UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE
INVESTIGACIONES SISMICAS Y
MITIGACION DE DESASTRES

INFORME DE INVESTIGACION

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE IQUITOS

Autor Bach. Américo Bustamante Chacón
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

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE IQUITOS

Por:

BACH. AMERICO BUSTAMANTE CHACON

Supervisado por:

DR. JORGE ALVA HURTADO

LIMA PERU

1992

INDICE

Pag.

-INTRODUCCION 1

-CAPITULO I. **GENERALIDADES**

1.1 Ubicación y Vías de Comunicación. 3

1.2 Crecimiento Físico y Poblacional de Iquitos. 3

1.3 Asentamiento Poblacional y Problemática Urbana de Iquitos. 4

1.3.1 Tipología de Asentamientos Residenciales. 4
1.3.2 Zonas Residenciales Homogéneas y Barrios Críticos. 5
1.3.3 Síntesis de la Problemática Urbana. 7

1.4 Clima y Medio Físico. 8

1.5 Breve Historia e Importancia de Iquitos. 8

1.6 Formación de Suelos Tropicales. 9

- CAPITULO II. **GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA**

2.1 Topografía. 19

2.2 Geología. 19
2.2.1 Antecedentes. 19
2.2.2 Secuencia Cronológica de los Sedimentos en la Región. 20

2.3 Consideraciones Geomorfológicas. 20
2.3.1 Antecedentes. 20
2.3.2 Geomorfología de Iquitos. 20

2.4 Hidrología. 21
2.4.1 Precipitaciones. 21
2.4.2 Aguas Superficiales. 22
2.4.3 Aguas Subterráneas. 22

2.5 Problemas de Deslizamientos en la Ribera de Iquitos. 22
2.5.1 Introducción. 22
2.5.2 Principales Estudios Sobre la Ribera de Iquitos. 23
2.5.3 Interpretación de la Evolución del Río Amazonas. 25
2.5.3.1 Gradiente del Meandro. 25
2.5.3.2 Dimensiones y Divagaciones. 26
2.5.3.3 Relación de Descarga en el Brazo Occidental y Cauce Madre y su Profundización. 26
2.5.3.4 Ancho del Cauce. 27
2.5.3.5 Angulo de Entrada. 28
2.5.3.6 Influencia del Río Itaya. 28
2.5.3.7 Resistencia al Corte y Talud de Estabilidad de la Ribera. 28
2.5.4 Situación Actual de la Ribera. 29

-CAPITULO III. INVESTIGACIONES GEOTECNICAS

3.1 Introducción. 43

3.2 Exploración de Campo 43
3.2.1 Perforación de Calicatas. 43
3.2.2 Ensayos de Penetración Tipo Cono Holandés 43
3.2.2.1 Características y Procedimiento del Ensayo. 43
3.2.2.2 Descripción del Equipo y Evaluación del Ensayo. 44
3.2.3 Ensayo de Pentración Estándar (SPT). 49
2.3.3.1 Características Generales del Ensayo. 49
3.2.3.2 Determinación de los Parámetros del Suelo en Base al Ensayo SPT. 49

3.3 Ensayos de Laboratorio. 49
3.3.1 Ensayos Estándar. 49
3.3.2 Ensayos de Propiedades Mecánicas. 50
3.3.2.1 Ensayos de Consolidación Uni-dimensional. 50
3.3.2.2 Ensayos de Compresión No Confinada. 52
3.3.2.3 Ensayo de Corte Directo. 52
3.3.2.4 Ensayo de Compresión Triaxial. 53

3.4 Teoría de Capacidad Portante. 54
3.4.1 Análisis de la Capacidad de Carga en Suelos Puramente Cohesivos. 54
3.4.2 Algunas Ideas de Vesic en Torno a la Capacidad Portante. 55
3.4.3 Cálculo de la Carga Límite de Falla. 56
3.4.4 Efectos de la Forma de la Cimentación. 58

3.5 Procesamiento de la Información y de los Ensayos Realizados. 58
3.5.1 Sectorización. 58
3.5.2 Información Recopilada. 58
3.5.3 Procesamiento de la Información. 59

- CAPITULO IV. ZONIFICACION GEOTECNICA.

4.1 Introducción. 109

4.2 Revisión de Estudio de Zonificación Anterior. 109
4.2.1 Generalidades. 109
4.2.2 Síntesis del Plano de Zonificación Hidrogeotécnica. 109
4.2.3 Síntesis de la Formación Geológica de los Domos y Semi-domos. 110
4.2.3.1 Introducción. 110
4.2.3.2 Síntesis de la Génesis Geológica. 110
4.2.4 Características Geotécnicas Generales de las Ubicaciones. 111

4.3 Zonificación Geotécnica. 111

4.4 Conclusiones. 114

- CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. 117

- BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS. 119

- ANEXOS 125

004732

INTRODUCCION

El avance de la Ingeniería Geotécnica en las obras de la Ingeniería Civil en los últimos años, se evidencia al poner el conocimiento, la técnica y la ciencia al servicio del hombre en las investigaciones de microzonificación geotécnica de las ciudades. El presente tema trata sobre el estudio geotécnico de la ciudad de Iquitos con fines de cimentación, teniendo en cuenta que en los últimos años la ciudad de Iquitos ha presentado un crecimiento urbanístico en las periferias del centro urbano, para lo cual se requiere la seguridad de las edificaciones.

En el presente trabajo se ha desarrollado un mapa de zonificación geotécnica, delimitando las zonas más favorables para la edificación de viviendas en base a las características geológicas y geotécnicas de la ciudad de Iquitos.

El estudio comprende la recopilación de la información existente de las características geotécnicas y la realización de ensayos in situ y de laboratorio, así como su evaluación. La información recopilada consiste en estudios geotécnicos realizados para entidades del estado y particulares. El programa de exploración de campo ha consistido en ensayos de penetración con el cono holandés, realización de sondajes con posteadora manual y calicatas para la extracción de muestras para ser analizadas en el laboratorio, y de esa manera conocer las propiedades físico-mecánicas de los suelos de Iquitos.

El estudio comprende las disciplinas tales como: topografía, geología, geomorfología, hidrología, geotécnia, etc.

Este trabajo se ha realizado gracias al interés del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID), de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, a través de su Laboratorio Geotécnico, de realizar estudios de microzonificación geotécnica y sísmica en las principales ciudades del país.

Así mismo, este estudio no se hubiera podido llevar a cabo, de no contar con el financiamiento del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONCYTEC) y de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA), entidades a las cuales doy mi más sincero agradecimiento por el apoyo brindado en el desarrollo de esta investigación.

Este estudio es uno de los frutos de un minucioso programa de investigación que viene realizando desde hace varios años en nuestro país el Dr. Jorge E. Alva Hurtado, a quien expreso mi admiración y reconocimiento por su don de investigación y profesor.

El Autor

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1. UBICACION Y VIAS DE COMUNICACION

La ciudad de Iquitos está ubicada en la Provincia de Maynas, Departamento de Loreto, Región del Amazonas, al noreste del Perú (Figura N° 1.1), se localiza en la selva baja del Perú, sobre la margen izquierda del río Amazonas, a una altitud topográfica comprendida entre los 118 y 135 metros sobre el nivel del mar. Su posición geográfica está definida por las coordenadas:

3° 45'10" de latitud sur

73°15'20" de longitud oeste

La ciudad limita por el norte con el río Nanay y por el este con el río Amazonas; por el sur con el río Itaya y el área del nuevo aeropuerto de la ciudad y por el oeste con el denominado lago Morona y el río Nanay.

El transporte desde Lima hacia Iquitos se raliza mediante vía aérea o vía terrestre-fluvial. La vía aérea tiene una longitud aproximada de 1000 km y el transporte es cubierto por las actuales compañías aéras nacionales en servicio diario. Cabe destacar que al ser el Aeropuerto de Iquitos de servicio internacional, también otras líneas aéreas cubren en su recorrido la ciudad de Iquitos.

La vía terrestre-fluvial involucra la carretera Lima-Pucallpa desde donde mediante la vía fluvial se alcanza la ciudad de Iquitos. Así mismo, Iquitos se comunica con ciudades como Yurimaguas, Moyobamba mediante vía fluvial directa y vía aérea y con ciudades como Tarapoto, Chiclayo y Trujillo, mediante vía aérea.

En lo que respecta al Sistema de Comunicación, la ciudad de Iquitos se encuentra integrada al Sistema de Microondas de ENTEL PERU, por lo cual los servicios de teléfono, télex, radio, etc, pueden catalogarse de eficientes y es posible conseguir comunicación con cualquier lugar de la República y el exterior.

1.2 CRECIMIENTO FISICO Y POBLACIONAL DE IQUITOS

La ciudad de Iquitos, al igual que otras ciudades del país con cierto desarrollo industrial y comercial, se ha constituido en el destino de una corriente migratoria que llega desde varias ciudades de la República buscando mejores condiciones de vida, pero generando asimismo el crecimiento desmesurado de la ciudad.

Se puede identificar en el proceso evolutivo de Iquitos las siguiente etapas de crecimiento físico-poblacional:

- Hasta 1910 en que se conforma y define los límites del casco urbano antiguo, su población alcanza 14,055 habitantes, distribuídos en una superficie de 152.50 Ha. con una densidad bruta promedio de 92 hab/Ha.

- De 1910 a 1948, período que se caracterizó por el rápido crecimiento poblacional, llegando casi a duplicar el número de habitantes y ampliando su superficie en un 95%. Es el período de la modernización de la ciudad de Iquitos; se construyó el antiguo aeropuerto; se dota de equipamientos y servicios; se instala el Campamento Militar "Vargas Guerra" como sede de la V Región Militar y otras Bases Militares. Esta situación fue el resultado del auge de la actividad económica del caucho y de otros

productos nativos, como a la importancia geo-política que adquiere por su ubicación geográfica espacial.

- De 1948 a 1965, período en que disminuye el ritmo de crecimiento reflejo del estancamiento de la actividad económica extractiva de exportación. La población se incrementó en un 66.21% mientras que las áreas crecieron en 77.51%, produciéndose una disminución en la densidad bruta a 130.88 hab/Ha respeto al período anterior.

- De 1965 a 1982, se genera en este período un acelerado ritmo de crecimiento de mayor intensidad, que se ve reflejado en la aparición, consolidación y ampliación de Pueblos Jóvenes y Asentamientos Humanos Marginales. La población creció notablemente en un 161.86% en tanto que la ocupación del suelo se incrementó en un 150.74%, así mismo, la densidad aumentó a 136.68 hab/Ha. Estos hechos fueron consecuencia principal del auge de la actividad petrolera, que propició un intenso movimiento migratorio regional y extraregional.

