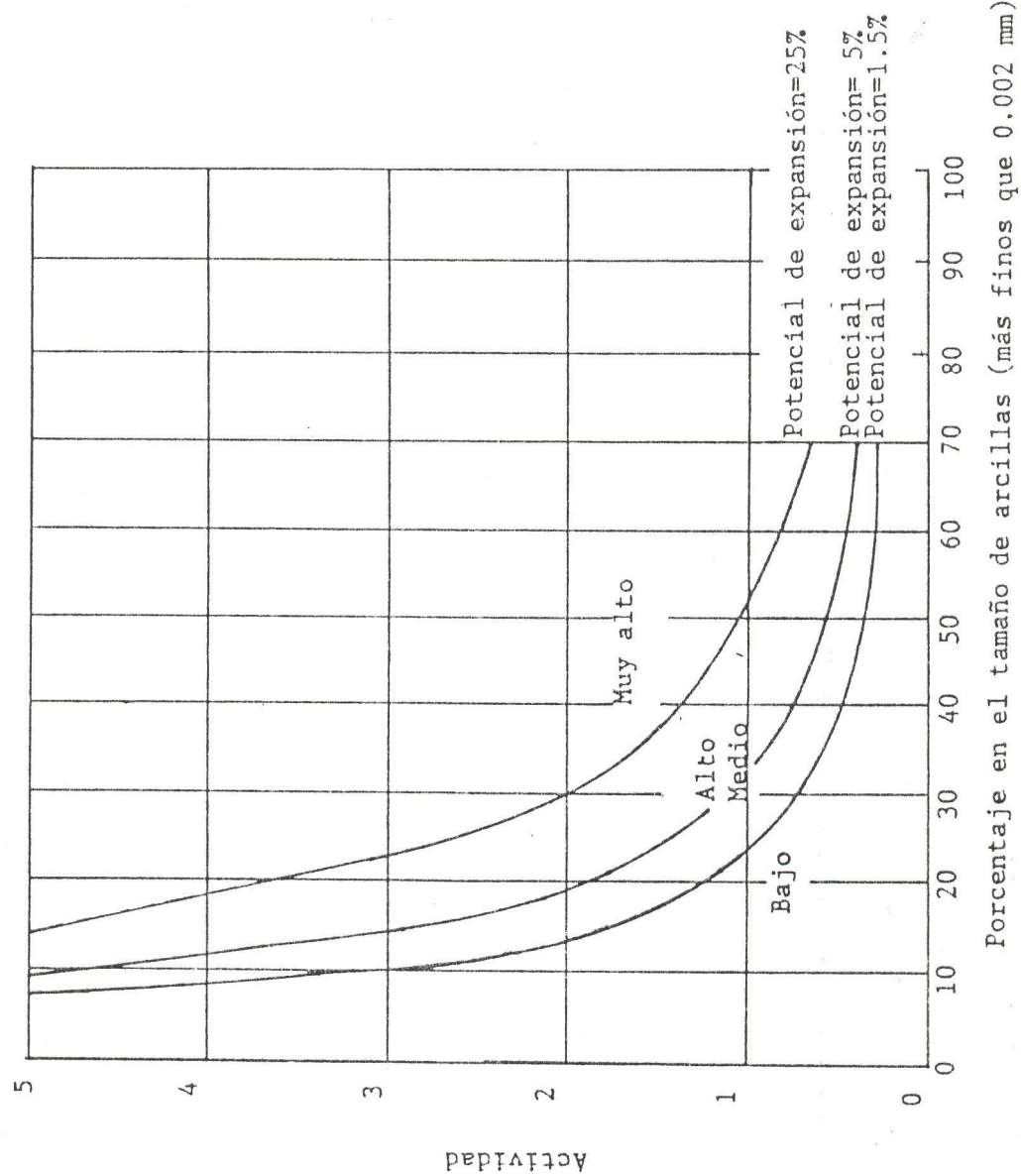


Fig. N° 4.2 CARTA DE CLASIFICACION PARA POTENCIALES DE EXPANSION
(Seed Woodward y Lundgren)