El crecimiento explosivo registrado en este período modificó sustancialmente la tendencia normal de evolución del conjunto urbano de la ciudad de Iquitos, incorporándose nuevas áreas de características físicas y socio-económicas diferentes, como los Pueblos Jóvenes, a la estructura física urbana tradicional; en donde el aparato económico de la ciudad y la infraestructura de servicios no han absorvido a la población excedente no ocupada adecuadamente, agudizándose los problemas urbanos como son el deterioro de la ciudad, la deficiente prestación de servicios básicos (de salud, educación y vivienda) y de infraestructura (agua, desagüe y electricidad).

- De 1982 a 1987, corresponde para este último período una tendencia de ligero decrecimiento, calculándose un aumento de población de 31.23% en tanto que la superficie urbana se incrementa en un 21.65%, aumentando la densidad bruta a 147.44 hab/Ha. En este período se puede apreciar las siguientes modalidades de ocupación del espacio: por una parte como consolidación progresiva de las áreas ocupadas en el período anterior y el relleno de franjas límites con las áreas inundables, y por otra parte como ocupación incipiente y discontinua del área periférica en la zona de expansión sur de Iquitos a lo largo del eje vial que comunica con el nuevo Aeropuerto Internacional.

De acuerdo al estudio de prefactibilidad de viviendas en ciudades críticas, caso ciudad de Iquitos, presentado por el INADUR en marzo de 1988, la población de Iquitos estimada para 1987 era de 238,148 habitantes para un área total de 1615.20 hectáreas.

En la Tabla N° 1.1 y en las Figuras N° 1.2 y N° 1.3, se presentan el proceso de desarrollo físico de la ciudad de Iquitos entre 1906 y 1987. Estas figuras fueron elaboradas por el INADUR (1988).

1.3 ASENTAMIENTO POBLACIONAL Y PROBLEMATICA URBANA DE IQUITOS.

1.3.1 Tipología de Asentamientos Residenciales

El conglomerado de la ciudad de Iquitos, de acuerdo al estudio de prefactibilidad de viviendas en ciudades críticas, caso ciudad de Iquitos, presentado por el INADUR en marzo de 1988, está conformado básicamente por cuatro tipos de asentamientos con características peculiares.

a.- El Casco Central

Localizado en el extremo este, al borde del río Amazonas (Malecón Tarapacá). Es relativamente estable con cierto nivel de deterioro de la vivienda y los servicios. Con tendencia a la desconcentración poblacional en función al alto valor del uso comercial de dicha zona. Concentra el 11.5% de las viviendas de Iquitos, correspondiéndole una superficie aproximada de 136 Ha. equivalente al 10.9% de la superficie ocupada por la ciudad.

b.- Los Asentamientos Humanos Informales (incluye Pueblos Jóvenes, Asentamientos Poblacionales Humanos Marginales).

Se asientan bordeando el Casco Central y se extienden hasta los límites físico-geográficos permisibles como bordes de ríos y áreas inundables (Sector Norte y Oeste del Casco Central). Constituye el patrón de asentamiento dominante, donde se concentra el 84% del parque inmobiliario residencial de Iquitos; ocupando una superficie de 980 Ha. equivalente al 78.53% de la superficie de la ciudad.

Estos asentamientos a su vez se diferencian por los niveles de evolución alcanzados, lo cual se expresa en los grados de consolidación, como también por los niveles de saturación y hacinamiento, en donde se pueden alcanzar densidades sobre los 300 hab/Ha.

c.- Las Urbanizaciones

Tipología residencial que comprende tanto las del Sector Público y Sector Privado, como a las Villas Militares, éstas últimas se caracterizan por su baja densidad (32 hab/Ha.).

Su localización no es contínua, quedando como islas entre los Asentamientos Humanos Informales; poseen un adecuado nivel de servicios básicos (agua, desagüe, electricidad). En conjunto este tipo de asentamiento absorbe el menor porcentaje de población, 2.9% de la población urbana (sin considerar los asentamientos ribereños) y ocupa una superficie aproximada de 84 Ha., equivalente al 6.73% del área urbana total.

d.- Los Asentamientos Ribereños y San Juan (comunidad).

Se incluye a las viviendas que ocupan tanto las tierras altas como las tierras bajas inundables. En el primer caso tenemos a la Comunidad de San Juan, antiguo caserío incorporado al crecimiento Sur de Iquitos; alberga una población dedicada principalmente a la agricultura de pan llevar y en el segundo caso corresponden a las zonas de Belén, Bellavista, Moronococha que se caracterizan por tener una conformación lineal, bordendo el curso de las aguas y/o caminos que se prolongan desde el área urbana hasta los bordes de los ríos.

En general, estos asentamientos albergan a las poblaciones más pobres de la ciudad de Iquitos, dedicados mayormente a la pesca, caza, agricultura y servicios al transporte fluvial. Se calcula en 716 el número de viviendas, equivalente al 2.43% del total de viviendas en la ciudad de Iquitos. En la Tabla N° 1.2 se presenta un resumen de la Tipología de Asentamiento en Iquitos a 1987, elaborado por el INADUR (1988).

1.3.2 Zonas Residenciales Homogéneas y Barrios Críticos

Para el análisis de las Zonas Residenciales Homogéneas, la ciudad de Iquitos es subdividida en cinco sectores o zonas que presentan características diferenciales en los aspectos físicos y socio-económicos. (INADUR, 1988).

a.- Casco Central Antiguo

En esta zona los usos residenciales se dan combinados con usos comerciales y de equipamiento institucional. Al ser esta zona el área urbana de ocupación inicial del asentamiento, el grado de consolidación de la estructura urbana es mayor, así como también el nivel de los servicios básicos de infraestructura que cubren en un 100%. La densidad bruta alcanza los 201.02 hab/Ha, alberga casi el 10% de la población urbana correspondiente moyoritariamente a los sectores económicos medios y altos.

La trama urbana es regular en forma de damero, extendida sobre una terraza alta situada en la margen izquierda del río Amazonas, la manzana promedio es de 10,000 m^2. Las edificaciones para vivienda alcanzan por lo general entre 2 y 4 pisos, adoptándose en muchos casos la primera planta para uso comercial o de servicios. El material de construcción predominante es el ladrillo, quincha y madera con cobertura de calamina.

b.- Asentamientos Consolidados

En esta zona se localiza el 29.62% de la población urbana, perteneciente mayoritariamente a los estratos económicos medios y bajos, con una densidad bruta de 184.91 hab/Ha. Comprende en su mayor parte a los primeros pueblos jóvenes que han alcanzado un alto nivel de consolidación e integración del área urbana tradicional. Predomina el uso residencial además de presentar un adecuado nivel de equipamientos y tener aproximadamente un 80% de cobertura en servicios básicos.

La trama urbana es regular y continua al Casco Central a partir de la prolongación de la vías pre-existentes. Se asienta en su mayor parte sobre terreno plano, interrumpido solamente por el Caño Versalles que corre de oeste a este.

Las edificaciones son primordialmente de 1 y 2 plantas predominando el ladrillo y la madera, con cobertura de calamina.

c.- Urbanizaciones Formales

Comprende a pequeños sectores de la ciudad sin continuidad entre ellos, en donde se localiza el 2.74% de la población urbana perteneciente a los estratos econónomicos medios o altos. Constituyen asentamientos planificados de uso netamente residencial, con una densidad bruta promedio de 82.27% hab/Ha.

Las edificaciones son de 1 y 2 niveles, contruidas con materiales convencionales (ladrillo, fierro, cemento).

d.- Asentamientos Marginales

Corresponde a esta zona el mayor volumen de los usos del suelo residencial. Alberga al 70.0% de la población urbana de Iquitos, perteneciente al estrato económico bajo. El grado de consolidación es incipiente e intermedio, obteniéndose una densidad bruta promedio de 178.58 hab/Ha.

Predomina una trama irregular, producto tanto de la ocupación espontánea, no planificada, como a las características topográficas irregulares, la cobertura de servicios básicos y la dotación de equipamientos son deficitarias.

Las viviendas son primordialmente de una planta construida en madera rústica, con cobertura de crisneja trenzada y calamina.

e.- Barrios Críticos

Se han identificado como Barrios Críticos a las zonas residenciales en proceso de deterioro, con un alto índice de densificación (480 hab/Ha), que presupone altos niveles de hacinamiento y tugurización de la vivienda. Se caracterizan además por la carencia o mal estado de los servicios básicos de agua, desagüe, electricidad, falta de accesibilidad adecuada y escaso equipamiento.

Las viviendas son de construcción rústica, empleando materiales locales y albergan a las familias de estrato económico bajo (11.92% de la población urbana).

En el análisis se han determinado dos Barrios Críticos:

1.- La zona de Belén, que contiene a los Pueblos Jóvenes de Belén, Bagazán, José Gálvez y 9 de Octubre.

2.- La zona Norte del antiguo Aeropuerto que incluye a los Pueblos Jóvenes de Francisco Bolognesi y César Vallejo. En la Tabla N° 1.3 y en las Figuras N° 1.4, N° 1.5 y N° 1.6 se muestra la distribución de las zonas Residenciales Homogéneas de Iquitos a 1987, elaborado por el INADUR (1988).

1.3.3 Síntesis de la Problemática Urbana

a.- La ciudad de Iquitos ejerce en la actualidad el rol de dinamizador de su área de influencia, cumpliendo su función como centro político-administrativo y de servicios. Siendo limitada su función como centro de transformación, a diferencia de la intermediación comercial que constituye la actividad más dinámica de la ciudad (INADUR, 1988).

b.- En los últimos 15 años, la ciudad de Iquitos ha venido incrementando su población a una tasa promedio anual de 4.9%, creciendo en más de dos veces, estimándose en 238,148 habitantes para 1987, lo cual implicaría una ampliación considerable tanto el número de empleados, como de la demanda de vivienda y servicios (INADUR, 1988).

c.- El crecimiento físico de la ciudad, consecuencia del rápido crecimiento poblacional, se ha orientado fundamentalmente por la ocupación expontánea, no planificada del suelo, sin tener en cuenta la posibilidad de dotación de servicios básicos, ni la previsión de reservar áreas para equipamientos necesarios (INADUR, 1988).

El patrón de crecimiento informal se manifiesta en los 93 Asentamientos Humanos Marginales, los cuales albergan al 84% de la población urbana de Iquitos y ocupan el 79% de la superficie total de la ciudad. Asimismo, expresa la modalidad de auto-construcción de la vivienda empleando masivamente materiales regionales, básicamente de madera, caña y cobertura de crisnejas (INADUR, 1988).

d.- La Infraestructura vial a nivel micro-regional no está adecuadamente desarrollada, dificultando la comunicación a los centros poblados menores. Unicamente Quistococha presenta ventajas en su accesibilidad al situarse en el eje carretero Iquitos-Nauta (INADUR, 1988).