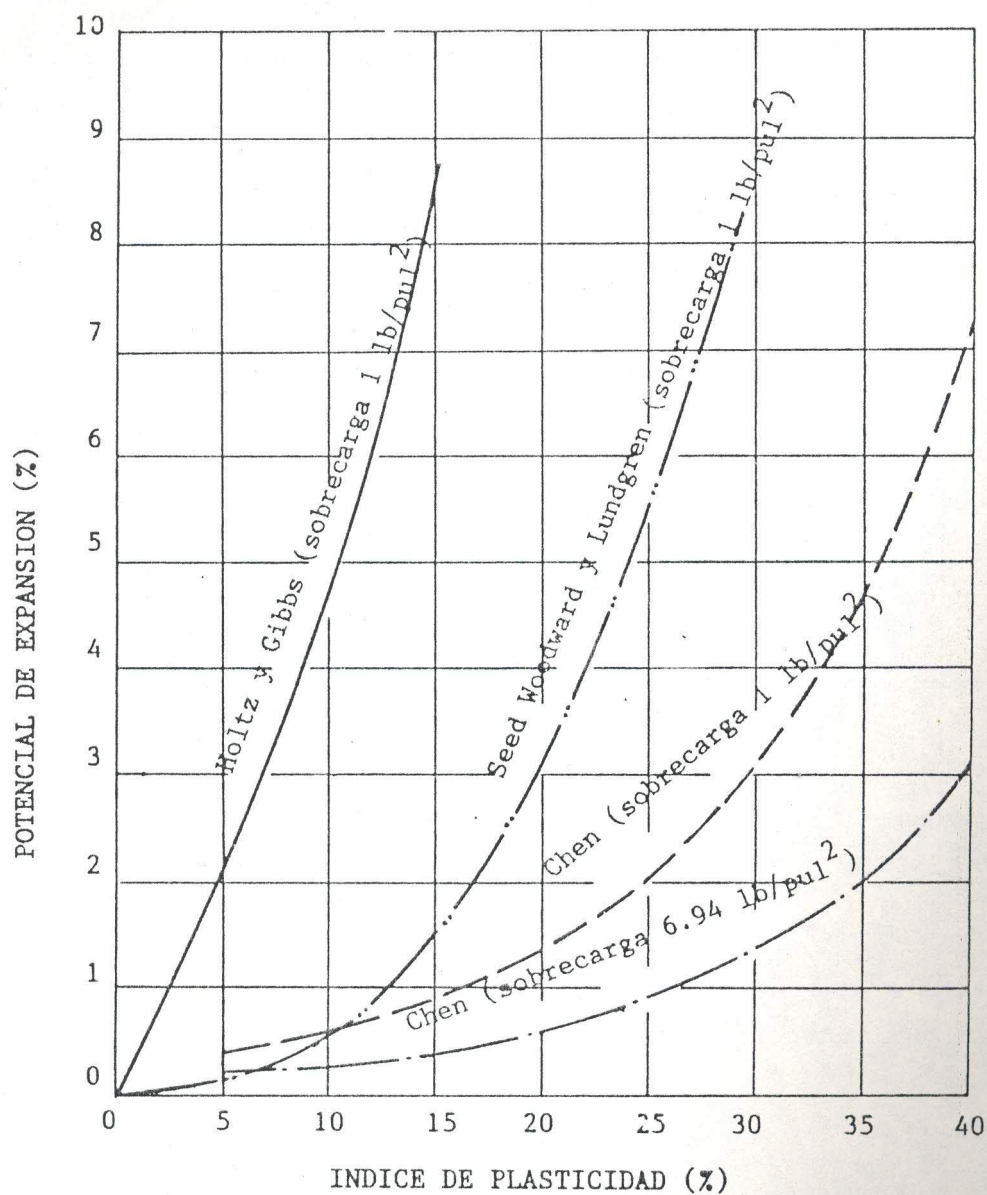


Fig. N° 4.3 RELACION DEL CAMBIO DE VOLUMEN A INDICE DE PLASTICIDAD DE ACUERDO A LAS PREDICCIONES DE HOLTZ SEED Y CHEN

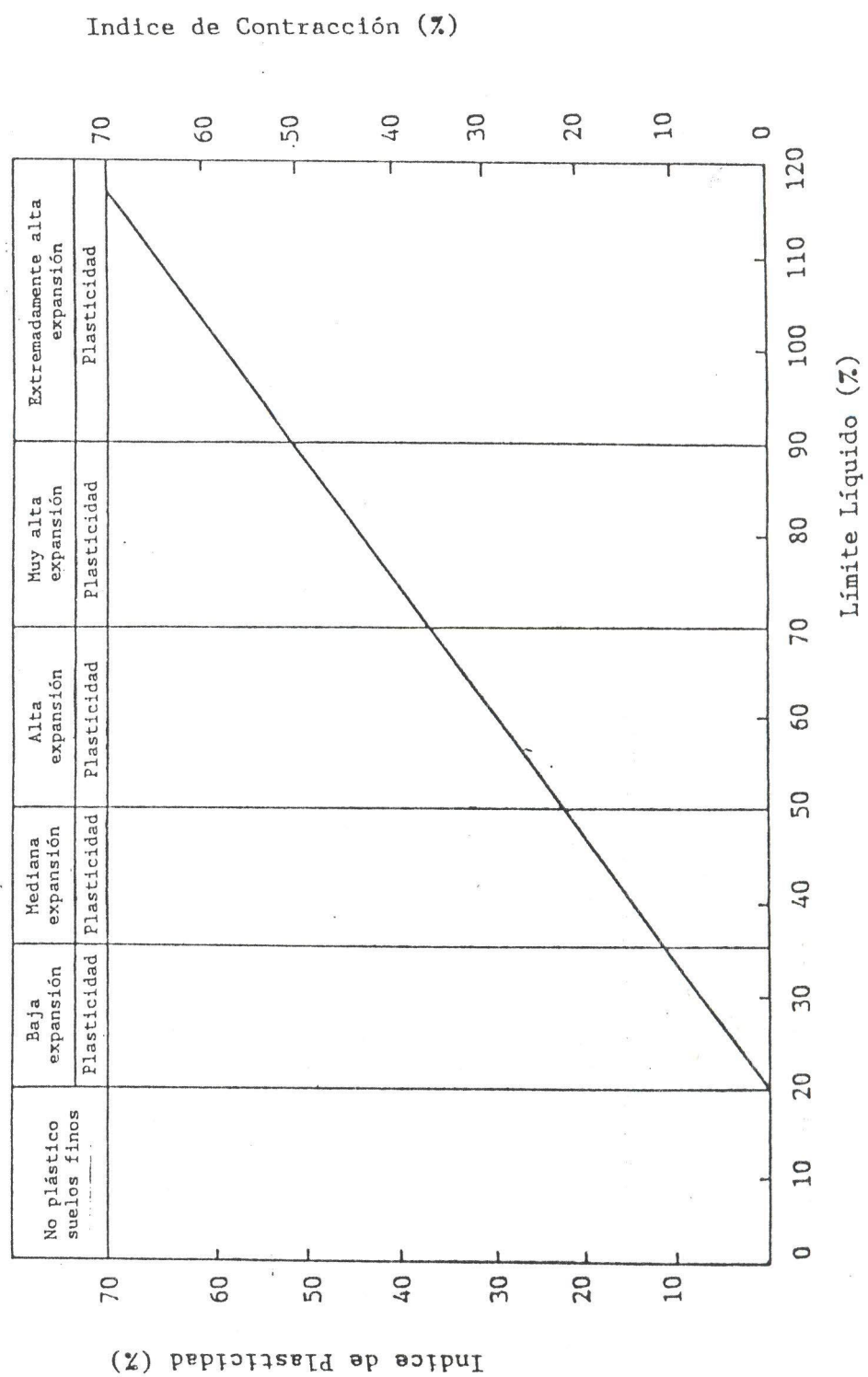


Fig. N° 4.4 : CARTA DE PLASTICIDAD PARA SUELOS EXPANSIVOS

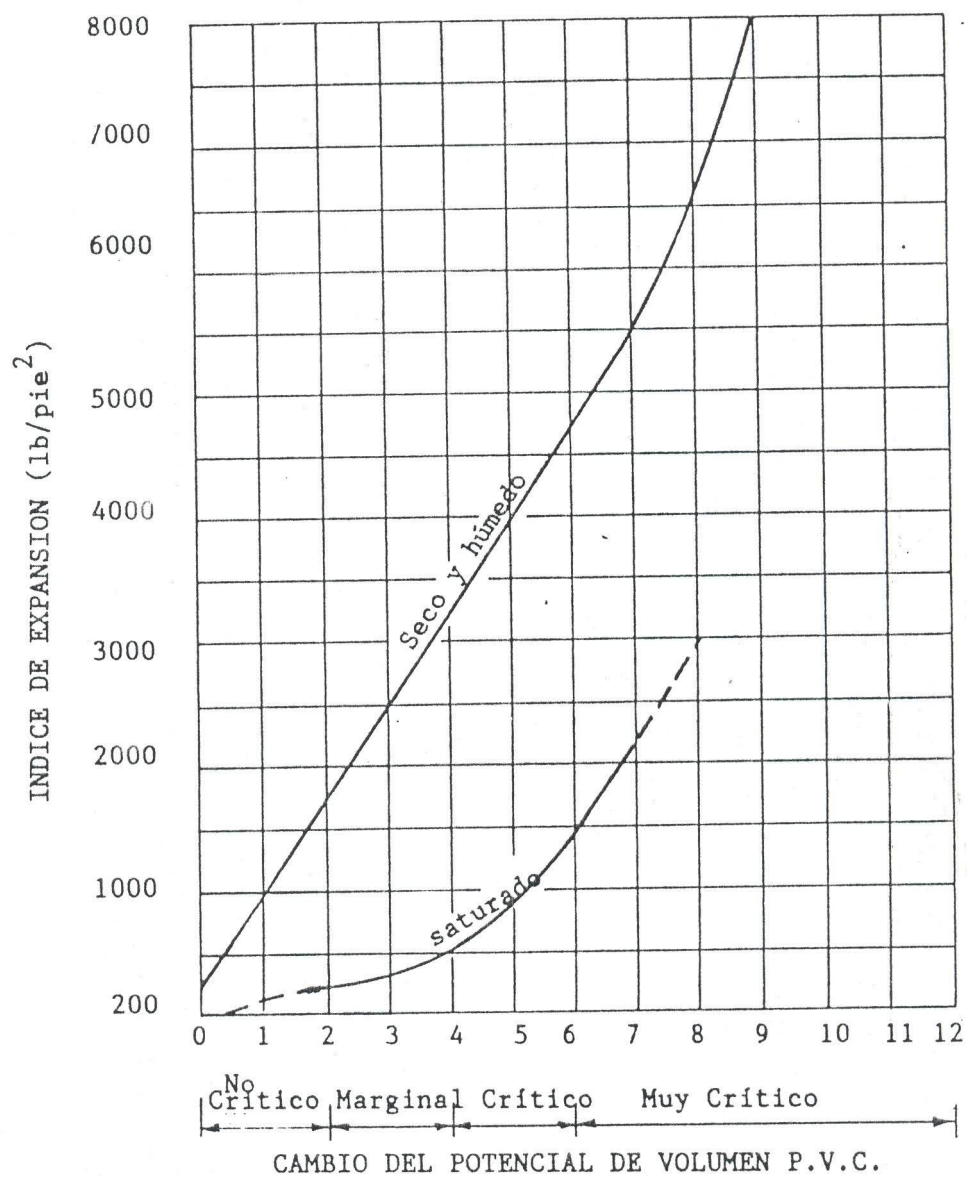


Fig. N°4.5 INDICE DE EXPANSION VS CAMBIO DE POTENCIAL DE VOLUMEN

FIG. N 4.6 CARTA DE PLASTICIDAD
SECTOR N

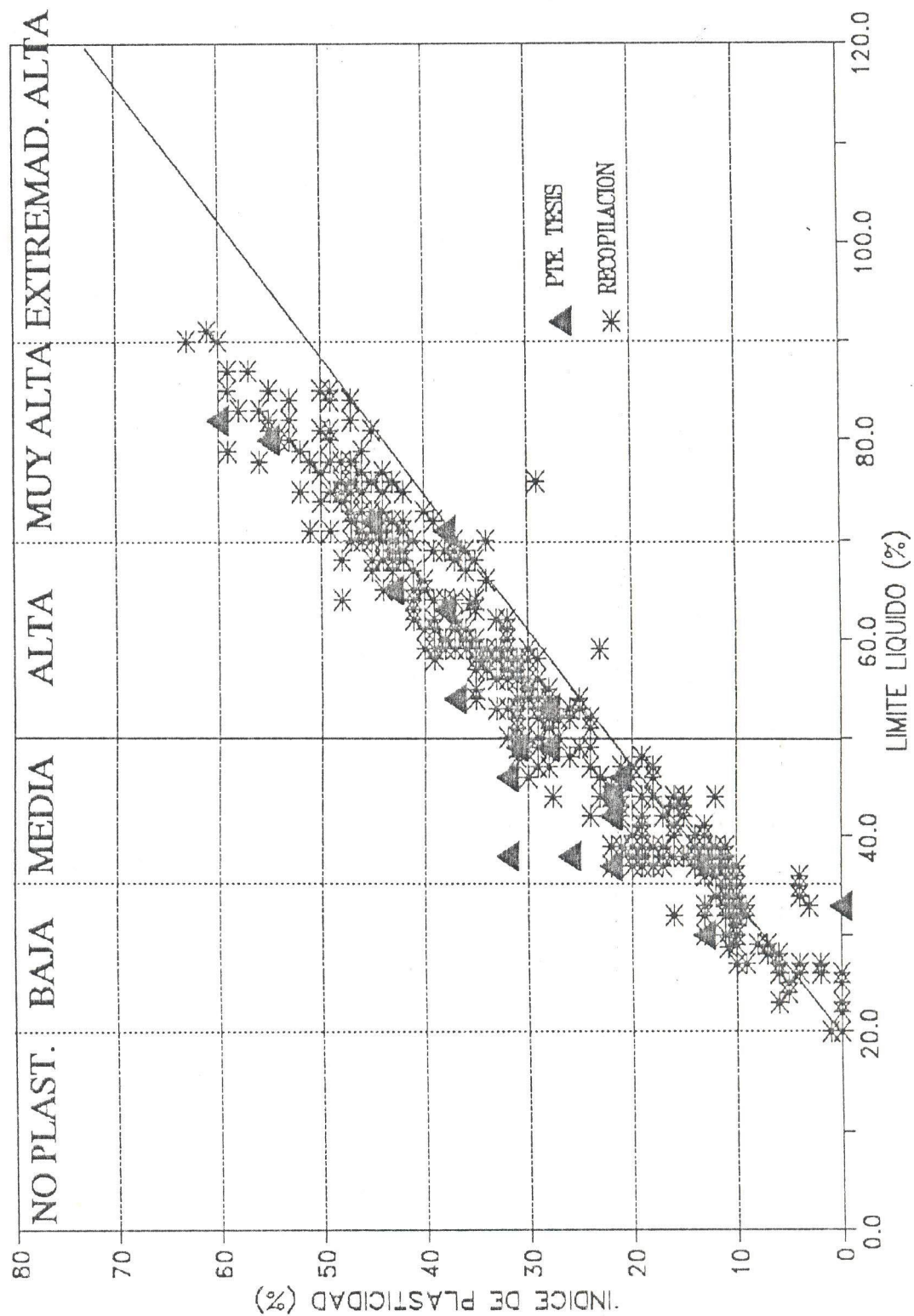


FIG. N 4.7 CARTA DE PLASTICIDAD
SECTOR C

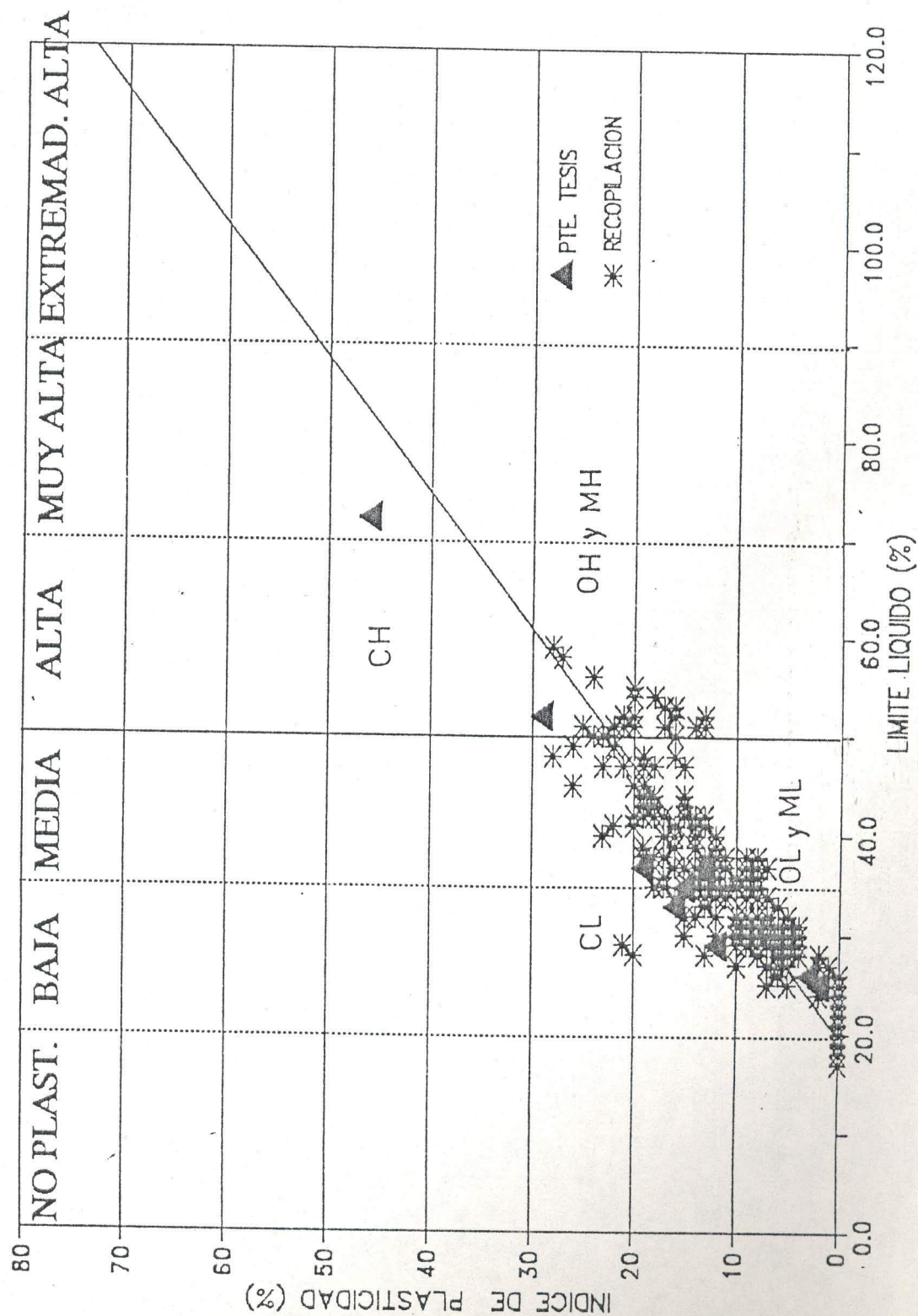