A nivel urbano, la infraestructura vial muestra la débil articulación entre las zonas residenciales localizadas en el sector Oeste (hacia el Lago Morona), y aún más la discontinuidad vial que se manifiesta entre la ciudad y su área de expansión, consecuencia de la ocupación de grandes extensiones de terreno para uso militar como son el Campamento Vargas Guerra y el Grupo Aéreo N° 42 de la FAP (antiguo Aeropuerto). Su disfuncionalidad y la gran extensión, impiden un desarrollo orgánico de la ciudad, generándose el cuello de botella en la congestión vehicular y la distribución de redes de infraestructura que tienen como única salida la Avenida Abelardo Quiñonez (vía hacia el Aeropuerto Internacional) (INADUR, 1988).

Otro aspecto resaltante es el mal estado de las vías (aproximadamente un 80%) y las dificultades para su reparación y mantenimiento por los altos costos que representa. La ausencia de redes de drenaje, mala calidad de suelos, accidentes topográficos, etc, agravan aún más las soluciones de corto plazo (INADUR, 1988).

e.- El estado general de los servicios de agua potable y alcantarillado son deficientes. La población no atendida por servicio de agua potable es del orden del 30%, concentrándose el problema principalmente en los Barrios Marginales y en menor medida en el Area Central. El problema se agudiza por la falta de mantenimiento y mejoramiento de redes que ocasiona persistentes fallas y pérdidas de agua y presión. Además hay que añadir el crecimiento no controlado de nuevos asentamientos con la consiguiente extensión de conexiones clandestinas inadecuadas que ocasionan mayores pérdidas (INADUR, 1988).

El sistema de alcantarillado, sistema administrado por el Municipio Provincial, sólo cubre la demanda de un 51% de las viviendas en Iquitos; igualmente el problema es mayor en los Barrios Marginales en donde el drenaje es superficial generándose focos de contaminación ambiental. Un problema adicional lo constituye la contaminación del Lago Morona y en menor medida de los ríos Amazonas e Itaya en donde desaguan las redes troncales (INADUR, 1988).

En el caso de energía eléctrica, se requiere de una mejora sustancial para la generación de energía, debido a las deficiencias actuales de los grupos electrógenos. Se calcula en un 77% la demanda atendida con conexiones domiciliarias, superándose en parte el elevado número de conexiones irregulares y clandestinas (INADUR, 1988).

f.- Uno de los problemas importantes que afronta la ciudad es la disponibilidad de suelo para su expansión urbana. Las limitaciones físico-geográficas orientan la tendencia de expansión hacia el sector sur entre el Campamento Vargas Guerra y el Aeropuerto Internacional, iniciándose un proceso de ocupación incipiente a lo largo de la carretera a San Juan, sector que comprende una franja de territorio de 1.5 km promedio de ancho y 5 km de longitud. Este sector viene siendo ocupado en forma desordenada no planificada en algunas áreas disponibles, permaneciendo otras como uso agropecuario, o simplemente como terrenos delimitados sin uso aparente de propiedad pública o privada. Sin embargo, la presión social es muy fuerte para su ocupación residencial, ante la falta de otras alternativas de suelo (INADUR, 1988).

1.4. CLIMA Y MEDIO FISICO

La ciudad de Iquitos se encuentra en la zona ecológica bosque húmedo tropical, correspondiéndole un clima húmedo y cálido con una temperatura promedio fluctuante entre los 20 y 27 grados centígrados. La humedad relativa alcanza valores comprendidos entre los 80 y 88% y la precipitación promedio anual es de 3000 mm.

El terreno sobre el cual se asienta la ciudad se define como una "terraza", que presenta algunas variaciones de pendiente, como la formación de colinas de poca altura y los "caños" o quebradas que la atraviezan por trechos, facilitando el drenaje de las aguas pluviales.

Esta "terraza" se caracteriza principalmente por la formación de tierras altas más o menos estables, donde se ubica la mayor parte de la ciudad y las tierras bajas inundables con las crecientes de los rios (zonas de Belén, Bellavista, etc.) así como también por la permanencia de aguajales o terrenos pantanosos, factores limitantes de su expansión urbana.

1.5. BREVE HISTORIA E IMPORTANCIA DE IQUITOS

Establecer la fecha de fundación de Iquitos es tarea de una acusiosa investigación histórica, cuyos estudios y orientación están ya establecidos en gran parte, en los trabajos publicados por el Padre Agustino Avencio Villarejo, autor de una de las mejores monografías sobre nuestra amazonía, títulada "Asi es la Selva".

Pretender tomar como punto de partida para el nacimiento de Iquitos la primera llegada de los barcos de guerra (comprados en el Gobierno del Mariscal Ramón Castilla), eludiéndose los antecedentes de una fundación española y religiosa, es por demás desconocer la propia historia y orígenes de una de las más progresivas urbes de la Amazonía Peruana.

Las fuentes documentales existentes hurgadas en los archivos de Sevilla, Moyobamba y Ocopa, corroboran la pre-existencia de algunos centros poblados ubicados en el mismo lugar y zonas vecinas a la que hoy ocupa la ciudad de Iquitos (margen izquierda del río Amazonas, entre las desembocaduras de los ríos Itaya y Nanay).

Esta documentación ha sido claramente expuesta en los primeros puntos de las conclusiones a las que llega el Padre Villarejo, sobre los antecedentes, que indudablemente constituyen una referencia cercana a la fecha de fundación:

a) Iquitos fue fundado por el Padre Agustino Mauricio Coligari en el año de 1757, bajo el nombre de San Pablo de los Napeanos, con indígenas napeanos e iquitos trasladados desde el alto Nanay. Pero la rivalidad de ambas tribus terminó en riñas y encuentros que los alejaron finalmente del lugar, dejando abandonado el caserío que ya existía allí.

b) Fue restaurado por el Padre José Bahamonde, durante los años 1760-61 con indios iquitos, cuyo predominio hizo cambiar la denominación de napeanos a fines del siglo XVIII, quedando la de iquitos.

El 5 de Enero de 1864, llegan a Iquitos los primeros barcos de Guerra "Próspero" y "Pastaza" comprados por el Gobierno del Mariscal Ramón Castilla; inaugurando el Puerto Fluvial de Iquitos y también señalando a está fecha por ley, aniversario de Iquitos.

En las primeras décadas de este siglo, el nacimiento de la industria automovilística da lugar a la demanda del caucho, una de las riquezas de nuestro oriente, y nace la aventura del caucho que da auge a Iquitos, improvisa fortunas increíbles y deja también una estela de abusos con los indígenas que producen el repudio de la opinión pública.

En la actualidad, los trascendentales hallazgos petrolíferos han modificado el ritmo de crecimiento de la ciudad, convirtiéndola en uno de los principales focos de atracción de migrantes.

La importancia de Iquitos radica en que es la ciudad más grande del lado este de los Andes del Perú y debido a su situación en el Amazonas, ha servido como el primer terminal y puerto de entrada durante el desarrollo de está área en los últimos cien años.

Naves marinas de carga de los Estados Unidos, Europa, etc. navegan aproximadamente dos mil millas río adentro del Amazonas, hasta Iquitos y de allí una multitud de barcos fluviales de menor calado, van y vienen entre Iquitos y otros puertos como Pucallpa, Yurimaguas, etc.

Por otra parte, en el área comprendida en el estudio se han establecido importantes instalaciones navales y militares. Iquitos, asimismo, se ha constituído en una importante base en la explotación petrolera del oriente peruano.

1.6. FORMACION DE SUELOS TROPICALES

Los climas tropicales y sub-tropicales producen determinadas modificaciones sobre las rocas y los suelos. A las rocas las meteorizan y transforman superficialmente en suelo. Por otro lado, los climas tropicales más extremos afectan además profundamente al suelo mismo, modificando sus minerales de arcilla incluso, y produciendo los que se denominan lateritas y suelos lateríticos.

Un suelo laterítico puede ser residual por su formación, puede ser un suelo transportado y laterizado después. Un suelo residual no es necesariamente laterítico. Sobre el uso del término "laterita" y "suelo laterítico", existe controversia aún hoy, sin embargo entre los ingenieros civiles cada vez tiene mayor aceptación la siguiente definición:

"material altamente intemperizado, rico en sesquióxido de fierro, aluminio o ambos. Casi desprovisto de bases y silicatos primarios, pero pudiendo contener gran cantidad de cuarzo o caolinita. Puede ser duro o capaz de endurecerse permanentemente por humedecido y secado. Excepto por esta aptitud de endurecerse permanentemente, todas estas características las poseen varios suelos o materiales productores de suelo. En el pasado, laterita es un término que se ha usado de varias maneras, pero ahora es generalmente aceptado como un nombre para un material cuya composición y propiedades están entre los límites descritos".

El grado de laterización de un suelo se mide por la relación del sesquióxido:

$$\frac{S_1\ O_2}{Al_2\ O_3 + Fe_2\ O_3}$$

Si la relación es 1.33 o menor, se trata de una laterita. Si la relación está entre 1.33 y 2.00, se tiene un suelo laterítico. Si la relación es mayor de 2, es un suelo no laterítico.

TABLA Nº 1.1 PROCESO DE DESARROLLO FISICO DE IQUITOS 1906-1967

AÑOS	POBLAC	AREA URB. ACUM. (Ha)	% AREA ACUM. A 1987	AREA URB. INCRE.	DENSIDAD	Nº DE AÑOS	PROM INCR. ANUAL
1910	14,055	152.5	9.44%	0.00	92.16	0	0.00
1948	41,694	298.0	18.45%	145.50	139.91	38	3.83
1965	69,300	529.5	32.78%	231.50	130.88	17	13.62
1971	111,273	829.5	51.35%	300.00	134.14	6	50.00
1982	181,472	1327.7	82.20%	498.20	136.68	9	55.36
1987	238,148	1615.2(*)	100.00%	287.50	147.44	5	57.50

NOTA :(*) NO INCLUYE AL AREA DEL CAMPAMENTO VARGAS GUERRA

FUENTE :INADUR (1988)

TABLA Nº 1.2 RESUMEN: POR TIPOLOGIA DE ASENTAMIENTO A 1987 - IQUITOS

ZONAS RESIDENCIALES	POBLACION Hab.	%	HOGARES Fam.	%	VIVIENDAS Viv.	%	DEFIC. DE VIV. Viv.	%	AREA Há	%	DENSIDAD Hab/Ha
PUEBLOS JOVENES	128,084	53.78	21,965	52.01	19,355	51.44	2,610	56.71	561.23	44.97	228.22
ASENTAMIENTOS POBLACIONALES	15,720	6.60	2,638	6.35	2,512	6.68	171	3.72	96.54	7.74	162.83
ASENT. HUMANOS MARGINALES	56,255	23.62	10,311	24.42	9,383	24.93	928	20.17	322.23	25.82	174.58
CASCO CENTRAL ANTIGUO	26,577	11.16	5,014	11.87	4,328	11.50	686	14.91	136.00	10.90	195.42
S. JUAN MORONOC. BELLAVISTA	4,386	1.84	828	1.96	716	1.90	112	2.43	48.00	3.85	91.38
URBNS. PARTICULARES	823	0.35	186	0.44	183	0.49	3	0.07	8.50	0.68	96.82
URBNS. SECTOR PUBLICO	4,985	2.09	931	2.20	839	2.23	92	2.00	35.10	2.81	142.02
VILLAS MILITARES	1,318	0.55	314	0.74	314	0.83	0	0.00	40.40	3.24	32.62
TOTAL GENERAL	238,148	100.00	42,232	100.00	37,630	100.00	4,602	100.00	1248.00	100.00	190.82

FUENTE :INADUR (1988)

TABLA Nº 1.3 ZONAS RESIDENCIALES HOMOGENEAS A 1987 - IQUITOS

ZONAS HOMOGENEAS	POBLACION Hab	%	SUPEFICIE Ha	%	DENSIDAD Hab/Ha
CASCO CENTRAL ANTIGUO	23,720	9.96	118.00	9.46	201.02
URBANIZACIONES	6,516	2.74	79.20	6.35	82.27
ASENT. CONSOLIDADOS	70,543	29.62	381.50	30.57	184.91
ASENT. MARGINALES	108,977	45.76	610.25	48.90	178.58
BARRIOS CRITICOS	28,392	11.92	59.05	4.73	480.81
TOTAL	238,148	100.00	1248.00	100.00	190.82

FUENTE :INADUR (1988)

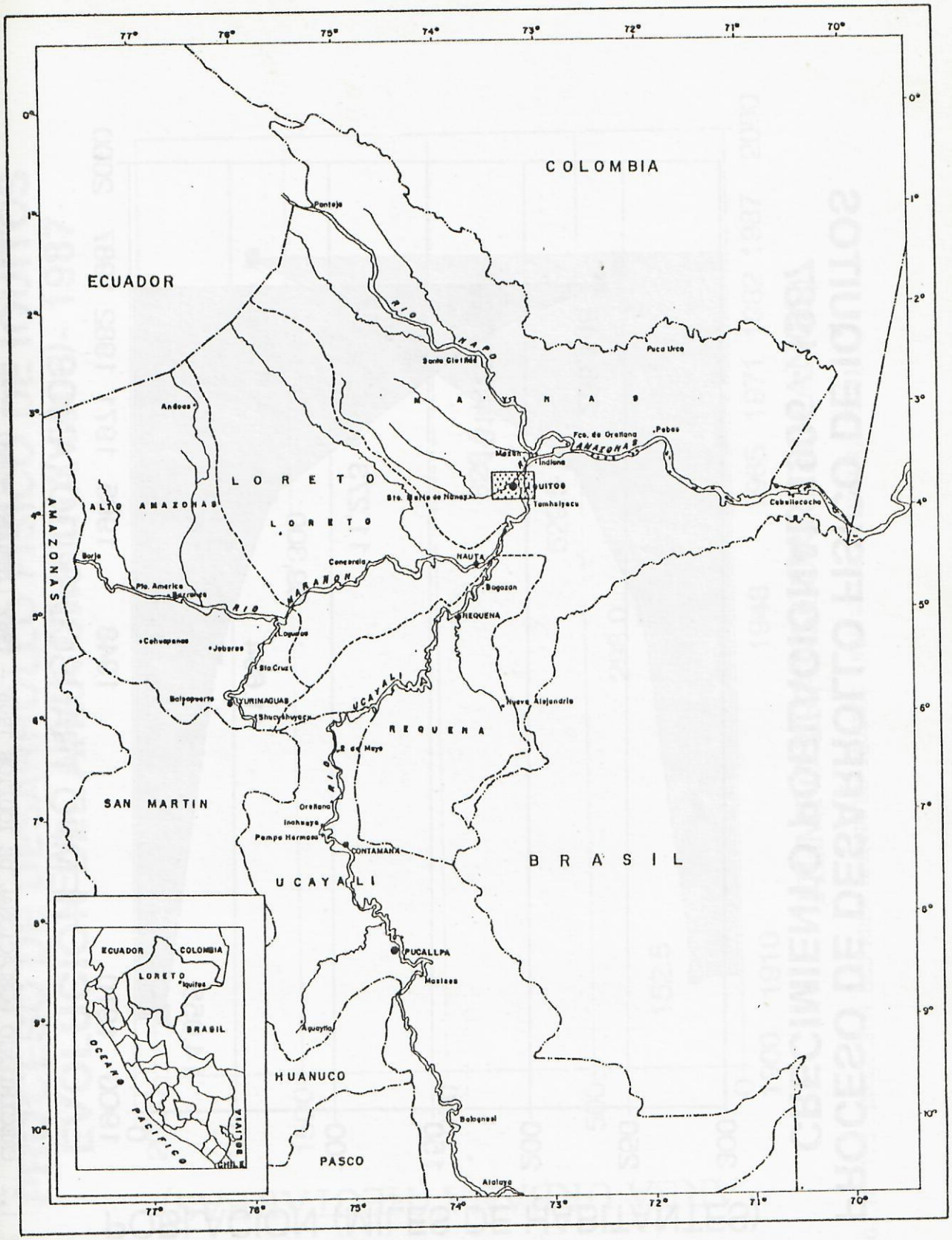


FIG. N° 1.1 UBICACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

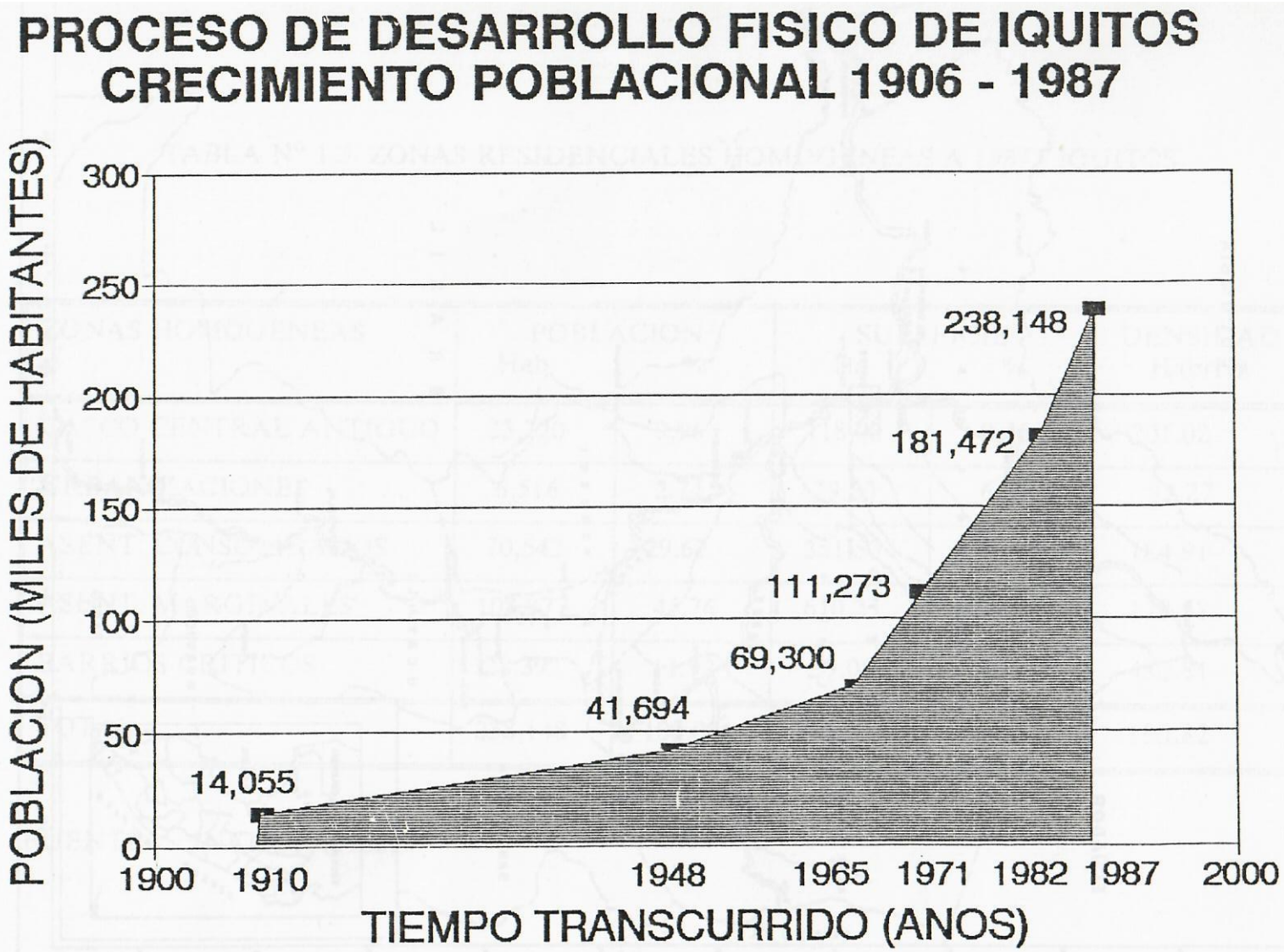


FIG. N° 1.2 CRECIMIENTO POBLACIONAL DE IQUITOS 1906 - 1987 (INADUR, 1988)