FIG. N 4.8 CARTA DE PLASTICIDAD
SECTOR SA

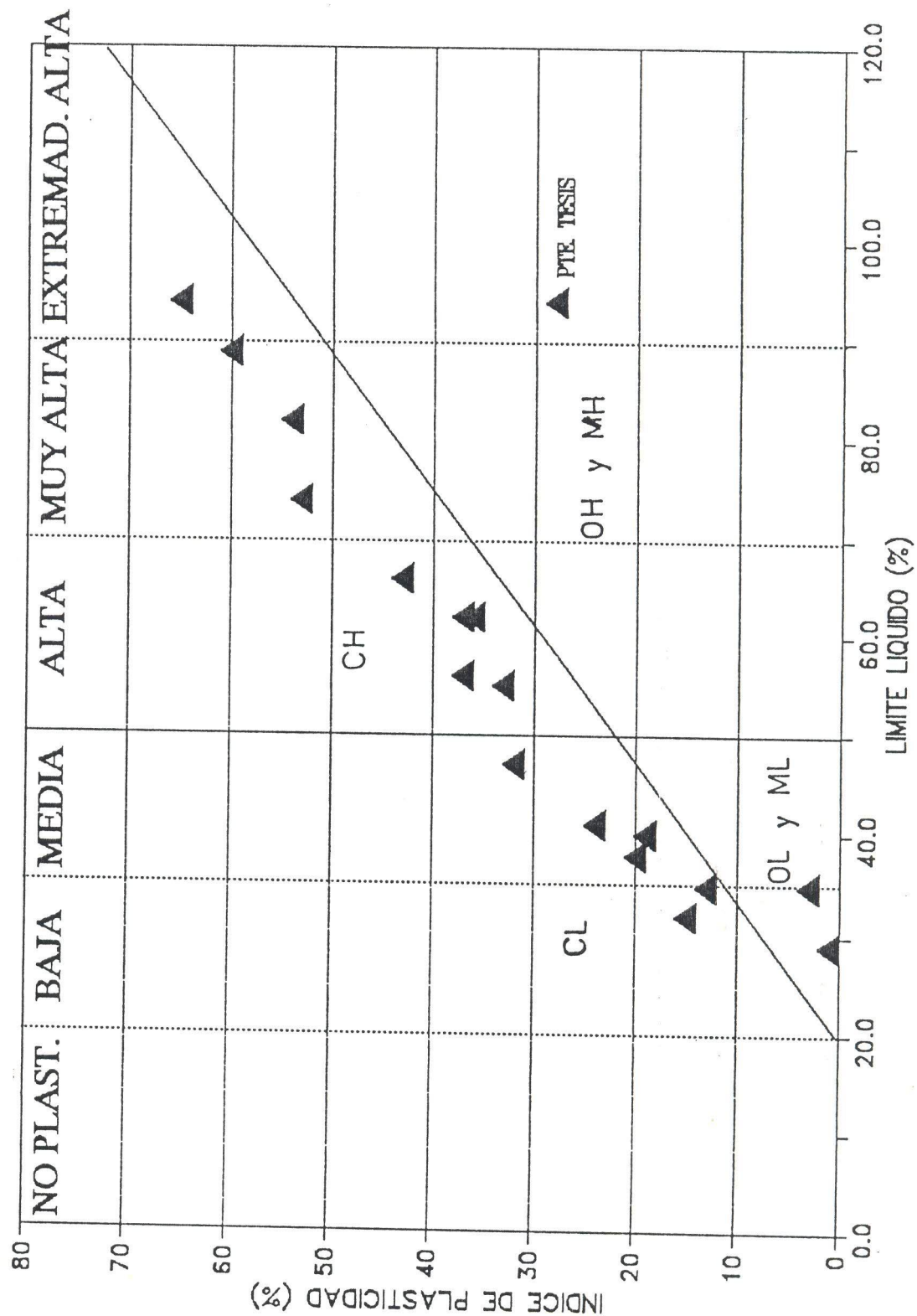


FIG. N 4.9 CARTA DE PLASTICIDAD
SECTOR SB

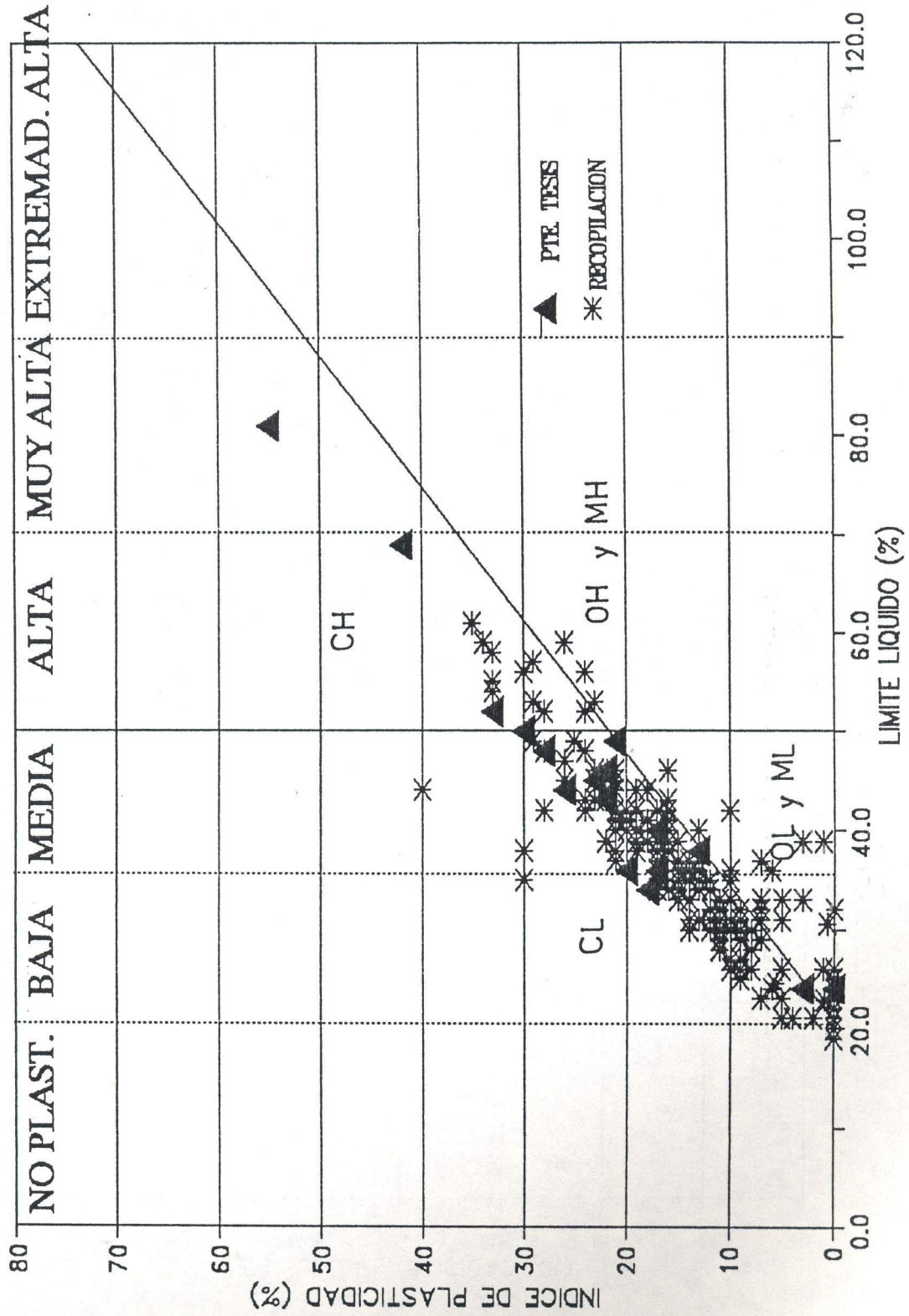


FIG. N 4.10 CARTA DE PLASTICIDAD
SECTORE

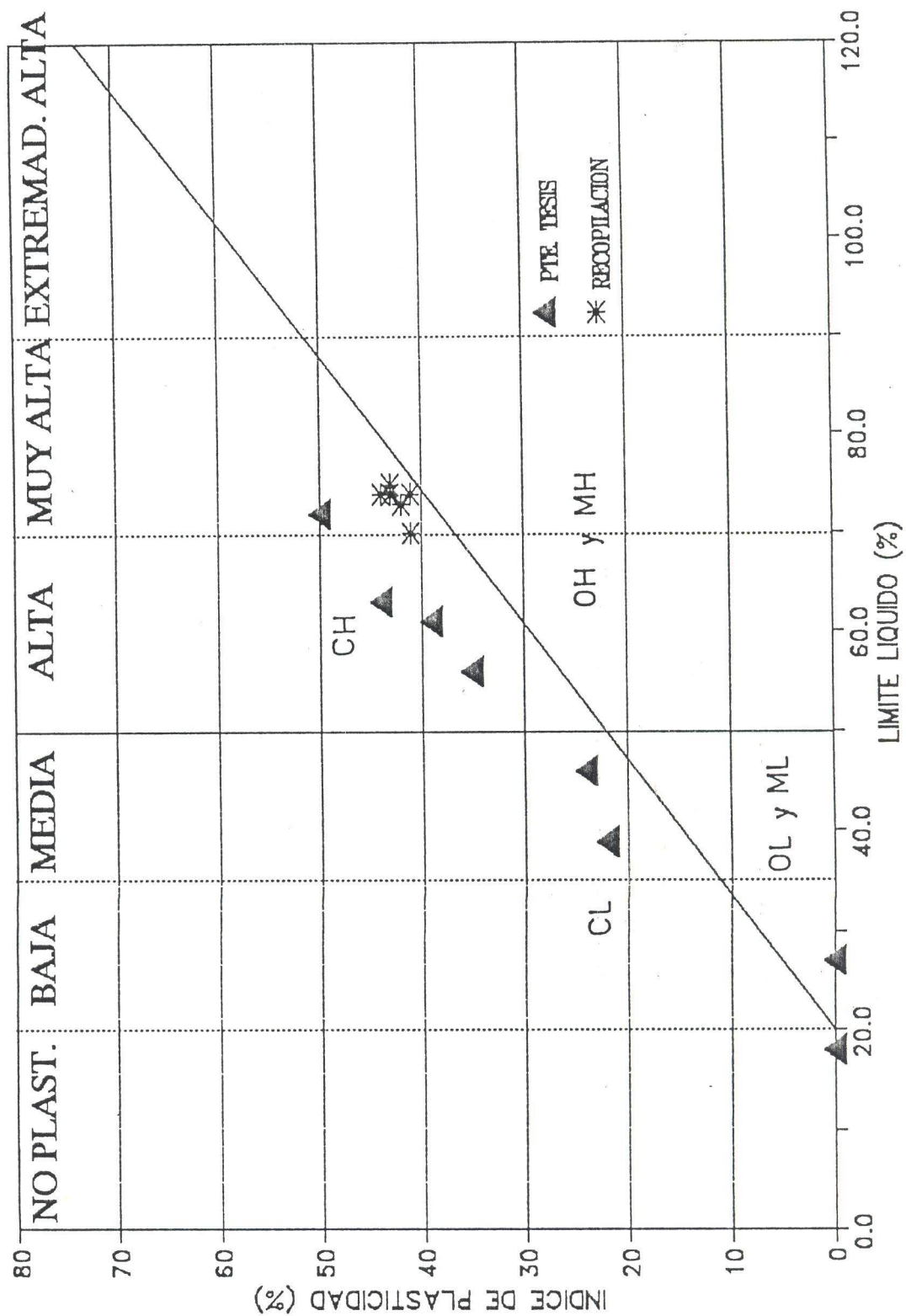
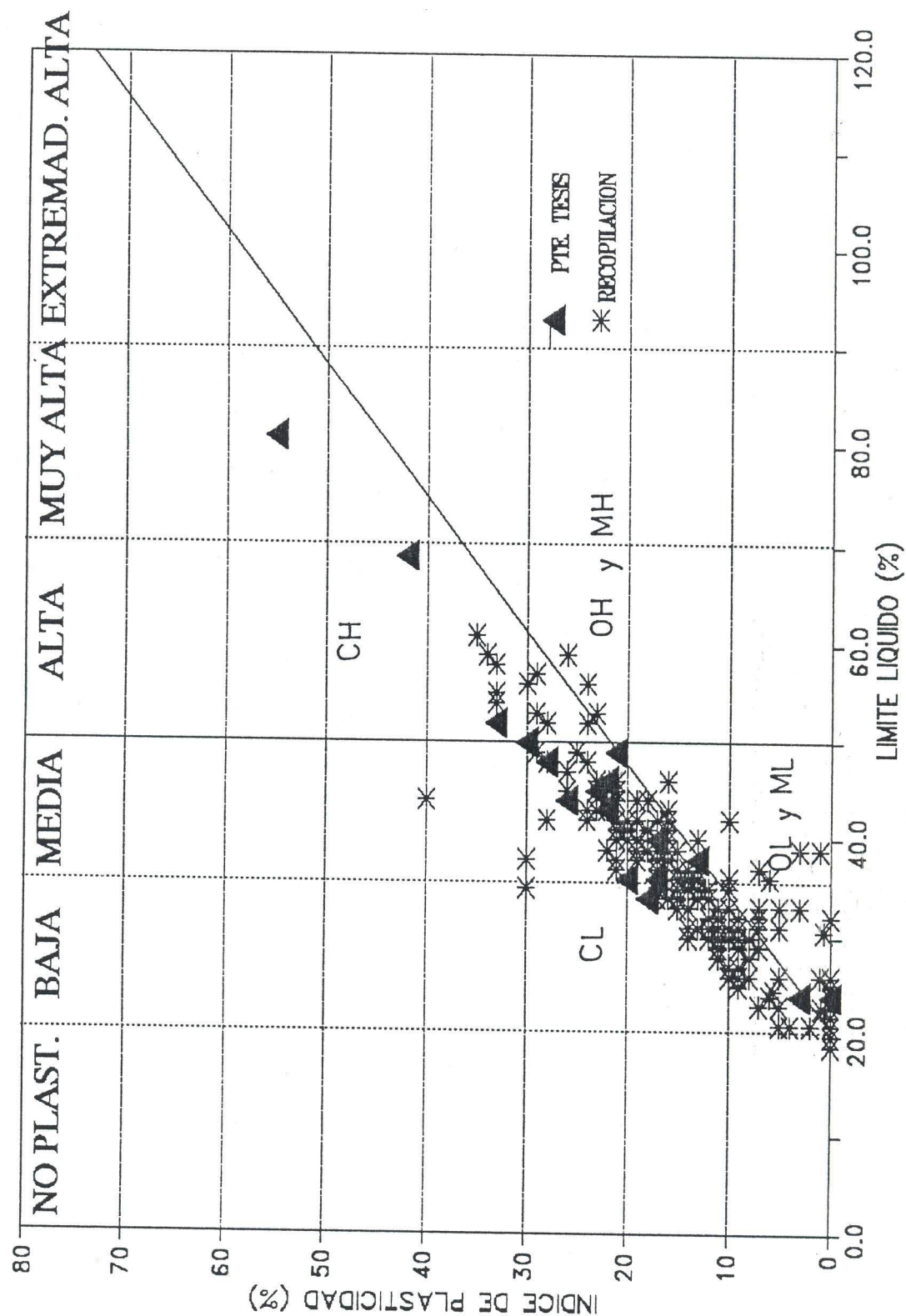


FIG. N 4.9 CARTA DE PLASTICIDAD
SECTOR SB



CAPITULO V

ZONIFICACION GEOTECNICA

5.1 INTRODUCCION

Con los estudios de las características geotécnicas del subsuelo de la ciudad de Chiclayo, determinados en base a estudios de geología-geomorfología, nivel freático y mecánica de suelos se evaluaron las propiedades del subsuelo y delimitando las zonas con características similares. Se concluye que la ciudad se ha zonificado en cuatro, denominándose como zonas I, II, III y IV.

5.2 Zonificación geotécnica

Para la zonificación de la ciudad se ha considerado que sectores de las mismas características, conformen una misma zona. Donde la zona I es la más favorable y la zona IV es la más desfavorable.

ZONA I

Localización:

Esta zona está ubicada al oeste de la ciudad se considera el sector O, como se ve en el plano N° P-3.