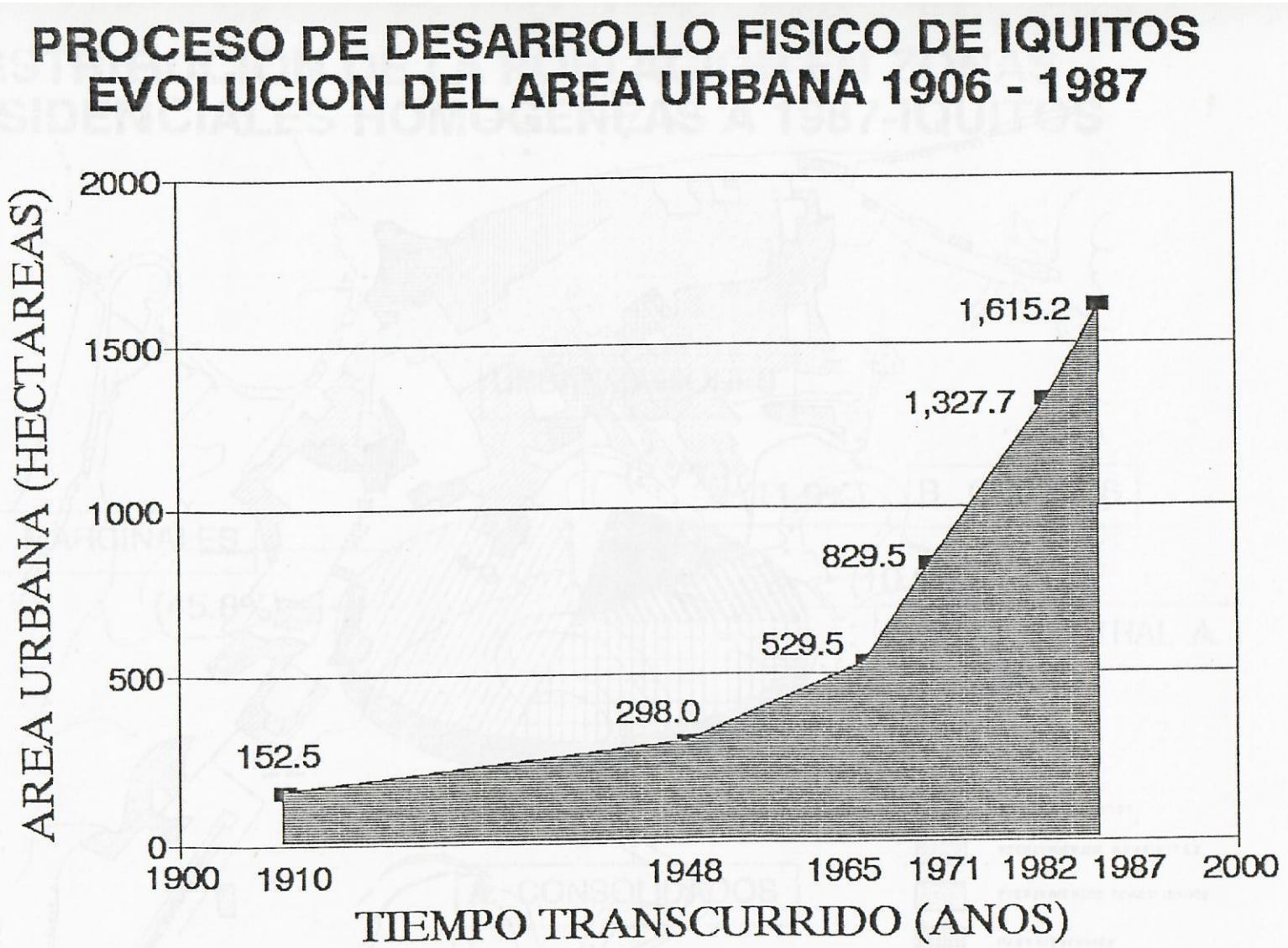


FIG. N° 1.3 EVOLUCION DEL AREA URBANA DE IQUITOS 1906 - 1987 (INADUR, 1988)

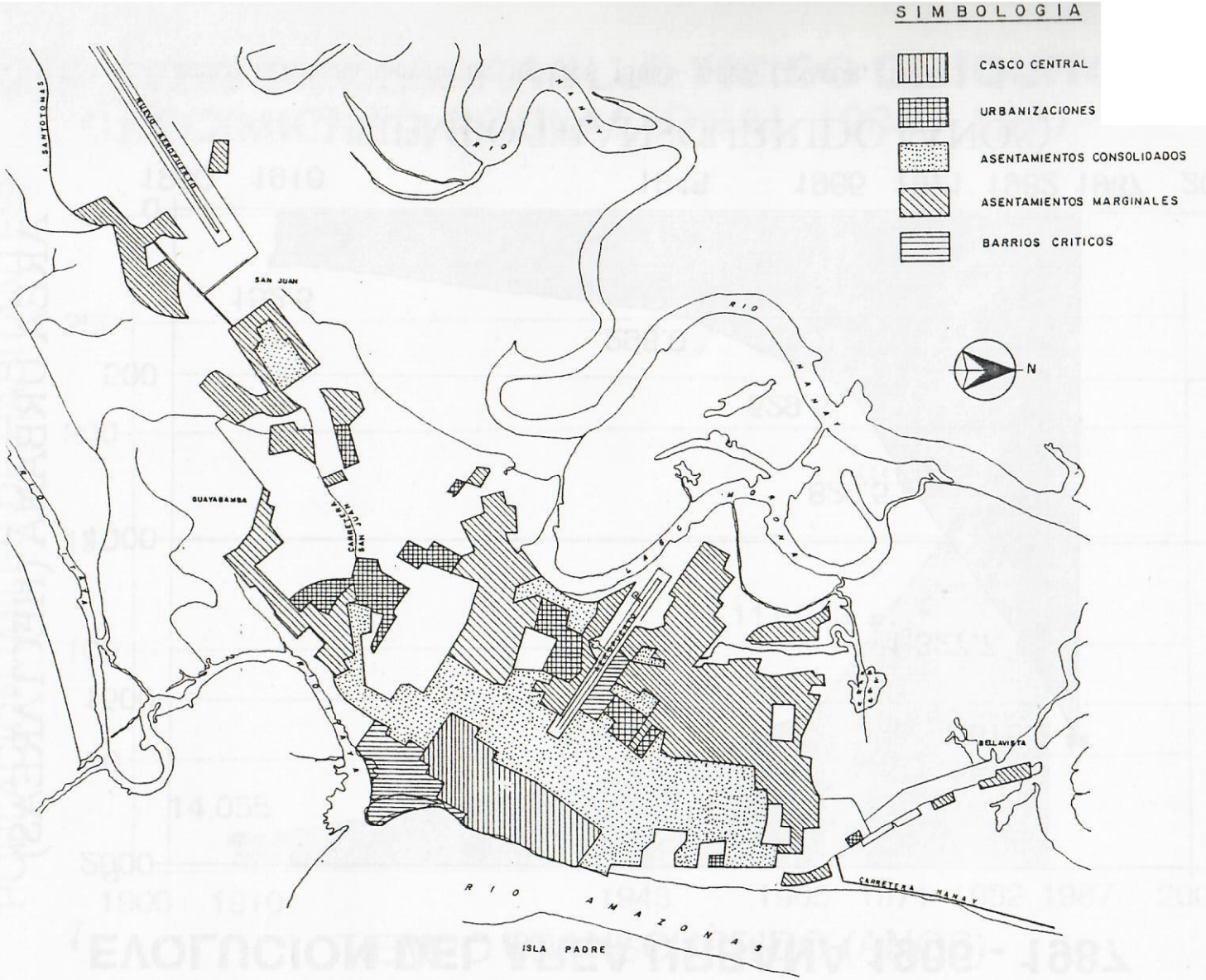


FIG. N° 1.4 ZONAS RESIDENCIALES HOMOGENEAS DE IQUITOS

(REFERENCIA: INADUR - 1988)

DISTRIBUCION DE LA POBLACION EN ZONAS RESIDENCIALES HOMOGENEAS A 1987-IQUITOS

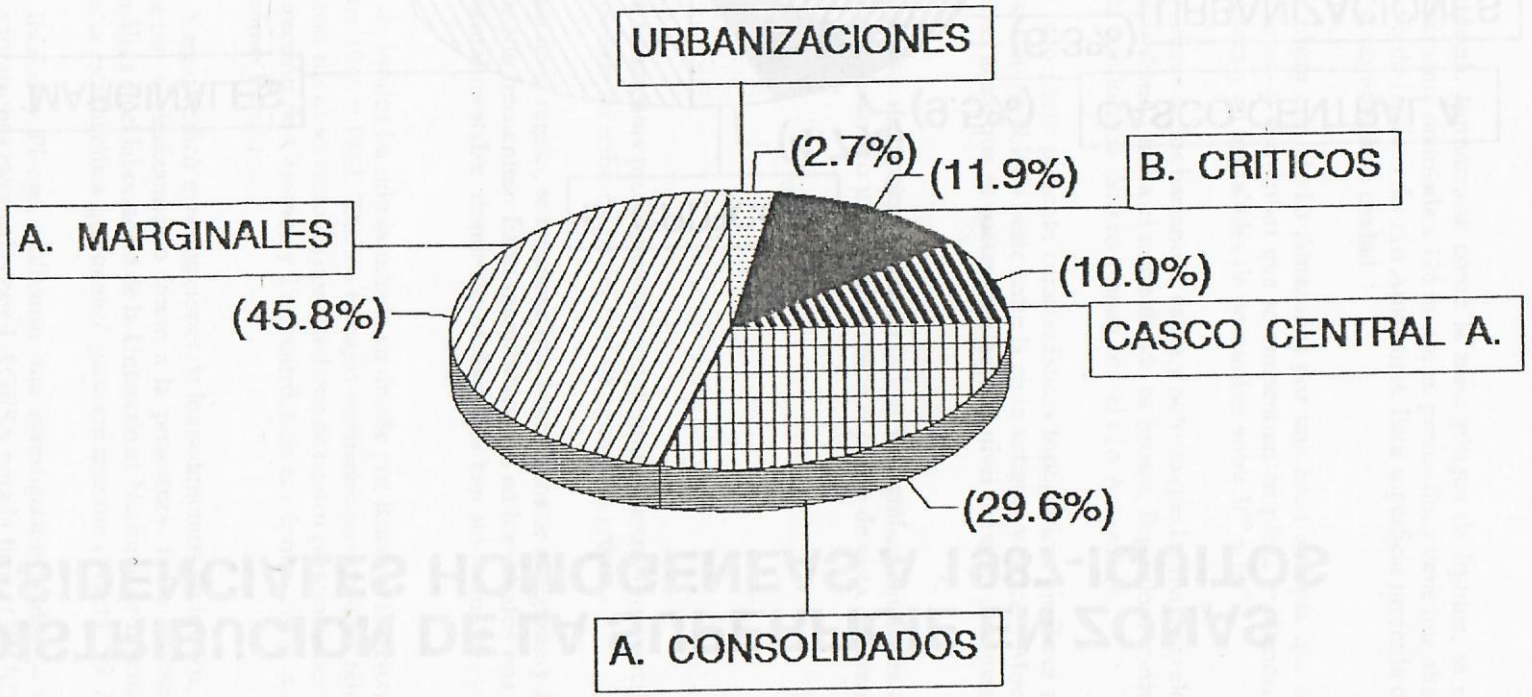


FIG. N° 1.5 DISTRIBUCION DE LA POBLACION EN ZONAS RESIDENCIALES HOMOGENEAS A 1987 - IQUITOS (INADUR, 1988)

DISTRIBUCION DE LA SUPERFICIE EN ZONAS RESIDENCIALES HOMOGENEAS A 1987-IQUITOS

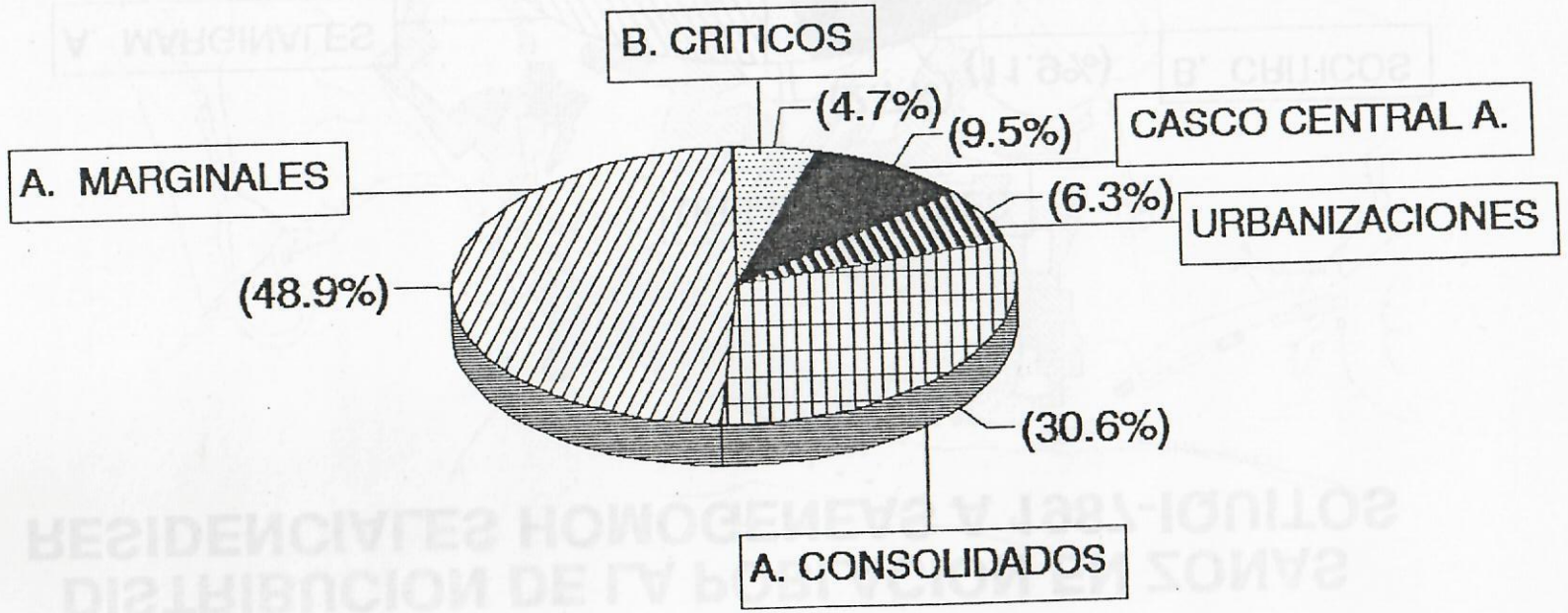


FIG. N° 1.6 DISTRIBUCION DE LA SUPERFICIE EN ZONAS RESIDENCIALES HOMOGENEAS A 1987 - IQUITOS (INADUR, 1988)

CAPITULO II

GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA

2.1.TOPOGRAFIA

La parte de la ciudad que puede considerarse como la zona antigua de Iquitos, se encuentra situada sobre una superficie muy ligeramente ondulada a 126 msnm en promedio, y tiene una altura media de 10 a 12 metros sobre el nivel medio de crecidas del río Amazonas. Esta superficie presenta declive en dirección al Lago Morona, situado al noreste de la ciudad.

Iquitos está limitada en su ribera con el río Amazonas por una zona abrupta que forma los acantilados, donde existen deslizamientos y derrumbes que se encuentran en plena evolución, y cuya pendiente es casi de 90° en las márgenes y en los taludes de derrumbes entre 30° y 60°.

Con respecto al sentido del relieve de los barrancos, es muy notorio que las mayores elevaciones están concentradas al sur y van descendiendo hacia el norte donde es brusca, llegando a convertirse en zonas inundables como sucede en la confluencia del río Nanay con el río Amazonas.

La zona de expansión del lado norte presenta características topográficas similares a la zona antigua de Iquitos. La zona de expansión en el lado oeste entre la zona antigua y el Lago Morona tiene una topografía muy plana para varias áreas que se encuentran bajo el nivel máximo de aguas altas del Lago Morona.

La zona de expansión en el lado sur presenta características topográficas similares a la zona antigua que son muy favorables para el desarrollo urbanístico desde el punto de vista del drenaje.

2.2. GEOLOGIA

2.2.1. Antecedentes

En la ciudad de Iquitos los sedimentos predominantes son el tipo de arena fina y arcilla. No se observa en la zona afloramientos rocosos, ni sedimentos del tipo de agregados gruesos.

En la secuencia estratigráfica de la región, se reconoce que los estratos se adelgazan y aumentan de potencia y los entrecruzamientos son frecuentes. Estas manifestaciones en los estratos nos muestran oscilaciones de un ambiente continental inestable, donde las oscilaciones han sido variables y el relieve deposicional algo irregular.

La estratigrafía de la zona de Iquitos ha sido estudiada en detalle por Ruegg y Rozenzweig entre 1946 y 1948, siendo publicadas entre 1946 y 1949. Dichos trabajos contienen una copiosa bibliografía. Ruegg y Rosenzweig complementaron sus observaciones con los datos de cuatro perforaciones realizadas al nor-oriente de Iquitos por la Dirección de Caminos y Ferrocarriles de esa época. Estos pozos están situados en lo que hoy se conoce como Punchana.

En el año 1967, Martínez Vargas realizó investigaciones de los sedimentos de Iquitos, en donde se tomaron muestras que pertenecían al deslizamiento frente a la prefectura. Estas muestras fueron sometidas a diferentes pruebas de análisis en el laboratorio de la Universidad Nacional de Ingeniería, para de esta forma presentar una secuencia estratigráfica que analizó geotécnicamente (Figura Nº 2.1).

En 1973, los consultores Iberico y Plenge, realizaron una investigación geológica en base a observaciones en la ribera y a las perforaciones efectuadas por LAGESA para la firma GRUCI. Iberico y Plenge dedujeron un perfil estratigráfico típico de la zona.

De todos estos estudios, se pueden resumir las características geológicas del área en estudio, estando presentadas en los siguientes párrafos.

2.2.2. Secuencia Cronológica de los Sedimentos en la Región

a) Sedimentos del Holoceno o Cuaternario reciente, constituídos por los últimos sedimentos del tipo arcilloso o arcilloso arenoso, de colores rojizos a pardos debido al fenómeno de laterización, con una potencia de 6 metros.

b) Sedimentos del Pleistoceno o Cuaternario antiguo; constituidos por las arenas cremas y blancas de granulometría fina con algunas intercalaciones de arena media. Estas arenas proceden de la desintegración de las "Areniscas Azúcar" de edad Senónica (picos elevados del Cretáceo Superior), y son areniscas que abundan en la Amazonía. Estos sedimentos, con una potencia de 7 metros, constituyen la napa freática de la región.

c) Sedimentos del Terciario, constituídos por arcillas compactas a duras, de colores azul grisáceo hasta negro, con presencia de carbonatos, fósiles y delgadas capas de material carbonoso en transición a lignito, que se presentan intercalados en el banco de arcilla. Estos sedimentos son esencialmente marinos y presentan una transición a marino continental.

Se aprecia también que en partes las capas de arena y arenas algo arcillosas del Cuaternario sobreyacen en discordancia erosional a las capas de arcillas fundamentalmente marinas, coincidentes con la regresión marina que se produce al finalizar el Terciario.

Para los sedimentos del Terciario en Iquitos, se ha determinado una potencia de 2 Km. por medio de estudios geofísicos (método sísmico) de las exploraciones de petróleo.

d) Por último, de estudios geofísicos más profundos, se tiene que a los 2 Km. de potencia aproximadamente, se ha encontrado evidencias del Cratón Brasilero de edad probablemente Precámbrica.

2.3 CONSIDERACIONES GEOMORFOLOGICAS

2.3.1. Antecedentes

Es necesario realizar una interpretación de la evolución del río Amazonas y del meandro de Iquitos desde el punto de vista geomorfológico.

Las informaciones más antiguas y confiables datan de 1948, de los estudios realizados por Ruegg y Rosenzweig, y los estudios geomorfológicos más importantes se deben a Martínez Vargas en 1967 (Figura Nº 2.2) y a Coronado del Aguila en 1975.

2.3.2. Geomorfología de Iquitos

En Iquitos y alrededores, las geoformas más notables las constituyen: terrazas fluviales, playas hundidas, acantilados abruptos, terrenos ondulados, el estuario de Itaya y las islas.

Durante el desarrollo de estas geoformas han intervenido fenómenos geológicos como la sedimentación y el tectonismo; como complemento de estos fenómenos han participado también los agentes climatológicos y biológicos. La sedimentación regional en Iquitos y vecindades es muy variada, debiéndose destacar dos series de estratos en relación a sus edades de sedimentación (Ruegg y Rosenzweig, 1948). La Cuaternaria de ambiente continental constituída por arcillas, limos, arenas y las asociaciones entre éstos. El Terciario que coincide con la formación de la superficie de discordancia sobre la serie de sedimentos de ambiente marino epicontinental y con su transición continental; está última serie está constituída fundamentalmente por arcillas.

El tectonismo ha participado fundamentalmente en cuanto al origen de las geoformas,

004732

Centro Japonés de Investigaciones Sísmicas y Antisísmicas — BIBLIOTECA —

conformando el relieve diferencial en esta región. Como consecuencia del tectonismo y de los efectos de la denudación fluvial y pluvial, se encuentran notablemente modificadas las unidades geomorfológicas de la región. El término llanura en la selva es válido en grandes extensiones no así en pequeñas áreas, ya que localmente nada es llano en la selva.