Estratigrafía:

En esta zona la exploración alcanzada fue de 15.60 metros, estratos conformados por suelos medianamente blando hasta una profundidad de 2.50-3.50 metros cuya composición granulométrica es: contenido de finos en un 80%, estrato de gravas con arcilla de alta a mediana plasticidad localizados como en la urbanización Magisterial a una profundidad de 3.50 metros, en la urbanización 3 de Octubre se ubica el estrato de grava con arcilla, en las instalaciones de los Silos molino, a una profundidad de 8.00 a 9.30 metros se ubica un estrato de gravas con limos. Después continúa un estrato de arena arcillosa con limos en un 40% de finos hasta los 15.60 metros. En las instalaciones ENCI ubicado en la carretera Chiclayo-Pimentel, zona industrial se tiene un estrato de suelo blando hasta 2.80 metros continuando un estrato de 0.80 metros de arena arcillosa con fragmentos de roca ubicándose después el manto rocoso alterado.

Clasificación:

Del mismo modo analizando los histogramas de propiedades físicas, el 70% son suelos de arena arcillosa y arcilla limosa CL, SC y el 20% de arcilla de alta plasticidad. Los suelos analizados han sido clasificados como sigue: hasta una profundidad de 2.50 - 3.50 metros son suelos de alta y mediana plasticidad clasificados como CH, CL continuando el suelo de baja plasticidad, estratos de arena limosa clasificados como SM, arena arcillosa SC, limos inorgánico ML.

En la Urb. Magisterial a 3.50 metros se encuentra grava redondeada de diámetro 4" mezclados con arcilla de alta plasticidad, clasificados como GC. En las instalaciones silos molinos - Chiclayo se tiene un estrato de profundidad de 4.00 a 9.30, metros limos orgánicos con gravas, limos con 18% de gravas, y grava limosa SC, SM hasta llegar a los 15 metros.

En la urbanización 3 de octubre los suelos finos de arena arcillosa, arena limosa clasificados como SC, SM se tiene hasta 2.80 metros continuando con grava limosa, grava arcillosa, arena fina con gravas muy fragmentadas.

Nivel freático:

El nivel freático en esta zona es variado de 2.00 a 7.00 metros, en las Urbe. los Parques, Magisterial el nivel freático se ubica a 2.00 - 2.60 metros, en la urbanización 3 de octubre se encuentra a 4.80 metros, en el parque industrial carretera Chiclayo-Pimentel el nivel freático se ubica a 7.00 metros. El contenido de humedad determinado en los suelos finos varía de 20% a 22% .

Propiedades Físicas:

De la evaluación por las propiedades físicas, los estratos superficiales conformados por suelos finos son de mediana a alta plasticidad.

Propiedades Química:

Análisis realizados por los ensayos de difracción de rayos X, se tiene que la presencia de los componentes de los minerales de propiedades expansivas como son las montmorillonita es de 55%.

Propiedades Mecánicas:

Los estratos de 1.00 - 2.00 metros conformados por suelos finos de mediana a alta plasticidad, fueron analizados sus propiedades mecánicas mediante los ensayos de compresión no confinada, corte directo, compresión triaxial, ensayo consolidado no drenado. Determinándose los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} \text{Compresión simple} \quad q_u &= 0.70 - 1.70 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ Cu &= 0.35 - 0.85 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Corte directo} \quad C &= 0.30 - 0.80 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ \phi &= 25^\circ - 30^\circ \end{aligned}$$

Compresión triaxial (CU)

$$\begin{aligned} \text{- esfuerzos totales} \quad C &= 0.11 - 0.19 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ \phi &= 11^\circ - 15^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- esfuerzos efectivos} \quad C &= 0.17 - 0.19 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ \phi &= 14^\circ - 19^\circ \end{aligned}$$

De los suelos con mayor plasticidad, para proceder a realizar los ensayos de consolidación, se evitó la expansión determinándose la presión de hinchamiento. los valores obtenidos son:

$$\text{presión de hinchamiento} = 0.20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{relación de vacíos inic.} = 0.48 - 0.75$$

$$\text{carga de pre consol.} \quad P_c = 0.75 - 1.60 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{coef. de compresib.} \quad a_v = 0.24$$

$$\text{coef. de consolidación} \quad C_v = 3 - 6 \text{ cm}^2/\text{min.}$$

De los ensayos in-situ de penetración Cono Holandés y Penetración Estándar se han evaluado la consistencia, estratos hasta la profundidad 1.50 - 2.00 metros es media a semidura. Exploraciones alcanzadas hasta 15 metros, como en las instalaciones de los silos molino se tiene estratos de consistencia dura a rígida. La capacidad de portante determinada es de 1.20 kg/cm^2 .

ZONA II

Localización:

Esta Zona está ubicado al centro de la ciudad se considera el sector C, parte del sector norte plano N° P-3 .

Estratigrafía:

De acuerdo con los resultados de los ensayos de exploración alcanzado hasta los 8.50 metros se tiene que los suelos están estratificados en capas de suelo blando, suelos hasta una profundidad de 4.50-5.00 metros cuya composición granulométrica es de 98% que pasa el tamiz N° 4 (4.7 mm.) el porcentaje de finos de 35% - 55% después un estrato continuo de suelo de alta plasticidad con 85% - 95% de finos continuando un estrato con 30% de finos, en las profundidades de 5.00 - 7.00 metros se tiene suelos finos con mezcla de gravillas, en las profundidades de 6.00 - 8.50 metros constituido por gravas con arcillas.

Clasificación:

De los análisis realizado en esta zona los suelos han sido clasificados de la siguiente manera: Como se puede apreciar en los histogramas de propiedades físicas el 50% corresponde a suelos de mediana plasticidad, 40% de arena limosa, mezclas con arcilla limosa. En los perfiles estratigráficos se tiene hasta 4.50 - 5.00 metros, de suelos clasificados como CL, SM, después se tiene un estrato de arcilla de alta plasticidad clasificados como CH, continuando con un estrato de arena limosa clasificados como SM presencia de gravillas. Después un estrato de 6.50 a 8.50 metros mezclas con gravas, matriz de arcilla de alta plasticidad clasificados como GC. Como se puede ver en la carta de plasticidad. Los suelos están localizados en el promedio de la línea A con plasticidad media a baja y suelos no plásticos.

Nivel Freático:

El nivel freático está ubicado a una cota superficial de 1.50 - 2.30 metros, donde el contenido de humedad para los suelos sobre el nivel freático es de 12% - 22% , bajo el nivel freático el contenido de humedad está en el orden de 30% - 35%.

Propiedades Físicas:

De la evaluación de las propiedades físicas, se tiene que la expansión es no crítica, baja o media

Propiedades Químicas:

En esta zona, no presentan suelos de alta plasticidad y con propiedades de expansión, por lo que no fueron analizados los ensayos de difracción de rayos X.

Propiedades Mecánicas:

Se llevaron a cabo ensayos de compresión no confinada determinándose el máximo esfuerzo axial (q_u), y la cohesión (C_u), de los ensayos de corte directo y de los ensayos compresión triaxial no consolidado no drenado se determinaron los siguientes parámetros :

Compresión simple q_u : 0.30 - 1.00 kg/cm²
 C_u : 0.15 - 0.50 kg/cm²

Corte Directo C : 0.20 - 0.50 kg/cm²
 ϕ : 17° - 25°

Compresión triaxial (UU) C : 0.40 - 0.80 kg/cm²
 ϕ : 16° - 22°

De los ensayos de consolidación se determinaron los parámetros como son :

relación de vacíos inic. (e_0) : 0.65 - 0.75

coefic. de consolidación (C_v) : 0.16 - 0.26

carga de pre consol. (P_c) : 1.00 - 1.20 kg/cm²

El coeficiente de consolidación nos permite evaluar si un suelo es o no susceptible a grandes cambios de volumen, según los resultados los suelos no son susceptibles a grandes cambios de volumen.

De los ensayos in-situ de penetración cono holandés y penetración estándar, se tiene la evaluación de los estratos, hasta los 5.00 metros de consistencia blanda a media continuando los estratos semidura. De 6.00 - 8.0 metros. de consistencia dura a rígida. La capacidad portante determinada es de 1.20 kg/cm².

ZONA III

Localización:

Esta zona comprende la parte Norte, Sur y Este de la ciudad como se puede observar en el plano N° P-3 de zonificación geotécnica, se ha considerado los sectores N, Sb y E.

Estratigrafía:

En esta zona las exploraciones alcanzada se tiene: el sector Norte hasta 10 metros y en el sector sur hasta 5.00 metros, los suelos se encuentra estratificados en capas blandas. Suelos con composición granulométrica de porcentaje de finos de 75% - 93%, coloides de 2 micras en 70% .

Estratos de 5.00 - 7.00 metros compuesta por gravas de tamaño 1/4" - 1" con 24% de finos continuando un estrato hasta 10 metros por suelos arena limosa con 35% de finos.

Clasificación:

Según el sistema de clasificación. Los suelos analizados en el sector Norte, se tiene de un 76% de arcillas de alta plasticidad, clasificado como CH, 17% de arcilla de mediana plasticidad. En el sector sur con 65% de arcilla de mediana plasticidad clasificados como CL, las arcillas son de mediana plasticidad.

Nivel Freático:

El nivel freático se ubica muy superficial entre las profundidades de 1.50 a 2.30 metros, por lo tanto el contenido de humedad es alto. En suelos arriba del nivel freático el contenido de humedad es de 12% - 20% con 80% de grado de saturación, bajo el nivel freático se tiene de 22% - 32% en las arcillas CH con más 70% - 90% de grado de saturación.

Propiedades Físicas:

De la evaluación de las propiedades físicas se tiene que son medianamente expansibles, con probabilidad de cambio de volumen moderado, expansión media esto se debe por el alto contenido de humedad que se encuentran los suelos.

Propiedades Químicas:

De la composición mineralógica de las arcillas en esta zona el porcentaje de contenido de los minerales de propiedades expansivas como son las montmorillonitas es de 8% - 15% .