Terminada la sedimentación de las capas de arena y de los suelos que posteriormente soportaron el fenómeno de laterización en Iquitos y vecindades, se produce el levantamiento de la margen izquierda del río Amazonas, especialmente comprendida entre los ríos Itaya y Nanay, y de otra parte un ligero hundimiento de la ribera derecha del río Amazonas.

Los ríos Nanay e Itaya tuvieron mayores longitudes, y la Isla Padre no tuvo las dimensiones actuales, puesto que se originó como producto de una barra deltaica entre los ríos en referencia, más especialmente por los aportes sedimentarios de las descargas del río Itaya. El río Itaya descargó en el Amazonas conformando un enorme delta fluvial con innumerables barras y bancos de sedimentación. Sedimentos constituidos esencialmente de limos y barras de naturaleza muy típica de los sedimentos en que el río ha llegado a su nivel de base.

Los depósitos limosos y fangosos cubrieron toda la desembocadura del río Itaya, cuyos sedimentos se solidificaron constituyendo la Isla Padre. En una etapa posterior, casi reciente, se produjo un ligero movimiento bascular en toda la comarca del río Amazonas, en el sector de Iquitos y vecindades, el río por factores endógenos emigró hacia el oeste, invadió la desembocadura del río Itaya, cuyos restos sedimentarios deltaicos se aprecian especialmente en la margen derecha de este río en la ribera y playas del barrio de Belén.

La invasión del caudal del río Amazonas a las tierras occidentales de la llanura en Iquitos y sus alrededores se debe al movimiento bascular que se produce en la zona que hunde las desembocaduras de los ríos Itaya y Nanay, así mismo hundió extraordinariamente toda la ribera oriental del río Amazonas. Durante el proceso de solidificación de la ribera en que se halla la ciudad de Iquitos, se produjeron una serie de episodios erosivos lo mismo que de sedimentación.

La comarca comprendida entre los ríos Amazonas, Itaya y Nanay experimentaron los siguientes cambios: el sector ribereño del Amazonas presentó un fuerte alzamiento cuya altura llegó a 130 metros sobre el nivel del mar. En el interior se hundió la tierra firme de la terraza, por esto es que en Moronacocha se formó una laguna cuya cota está debajo de 116 metros sobre el nivel del mar; también se hundieron parcialmente las riberas de los ríos Itaya y Nanay; en consecuencia, se produjo una intensa erosión en los sedimentos arenosos del cuaternario.

Posteriormente invasiones de lodos arcillosos caolínicos y algo calcáreos, inundaron los sectores de Iquitos y sus vecindades. Moronacocha conformó un enorme lago y en su fondo se acumuló una gruesa capa de dos metros de arcillas límnicas impermeables.

2.4. HIDROLOGIA

2.4.1. Precipitaciones

La ciudad de Iquitos se encuentra ubicada en la zona de la selva baja de la Cuenca Amazónica, caracterizada por su alta pluviosidad, que alcanza valores promedio anuales de 3,000 mm, no existiendo una marcada diferencia de precipitación estacional; sin embargo, la precipitación se acentúa entre los meses de Noviembre a Marzo y disminuye entre los meses de Julio a Agosto. La frecuencia de lluvias fluctúa entre 12 y 18 días con lluvias por mes, la mayor parte de éstas son de corta duración y de alta intensidad, tipo tormenta, que ocasionan rápidas respuestas de la escorrentía superficial.

La Figura Nº 2.3, muestra la precipitación promedio mensual de Iquitos (Corporación Hidrotécnica, 1984).

2.4.2. Aguas Superficiales

Los elementos hidrológicos más notables en la superficie lo constituyen: el río Amazonas, los ríos Itaya y Nanay, que son tributarios del río Amazonas, y el lago de Moronacocha, formado de un antiguo meandro del río Nanay.

Gran parte del caudal del río Amazonas pasa frente a la ciudad de Iquitos, conformando el llamado "brazo Occidental", con profundidades que fluctúan entre los 20 y 36 metros.

Los niveles del río Amazonas son:

- Máximo :118.55 msnm en crecientes extraordinarias.
- Mínimo :105.43 msnm en vaciantes extraordinarias.
- Máximo medio:116.1 msnm en creciente.
- Mínimo medio:107.5 msnm en vaciante.

En lo que respecta a las profundidades del cauce del brazo occidental, éstas varían por sectores, alcanzando una cota de hasta 85 msnm.

En varias zonas de Iquitos y alrededores se observan arroyos, ciénagas y charcos, los cuales captan las aguas pluviales y son usados actualmente para depositar gran parte de las aguas servidas de la ciudad (Corporación Hidrotécnica, 1984).

2.4.3. Aguas Subterráneas

Del resultado de las observaciones de los taludes y barrancos de la ribera de Iquitos y de los estudios y perforaciones realizadas, como las de Hydrotechnic Corporation (1962) y de Young Bazo (1948), se determina que la napa freática está relacionada con la presencia de la capa de arena crema o blanquesina existente en el subsuelo de Iquitos.

En general, el flujo de las aguas subterráneas sigue paralelo a las ondulaciones de la capa de arena blanquesina, con pendientes que se dirigen al río Amazonas o se apartan de él, dirigiéndose a la laguna Moronacocha y al río Nanay. Se ha comprobado que este nivel freático es independiente de los niveles que alcanza el río.

Conviene indicar que los continuos derrumbes de la ribera tienen como uno de sus principales factores la inestabilidad de los taludes del estrato areno-limoso, debido al flujo incontrolado del agua y a las presiones intersticiales que se generan en los vacíos del suelo arcilloso producidos por la variación del río, que llegan a magnitudes mayores a los 10 m. anuales, así como también a los cambios en el nivel freático durante la época de estiaje y de lluvias.

En las Figuras N° 2.4, N° 2.5, N° 2.6 y N° 2.7, se presentan planos de las consideraciones hidrológicas de la napa freática de Iquitos en épocas de creciente y vaciante respectivamente así como perfiles de ellas, elaboradas por Young Bazo (1948).

2.5. PROBLEMAS DE DESLIZAMIENTOS EN LA RIBERA DE IQUITOS

2.5.1 Introducción

La escasa información estadística e histórica existente indica que la acción erosiva externa y posiblemente interna, así como los consecuentes deslizamientos en la ribera de Iquitos, se han mudado progresivamente hacia aguas abajo del río Amazonas. La porción aguas arriba del frente del río comprendida entre la zona de Belén y la calle Brasil de la ciudad, muestra signos inequívocos de grandes deslizamientos ocurridos en el pasado. La década pasada la corriente del río Amazonas se dirigía con toda su fuerza hacia la ribera situada aguas abajo de la calle Brasil, confirmando el análisis geomorfológico sobre la evolución del meandro del brazo izquierdo del río Amazonas (Martínez Vargas, 1967) que aún

no había conseguido su perfil de equilibrio, por lo que la erosión y sedimentación continuaba aún.

La observación de las fotografías aéreas tomadas en los años 1948, 1964, 1972 y 1982 por el Servicio Aerofotográfico Nacional de la Fuerza Aérea del Perú (SAN) en Iquitos, complementada con las informaciones obtenidas en el lugar, denotan la formación gradual de bancos de arena desde Belén aguas abajo, por lo que la búsqueda del perfil de equilibrio 10 años atrás todavía continuaba.

2.5.2 Principales Estudios Sobre la Ribera de Iquitos

El problema de los derrumbes de la ribera de Iquitos ha sido estudiado en muchas oportunidades, contándose con información específica desde 1947. Antes de 1947 se ejecutaron estudios de sondajes, perforaciones y de saneamiento, que también están relacionados con el problema de la ribera.

Entre los estudios anteriores se pueden mencionar las perforaciones efectuadas en 1904 por la Booth Co.; los proyectos de saneamiento de Iquitos de F. Ferradas (1906) y A. Guevara (1910); el proyecto del Ferrocarril de Penetración Diagonal, o sea la ruta Callao-Lima-Tambo del Sol (Cerro de Pasco) - Oxapampa-Pachitea-Pucallpa-Requena-Tamishiyacu-Iquitos, planteado por Pablo Boner.

Entre los estudios geológicos más importantes en la zona se debe mencionar el realizado por Ruegg y Rosenzweig, entre 1946 y 1948, quienes estudiaron en detalle la estatigrafía de la ciudad de Iquitos, habiéndose publicado sus observaciones en 1949 en el Volumen Jubilar de la Sociedad Geológica del Perú, con una copiosa biliografía. Basadre, Valencia, Lama y Cannock (1947) afirmaban que la lenta destrucción de la orilla se debe principalmente a la acción erosiva del río. La arcilla impermeable que forma parte de la margen sumergida se ablanda lentamente. Los obstáculos provocan turbulencias del régimen de escurrimiento del agua y los remolinos de intensa acción erosiva provocan en poco tiempo barrancos sub-acuáticos comprometiendo la estabilidad de la orilla, sobre todo cuando la resistencia de ésta ha sido minada por los escurrimientos provenientes, por un lado del afloramiento de la napa freática y por el otro de las aguas de lluvia superficiales a la que se agrega la desarga del desagüe. Young, Bazo y Tenorio (1948) mencionan que el río Amazonas y el río Nanay se encontrarían en proceso de divagación activa y que la evolución del río Amazonas es tal que culminaría en el abandono del cauce madre. Hydrotechnic Corporation (1962) refería que:

a) la desviación de la mayor parte del volumen de descarga del río Amazonas hacia el brazo occidental ocurrido durante los últimos cincuenta años, es la causa del continuo profundizamiento y movimiento del talweg hacia la ribera, originando la consiguiente escarpadura y peligro en la estabilidad de su talud;

b) la estabilidad de la ribera disminuye aún más por la presión interna y la lubricación causada por el flujo de percolación que al romper el equilibrio hidrostático por el retroceso del río a nivel más bajo, da como resultado los grandes deslizamientos;

c) la posible disminución de la cohesión en la arcilla, principal material de la ribera, que da como resultado la formación de fisuras lo que puede contribuir a la inestabilidad de la misma.

Hydrotechnic Corporation (1962) afirma que el retroceso de la ribera se ha producido en forma de deslizamientos que ocurren siempre en aguas bajas, en promedio menor de dos metros por año.