Propiedades Mecánicas:

De los ensayos de compresión no confinado se determinaron las cargas axiales máximas (q_u), de los ensayos de compresión triaxial no consolidado no drenado, consolidado no drenado. Determinándose la cohesión C y el ángulo de fricción ϕ en esfuerzos totales y efectivos, para los suelos clasificados como CH de profundidad de 0.40 - 1.50 metros. Se determinaron los siguientes resultados:

Compresión simple $q_u = 0.60 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$
 $C_u = 0.30 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$

Corte directo $C = 0.10 - 0.80 \text{ kg/cm}$
 $\phi = 4^\circ - 25^\circ$

Compresión triaxial(UU) $C = 0.25 - 1.00 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 4^\circ - 7^\circ$

(CU) $C = 0.10 - 0.30 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 10^\circ - 13^\circ$

$C = 0.21 - 0.34 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 12^\circ - 13^\circ$

Para llevar a cabo la consolidación antes se determinó la carga de control de tal manera se evitó la expansión, esta carga fue de $0.30 - 0.60 \text{ kg/cm}^2$ y a partir de esta carga se procedió a aplicar las cargas de consolidación. Con este ensayo se ha obtenido la curva de compresibilidad unidimensional que se produce en los suelos.

La compresibilidad de un suelo insitu depende principalmente de las presiones que han actuado sobre el, desde que fue depositado a lo largo de su historia geológica y a su alteración cuando se han extraído.

Las cargas de pre consolidación obtenidas es de $1.00 - 2.50 \text{ kg/cm}^2$, esta carga es la que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ciclo de carga.

El coeficiente de consolidación (C_v) de $1.50 - 4.0 \text{ cm}^2/\text{min.}$, este módulo permite determinar si un suelo es o no susceptible a grandes cambios de volumen. Un coeficiente de consolidación muy alto es un suelo muy compresible.

De los ensayos In-situ de penetración de Cono Holandés y ensayo de penetración estándar se tiene hasta una profundidad de 0.0 a 2.50 - 3.00 metros, estrato de consistencia blanda a media, en el sector N de 3.00 a 6.50 - 8.00 metros, una consistencia semidura, poco compacta a media compacta, continuando un estrato hasta 11.30 metros de consistencia compacto a rígido. La capacidad de carga portante es de $0.20 - 0.60 \text{ kg/cm}^2$

ZONA IV

Localización:

Esta zona comprende el sector Sb con las urbanizaciones Guardia Civil, Santa Victoria, parte de las instalaciones de la FAP. Donde están situado las mayorías de las construcciones afectados por las expansiones.

Estratigrafía:

En esta zona de estudio la exploración alcanzado fue de 7.50 metros, el terreno superficial que es el que sirve de apoyo a los edificios o a las viviendas, está conformado por estratos de capas de suelo blando, hasta una profundidad de 5.00 - 5.50 metros, estratos conformados por suelos cuya composición

granulométrica es de 80% de finos (0.074 mm.), coloides (2 micras) en 75%, en la profundidad de 5 metros se tiene una arena arcillosa mezclado con gravillas.

Clasificación :

Según la clasificación (SUCS) los suelos predominantes son las arcillas de alta plasticidad y compresibilidad clasificados como CH con 97%, estrato superficial de 0.0 a 1.30 metros de arcilla clasificados como CH, de alta plasticidad, luego el estrato continuo de 1.30 a 2.50 metros, arcilla de mediana plasticidad clasificado como CL, MI. continuando el estrato de 2.50 a 5.00 en una arcilla de alta plasticidad clasificados como CH, con presencia de óxidos y caliche, el estrato 5.00-7.50 consiste en una arcilla inorgánica, mezclas con gravillas sub-angulares clasificado como CL.

Nivel Freático:

El nivel freático está ubicado superficialmente a 1.50-2.00 metros, el contenido de humedad para el estrato sobre el nivel freático es de 18% - 20% con 75% de saturación, bajo el nivel freático se tiene humedades de 23% - 34% .

Propiedades Físicas:

De la evaluación de las propiedades físicas se tiene que los suelos son expansibles, el cambio de volumen es de moderado a severo, es de expansión marginal y potencial de hinchamiento alto.

Propiedades Químicas:

De las composiciones mineralógicas de las arcillas, en esta zona el porcentaje de contenido de los minerales de propiedades expansivas de montmorillonitas es de 35%.

Propiedades Mecánicas:

Se llevaron a cabo ensayos de compresión no confinado a los suelos de alta plasticidad clasificados como CH, de los estratos 0.45 - 1.30 metros determinándose máximos esfuerzos axiales y cohesión. Ensayos de corte directo analizándose a los suelos arcilla limosa (CL) obteniéndose los parámetros de cohesión y ángulo de fricción. Se realizó ensayos de compresión triaxial consolidado no drenado al estrato de arcilla de alta plasticidad (CH) en donde se obtienen los parámetros en esfuerzos totales y en esfuerzos efectivos:

Compresión simple $q_u = 1.35 - 1.70 \text{ kg/cm}^2$
 $C_u = 0.65 - 0.85 \text{ kg/cm}^2$

Corte directo $C = 0.30 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 11^\circ$

Compresión triaxial(CU) $C = 0.30 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 7^\circ$

 $C = 0.38 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 7.5^\circ$

Ensayo de consolidación: Se realizó los ensayos tanto en el estrato de alta plasticidad como el de mediana plasticidad. En el estrato de alta plasticidad clasificados como CH, con humedad natural de 21% con grado de saturación de 86%, para iniciar la consolidación se requirió una carga de control de 0.20 kg/cm^2 , para evitar la expansión que a partir de esta carga se procedió la consolidación, la presión de carga obtenida fue de $1.00 - 2.50 \text{ kg/cm}^2$, el coeficiente de consolidación (C_v) de $2.00 - 4.0 \text{ cm}^2/\text{min}$.

De los ensayos insitu de penetración Cono Holandés se tiene una consistencia blanda hasta 2.50 metros continuando hasta 5.00 - 5.30 metros de consistencia semidura y ubicándose después estrato de

consistencia dura.

A continuación se presenta una evaluación de daños en la casa habitación producido por la expansión de las arcillas.

La evaluación de los daños ocurridos en la Urbe. Guardia Civil fue realizado por el poder judicial a través del tercer juzgado que consistió en una inspección ocular realizado en Noviembre de 1976. De la evaluación de daños se tomó un muestreo. Las características de esta se presentan a continuación :

Vivienda	Falla Detectada
Mz H-1 lote 20	-Desprendimiento del parquet y piso desnivelado. -Rajadura en forma horizontal a una altura de 1.35 metros en la pared de la sala. -Rajadura de arriba hacia abajo en la intersección de las paredes del dormitorio.
Mz H-1 lote 21	-Desprendimiento del parquet y piso desnivelado. -Pared del dormitorio a la lavandería rajada desde el piso hasta el ángulo inferior de la ventana. -Intersección de la puerta de entrada con la pared presenta rajadura de una altura de 1.90 m. -Rajadura vertical de paredes del patio de 2.05 metros.
Mz H-1 lote 16	-Desprendimiento del parquet y piso desnivelado. -En la ventana de dormitorio presenta una rajadura vertical desde la ventana hasta el piso.
Mz H-1 lote 15	-En la pared del dormitorio presenta una rajadura vertical desde el ángulo de la pared hasta el piso. -En el piso de cemento rajadura y desnivel. -Desprendimiento del parquet y piso desnivelado.
Mz H-1 lote 12	-En la pared de la sala existe una rajadura de 30 cm. -En la intersección de las paredes del patio, se observa una separación en toda la altura.
Mz H-1 lote 9	-En la pared del primer dormitorio hay una rajadura que va hacia el piso, de 1.07 metros. - En la pared del segundo dormitorio existe una rajadura desde el piso hasta el techo.
Mz H-2 lote 2	-La pared del fondo del patio está totalmente rajada desde el piso hacia arriba. -Las paredes del baño presentan rajaduras. -En la pared del dormitorio existe una rajadura desde el piso hasta el ángulo de la ventana
Mz H-2 lote 5	-En la pared de sala comedor se observa una rajadura en forma de Z que abarca desde el piso hasta el techo. -En la pared del primer dormitorio junto a la ventana se observa una rajadura que va desde el piso al centro de la ventana. -En la pared del 2º dormitorio existe una rajadura desde el piso hacia la ventana.

Mz H-2 lote 11	-Desprendimiento del parquet y piso desnivelado. - En la pared del dormitorio junto a la ventana se observa una rajadura del piso hacia arriba de 70 cm.
Mz I-3 lote 1	-Desprendimiento del parquet y piso desnivelado. -Las paredes de los dormitorios presentan rajaduras.
Mz I-3 lote 3	-Desprendimiento del parquet y piso desnivelado. -Las paredes de los dormitorios a la altura de la ventana presentan rajaduras. -Filtraciones en la tubería del agua.
Mz I-3 lote 6	-Desprendimiento del parquet y piso desnivelado. -Filtraciones en las tuberías de agua. -En las paredes de los dormitorios junto a la ventana se observa rajaduras
Mz I-3 lote 8	-Desprendimiento del parquet y piso desnivelado. -Resanes por mala instalación de tubería de agua. -En la pared del dormitorio junto a la ventana se observa una rajadura.

Resumen de las características de los daños producidos por las arcillas expansivas.

La evaluación de daños presentado en el acápite anterior de las casas habitación de un piso se concluye que han sido originadas por el hinchamiento de las arcillas expansivas de alta plasticidad.

A continuación mostramos un resumen de las características típicas de falla producido por los suelos expansivos en los diferentes elementos estructurales de las casas habitación de la Urbanización Guardia Civil

A.- Pisos interiores

Agrietamiento y levantamiento de pisos interiores apoyados en arcillas expansivas sobre rellenos.

El levantamiento del suelo en forma de cúpula ha determinado grietas en direcciones diagonal al paño de la habitación.

B.- Pavimentos y veredas

Agrietamiento y levantamiento de pistas y veredas

C.- Muros de cerco

Agrietamiento de muros y cimientos respectivamente debido al fenómeno de expansión lateral.

D.- Muros no portantes llenos

Agrietamiento en las zonas de encuentro entre muros portantes y no portantes, debido a que los muros portantes presentan en su cimentación armaduras por expansión y los muros no portantes no presentan armaduras por expansión. También se ha detectado grietas de hinchamiento en muros no portantes que presentan vanos para puertas y ventanas.

E.- Cimentación de muros no portantes

Agrietamiento por expansión debido a empujes laterales producidos por la expansión de las adyacentes a los cimientos.

F.- Aligerados

Agrietamiento que compromete el techo aligerado en las zonas en voladizo.

5.3 CONCLUSIONES

Después de haberse evaluado el subsuelo de la ciudad de Chiclayo por sus propiedades tales como: mecánicas, geológicas, geomorfológicas, químicas, nivel freático, etc., considerando que cada una de las zonas presenten las mismas características, propiedades, etc. se zonificó la ciudad en cuatro, como son:

- Zona I, que constituye la mejor zona, de estratos de suelos compactos con buena capacidad portante, y un nivel freático profundo.
- Zona II, constituida por estratigrafía superficial blanda, no expansiva, con nivel freático superficial y capacidad portante media. Se considera zona favorablemente regular.
- Zona III; que consiste en estratigrafía de suelo blando, de propiedades expansivas con probabilidad de cambio de volumen moderado, con ubicación de nivel freático superficial, capacidad portante baja. Se considera zona favorablemente regular a baja.
- Zona IV, considerado la zona más desfavorable, consiste en estratigrafía de suelo blando de propiedades muy expansivas, con ubicación de nivel freático superficial, capacidad portante baja. Es en esta zona donde se ha presentado daños, agrietamientos en las viviendas originado por el hinchamiento de las arcillas expansivas como son agrietamientos y levantamientos de pisos, muros, cimientos, pavimentos, veredas, etc.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se puede concluir que debido al crecimiento demográfico de las ciudades del país, la ciudad de Chiclayo también presenta este fenómeno dando lugar a numerosas expansiones urbanas, asentamientos humanos, etc.

- La ciudad de Chiclayo está cimentado sobre un depósito de suelos sedimentarios de unidades estratigráficas recientes, estratos de potencia definida sobre depósitos fluvio-aluviales, de edad cuaternaria y afloramientos rocosos del grupo Goyllarisquiza, cretáceo inferior.

- De las recopilaciones y el programa de exploraciones de campo y laboratorio en la evaluación se tuvo en cuenta lo siguiente como: La composición de partículas, los componentes orgánicos, mineralógicos, etc.

- La representación de los suelos finos en la carta de plasticidad se agrupan de un modo específico, de manera que en cada zona de la carta de plasticidad se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas cualitativamente definidas.

- Con respecto al fenómeno de consolidación unidimensional de suelos con flujo vertical se puede mencionar que la deformación se desarrolla en el transcurso del tiempo. El proceso de deformación de las arcillas tiene lugar casi completamente en un lapso muy posterior al de aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado es posible que el agrietamiento de una estructura pueda ocurrir años más tarde que su construcción sin que el proyectista pueda preverlo, a no ser que tenga presente el comportamiento de los suelos.

- En lo que respecta al ensayo de compresión triaxial en base a serias investigaciones experimentales, el Dr. Terzaghi estableció que la presión normal, que obra en una masa de suelo debería sustituirse por la presión intergranular de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante. Tomó en cuenta la influencia del agua contenida en el suelo de tal forma que la presión neutral depende tanto de las condiciones de carga como también de la velocidad de aplicación de ella, lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia "lenta" de la "rápida". El criterio para la elección de las pruebas deberá ser tal que se opte por utilizar aquella que mejor refleje en el laboratorio las cuales el suelo estará expuesto en la obra de que se trate.

- Se presenta una información sobre el ensayo de penetración tipo Cono Holandés, características del equipo, procedimiento, evaluación del ensayo como son estimaciones de asentamientos, ángulo de fricción, correlación del ensayo de penetración Cono Holandés y penetración estándar etc.

-Se presenta una información acerca de la aplicación de los piezómetros brindando una información de los tipos de piezómetros, ventajas y limitaciones de cada tipo. Se menciona que para propósitos prácticos el efecto del nivel freático sobre el valor del factor de forma es insignificante, excepto para piezómetros largos.

-Se ha instalado el tipo de piezómetro hidráulico abierto hechos en el país.

-En la evaluación de los suelos se ubicaron zonas constituidas por arcillas expansivas. Siendo analizadas por los métodos de identificación mineralógicas, donde nos determina la proporción de mineral presente en una arcilla como son los tres grandes grupos la caolinita, montmorillonita e illita; se evaluaron por sus propiedades físicas tanto como por los métodos directos en el laboratorio.

-La evaluación de los daños causados por las arcillas expansivas, constituye una valiosa información para la zonificación geotécnica. El grado de daño que presentan estas edificaciones señalan, la influencia de las

condiciones locales del suelo.

-En la zonificación geotécnica propuesta, ha sido delimitada en base a la información de la estratigrafía, los tipos y porcentajes de suelos que constituyen, el nivel freático, su composición mineralógica, sus propiedades mecánicas, evaluadas en el laboratorio, potencia de estratos constituidos por suelos finos y la presencia de estratos de material aluvial mezclados con arcillas, muy compactas.

-El potencial de expansión de las arcillas de la ciudad de Chiclayo es del orden de 30% y la carga de expansión de 0.60 kg/cm²

-Se concluyó que la ciudad se zonificó en cuatro como son: La zona I la más favorable para la cimentación tanto superficial como profunda con estratigrafías muy compactas. La zona II constituido por estrato superficial blando de propiedades no expansivas. La zona III constituido por estratos blandos, medianamente expansivos y la zona IV es la más desfavorable, constituidos por estratos muy blandos conformados por arcillas de alta plasticidad, donde se han presentado los problemas de agrietamientos en los muros, pisos etc. debido a la expansión de los suelos.

-Se recomienda la continuación de los estudios geotécnicos, incrementando el número de piezómetros con su mantenimiento respectivo.

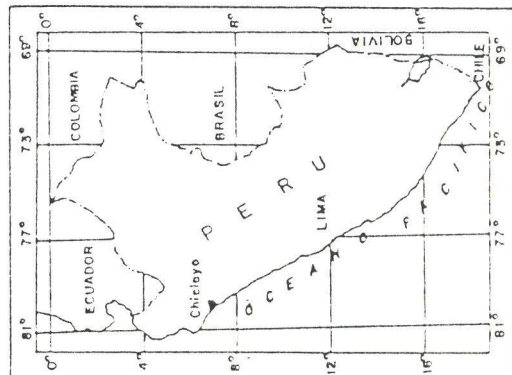
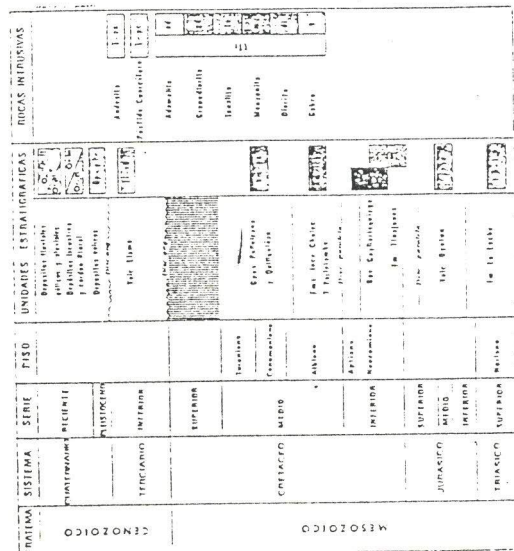
-Se recomienda un estudio de microzonificación sísmica en base a las mediciones de microtrepidaciones y refracción sísmica.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- 1) Alva J. (1988) "Almacén Enci-Chiclayo" Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 2) Alva J. (1987) "Base Aerea-Chiclayo" Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 3) Badillo J. , Rodriguez R. "Mecánica de Suelos". (1985) Editorial Limusa, S. A.
- 4) Balarezo L., Larraín F. (1985) "Zonificación del Suelo Sub-yacente para el Diseño de Cimentaciones en el Distrito "C" Sector Cb-Chiclayo". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNPRG, Lambayeque.
- 5) Bazán J. , Salirrosas G. (1985) "Zonificación del suelo Sub-yacente para el Diseño de Cimentaciones en el Distrito "C" Sector Ca-Chiclayo". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNPRG, Lambayeque.
- 6) Cabrera J., Alva J. (1987) "Análisis e Interpretación de Ensayos Geotécnicos In-situ y de Laboratorio". Tesis de grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Lima.
- 7) Canchan F., Alva J. (1985) "Utilización de los piezómetros en Ensayos de Medición de la Presión de Poros". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Lima.
- 8) Carranza M. "Zonificación del Suelo Sub-yacente Para el Diseño de Cimentaciones en los Sectores Cb y Sa, Chiclayo". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNPRG, Lambayeque.
- 9) Carrera C. (1985) "Comportamiento de los Suelos Expansivos de Chiclayo Sector Sa Urbanización Guardia Civil". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNPRG, Lambayeque.
- 10) Chen F. W. (1969) "Foundations on Expansive Soils". John Wiley.
- 11) De La Rosa F. "Características Geológicas de Cimentación de la Ciudad de Chiclayo". Congreso Nacional de Mecánica de Suelos.
- 12) Gomez R. (1984) "Calculo de Fundaciones a Través de Ensayo de Penetración de Cono".
- 13) Kung Ly F. (1985) "Guía Kemoy de Chiclayo". Tercera Edición.
- 14) Lamb T. y Whitman R. (1969), "Instituto Tecnológico de Massachussetts. Editorial Limusa, 1ra Edición.
- 15) LAGESA, (1982) "Edificio del Banco Central Hipotecario, Chiclayo". Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 16) LAGESA, (1973) "Edificio del Banco Continental del Peru, Chiclayo" Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 17) LAGESA, (1973) "Agrupamiento de Vivienda-Fondo de empleados del Banco de la Nación". Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 18) LAGESA, (1970) "Beneficencia Pública de Chiclayo". Estudio Geotécnico de Cimentación.

- 19) LAGESA, (1970) "Cámara de Bombeo de Desague-Zona Norte de Chiclayo". Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 20) LAGESA, "Central Termica de Chiclayo". Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 21) LAGESA, (1972) "Oficina de correos" Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 22) LAGESA, (1973) "Terminal de Microondas de Chiclayo". Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 23) LAGESA, (1970) "Estudios de suelos de los reservorios Norte y Sur, de la Ciudad de Chiclayo".
- 24) Ministerio de Agricultura, (1977) "Silos Molino-Chiclayo". Estudio Geotécnico de Cimentación.
- 25) Martínez J. "Estudio del Comportamiento de las Cimentaciones Superficiales de las Edificaciones Livianas Sobre Arcillas Expansivas de la Urbanización Los Precursores-Chiclayo". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNPRG, Lambayeque.
- 26) Montenegro F. , Liza A. (1986) "Zonificación del Suelo Sub-yacente para el Diseño de Cimentaciones del Distrito La Victoria, Sector Sb". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNPRG, Lambayeque.
- 27) Montes I. , Montoñedo F. (1985) "Zonificación del Suelo Sub-Yacente del Sector Urbano Nb -Chiclayo" Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNPRG, Lambayeque.
- 28) Rojas Foinquinos J. ,Alva j. (1987) "Análisis de las Características y Propiedades de las Arcillas y Lutitas Expansivas del Norte y Nor-Oriente Peruano". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Lima.
- 29) Rojo C. (1982) "Base FAP-Chiclayo". Estudio Geotécnico de Cimentaciones.
- 30) Schmertmann (1977), "Cone penetration test".
- 31) Wilson J. (1984) "Geología del Cuadrángulo de Chiclayo". Boletín N° 38 del Instituto Geológico Minero y Metalurgico.

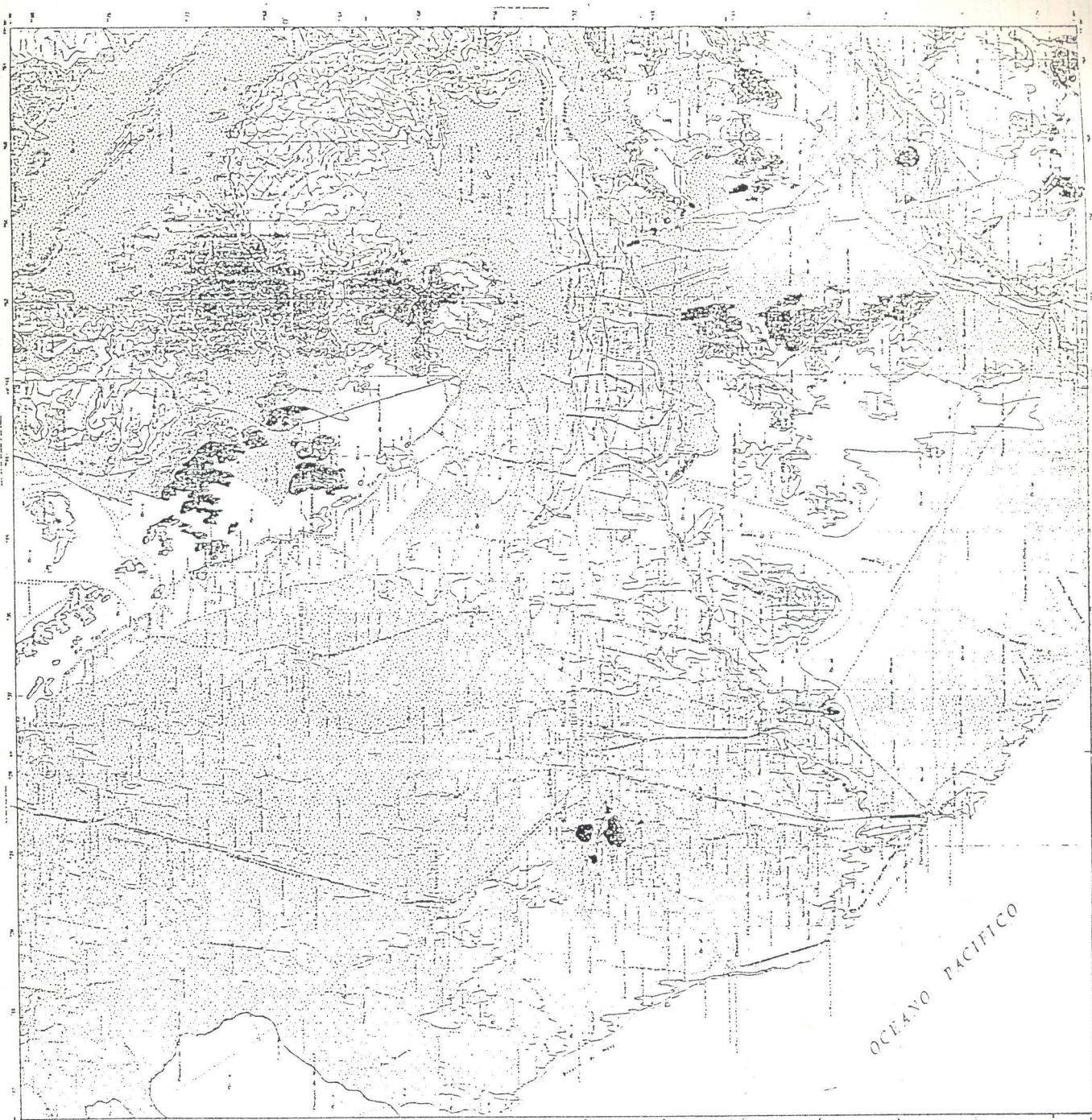
LE YE N D A



UBICACION DEL AREA DE ESTUDIO

MAPA GEOLOGICO

REFERENCIA INGEMMET



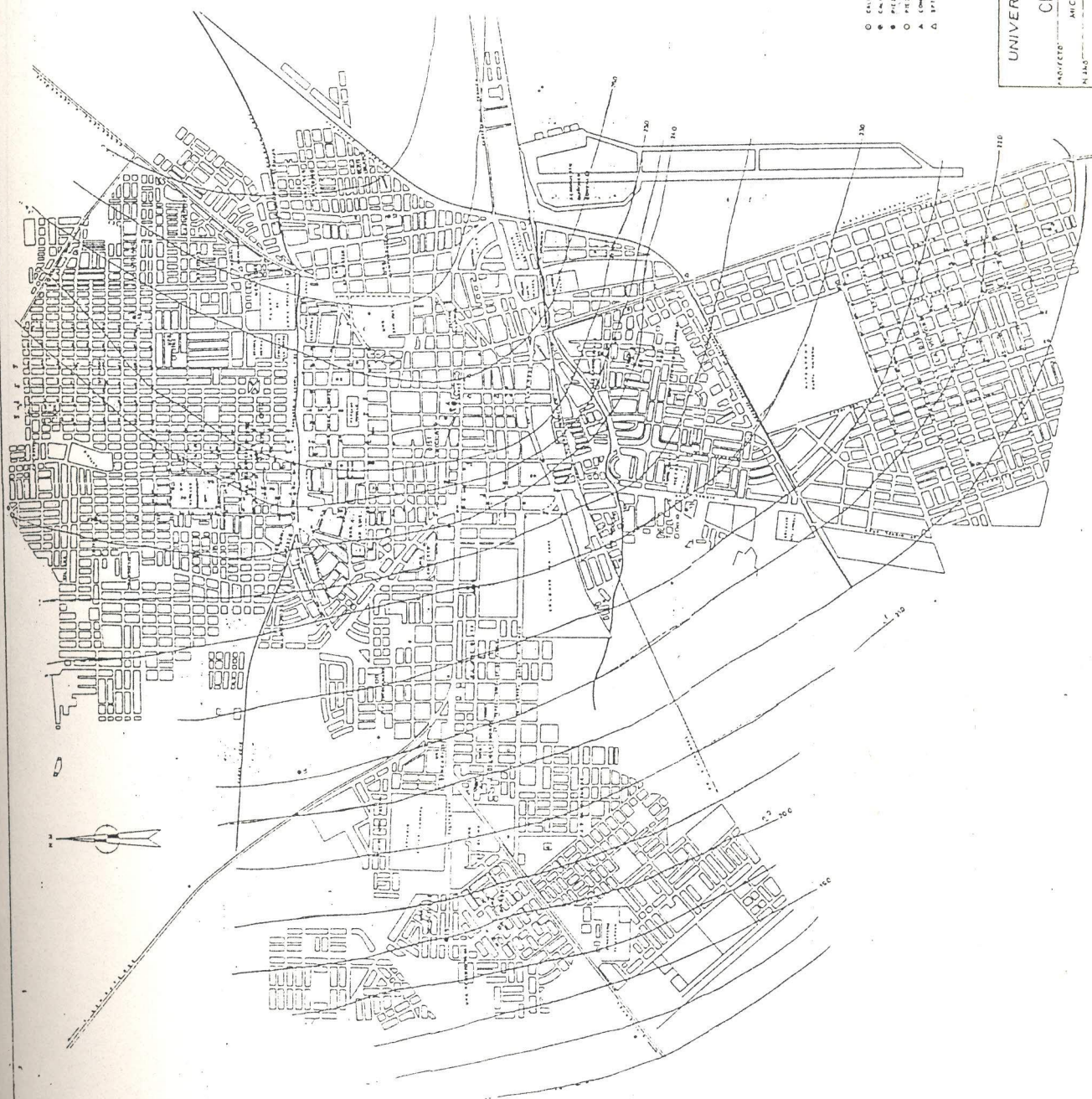


FIG. N° 3

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CISMID LABORATORIO GEOTECNICO

ANAYES MICROINVESTIGACION GEOTECNICA DE CINLAYO

ALIAS HITHOISOMIPAS

TECNICO RASH DAVID LUNA DURAN

REVISOR DR. JORGE E. ALVA MURTAO

FECHA: 10/05/1992