Mc Creary-Korestsky (1965), afirmó que es evidente que algunas áreas de la ribera están ahora iguales a como lo fueron más o menos cuarenta años atrás, mientras que en otras áreas la orilla de la ribera está retirada hasta cuarenta metros tierras adentro. Menciona que la información recogida conduce a la conclusión de que el problema debe ser tratado como uno de estabilización del talud en lugar de erosión resultante de la acción del río, ya que no se halló evidencia de ninguna socavación en la pendiente natural, pareciendo que la erosión del talud sumergido es insignificante. Refiere Mc Creary-Korestsky (1965), que mientras que las capas de arcilla de la ribera son resistentes a la erosión, los derrumbes desprendidos de la parte superior de la ribera depositan material al pie de la ladera superior y este material de derrumbe es barrido durante la época de crecientes, impidiendo en esta forma cualquier proceso natural de estabilización de la ladera. Recomienda finalmente Mc Creary-Korestsky (1965), que los programas adicionales de desarrollo regional a largo plazo para el área de Iquitos incluyan un estudio más detallado

de las divagaciones del río Amazonas, aguas abajo y aguas arriba de Iquitos, a fin de poder entender el significado de los cambios que están ocurriendo en las riberas conforme se aprecia fotográficamente como evidencia.

Bassler (1966) argumenta que el aumento continuo del caudal del brazo izquierdo producirá nuevas erosiones de esta clase al pie del talud. Luego de enumerar las probables causas de los derrumbes, tanto para la zona superior como para la inferior del talud entre el nivel mínimo y máximo del agua del río y en la zona del pie del talud o por debajo del nivel mínimo del río, opinó que la salida del agua subterránea en la zona superior del talud es la causa primordial de los derrumbes.

Martínez Vargas (1967) plantea una solución diferente a todas las propuestas. opinando que la erosión de las riberas de los ríos del Oriente Peruano guarda una relación directa con el comportamiento de los diferentes sedimentos, que son función de muchos factores y condiciones naturales, de las características topográficas, geológicas, geomorfológicas e hidrológicas; que unidas a la condición de zona sub-tropical la hacen más compleja. Presenta por primera vez un estudio de los suelos con parámetros determinados de ensayos en el laboratorio de Geología y Geomorfología aplicada de la Universidad Nacional de Ingeniería. Refiere Martínez Vargas (1967) que existen zonas topográficamente muy interesantes como producto de drenaje naturales superficiales, aunque ambas tienen sentido opuesto en sus pendientes, pero con posibilidad de regularizarlas y convertirlas en un canal artificial por medio de una excavación, de modo de tener unido el río Nanay a través del Lago Moronacocha y el canal del río Itaya, lo que permitirá aumentar la sedimentación de la zona de Belén en la dirección de los acantilados, modificando así la topografía y regularizando la zona de meandro, que daría protección y podría disminuir los derrumbes.

EPIPSA propuso en 1971 un proyecto a nivel de ejecución el cual fue puesto en práctica mediante contrato de construcción entre dicha firma y el Ministerio de Vivienda. Este proyecto consistía en la ejecución de obras de defensa del tramo del Malecón situado entre los Jirones Morona y Sargento Lores, mediante el hincado de dos hileras de tablaestacado metálico, una al pie del talud y la otra en la corona superior, rellenas con material compactado y la colocación de un sistema de drenaje y de captación de las aguas subterráneas. El colapso al poco tiempo de ejecutada la obra del tablaestacado metálico inferior, condujo al Ministerio de Vivienda a contratar los servicios de la firma Gallegos, Ríos, Ucelli, Casabone e Icochea (GRUCI) en 1973, para la elaboración de un nuevo proyecto.

Este proyecto, con la información disponible, y sobre todo con la valiosa experiencia obtenida con la obra parcial y contando con estudios actualizados de batimetría, mecánica de suelos, hidráulicos y geológicos, propuso como solución la construcción de pantallas de concreto armado con tirantes postensados anclados mediante bulbos en el terreno, la construcción de pozos de drenaje y un sistema de captación de aguas pluviales, la construcción del talud de la ribera y su protección con sembríos de gras sobre mallas de yute, tierra vegetal y arcilla.

Este proyecto fue licitado en 1974 y la buena pro fue otorgada a la firma Corporación de Ingeniería Civil S.A., la misma que inició sus trabajos de reforzamiento del tramo denominado etapa experimental; sin embargo se paralizarón las obras por motivos presupuestales.

F. Coronado A. (1979) nos presenta en su estudio de la ribera de Iquitos los siguientes aspectos:

a) La evolución del cauce del río Amazonas entre 1948 y 1972 en el tramo que comprende a la ciudad de Iquitos muestra erosiones y depósitos que varían entre los 5 y 85 metros.

b) El río Amazonas es un río de formaciones de meandros definidos con una tendencia razonable predecible y con ejes de divagación conocidos.

c) Para fines de diseñar una defensa en la ribera de Iquitos, se asume que el caudal del río Amazonas pasará principalmente por su Brazo Occidental, el cual tiene un ancho que varía entre los 600 metros como mínimo a los 1,500 metros como máximo.

d) El río Itaya al desembocar sus aguas al río Amazonas provoca una sedimentación en la boca del río

Itaya, actuando como una defensa natural de la ribera de Iquitos.

e) Mediante un análisis matemático, el autor estima la erosión y ensanchamientos potenciales que producirá el Brazo Occidental del río Amazonas en la ribera de Iquitos.

N. Pinedo (1985) desarrolló en su tesis de grado titulada "Geotecnia y los deslizamientos en Iquitos-Perú", un programa de exploración de campo, recopilación de estudios y un análisis de estabilidad de los taludes de la ribera de Iquitos, el cual es de mucha utilidad en el presente estudio.

2.5.3 Interpretación de la Evolución del Río Amazonas

Basándose en las aerofotografías de 1972, el Ing. Coronado (1975) preparó la Figura N° 2.8, en donde identificó seis formaciones de curvas o meandros, que incluyen aproximadamente un tramo de 90 kilómtros aguas arriba, y unos 20 kilómetros aguas abajo de la ciudad de Iquitos. La gradiente calculada en este tramo es de aproximadamente 0.00005 (5 metros cada 100 kilómetros). En el índice gráfico de meandros se aprecia las formaciones de los meandros identificados con las letras A, B, C, D, E, I, de los cuales los "meandros deformados A, B, C" pueden considerarse con una longitud de meandro del orden de los 16 kilómetros, un radio de curvatura del orden de los 2.5 kilómetros y un ancho en la superficie de río de aproximadamente 1 kilómetro. La formación D, en la que se encuentra localizada la ciudad de Tamishiyacu, con un radio de curvatura del orden de los 5 kilómetros y un ancho en la superficie del río de aproximadamente 600 metros en su parte más estrecha, a diferencia de las características en A, B y C, muestra un cauce bastante estable, sin huellas de divagación.

La formación E presenta paralelamente "varios canales cerrados" y parece probable que se llegara a formar una curva de meandro con el brazo denominado E_1.

La formación I incluye parte del tramo denominado Cauce Principal, el comienzo del denominado Cauce Madre y el Brazo Occidental frente a Iquitos.

Con el propósito de visualizar la formación de meandros y el sentido de las erosiones, se ha dibujado en la Figura N° 2.9 las líneas de borde la superficie de agua al momento en que se tomaron las aerofotografías de 1948, 1965, 1972. En la misma figura se indica con flechas el sentido de la erosión, evidenciándose que el mayor caudal circula por el llamado Brazo Occidental.

Para cuantificar el desplazamiento de las riberas del río Amazonas debido a su proceso de divagación entre 1948 y 1965, y entre 1965 y 1972 se confeccionó la Tabla N° 2.1 en el cual, basándose en las secciones A-A, B-B, C-C, D-D, G-G y H-H de la Tabla N° 2.1 se determina el desplazamiento de las riberas en metros/año. De la Tabla N° 2.1 se infiere que el avance de la erosión es de gran magnitud en todas las secciones, con excepción de aquellas vecinas y en frente a la ciudad de Iquitos (Secciones C-C y G-G), en las que no hay cambios apreciables.

Es de gran importancia el perfil longitudinal de la Figura N° 2.10 presentado por Coronado A. en 1972 del río Amazonas, entre la localidad de Tamishiyacu (formación D), hasta la sección K-K en la zona de confluencia de los Brazos Occidental y Cauce Madre (al Norte de Iquitos) a lo largo de la línea del talweg. En la Figura se aprecia con mayor evidencia la mayor profundidad del Brazo Occidental con respecto al Cauce Madre.

2.5.3.1 Gradiente del Meandro

Desde el punto de vista de las condiciones del grandiente, la formación del meandro es lo más aproximado a un estado de equilibrio, acercándose a la condición más probable de pérdida de energía uniforme por unidad de longitud, por lo que debe tener una línea de gradiente aproximadamente constante.

De la referencia "Sediment Control Methods B. Stream Channels", citado por Coronado A., se determina que las formaciones de meandro se encuentran en valles con pendientes comprendidas entre un gradiente hidráulico de $S = 0.00017 \times Q^{1/4}$, y $S = 0.10 \times Q^{1/4}$, en la que Q es la descarga del río en

pies^3/seg y S es adimensional.

El río Amazonas, con una descarga promedio de Q = 17,500 m^3/seg, determina un rango comprendido entre S = 0.00006 y S = 0.003, con lo que el tramo en estudio tiene una pendiente hidráulica medida de S = 0.00005, el cual queda dentro del rango de pendientes citadas, lo cual lo clasifica como un río con formaciones de meandros.

2.5.3.2 Dimensiones y Divagaciones

Aplicando la fórmula de Blench extraída de la cita anterior, se puede calcular la longitud de meandros.

$$L = m\left(\frac{Fb}{Fs}\right)^{1/2} Qc^{1/2} \qquad (2.1)$$

En la cual:

L, es la longitud del meandro.
m, es un coeficiente que se sugiere igual a 12
Fb, es igual a V^2/Y, conocido como factor de lecho.
Fs, Factor de taludes, igual a V^2/b
Qc, Carga característica, usualmente la máxima descarga.

De esta forma, considerando para el río Amazonas una descarga Q de 19,000 m^3/seg, una velocidad promedio (Y) de 1.7 m/seg, un tirante o profundidad promedio de 18 m y un ancho promedio de 1,000 m, se calcula una longitud L de meandro de 10 km.

Observando la proyección de una posible divagación en la Figura N° 2.11, se tiene una formación en meandros con una longitud aproximada entre 9 y 12 km.

Esta coincidencia entre las longitudes de meandros medidos sobre las aerofotografías y los calculados, así como las formas de las secciones transversales en D e I, determina que en estas secciones el río Amazonas es un río con formaciones de meandros definidos y con una tendencia razonable predecible y con ejes de divagación como se muestra en la Figura N° 2.8.

2.5.3.3 Relación de Descarga en el Brazo Occidental y Cauce Madre y su Profundización

El fenómeno observado del aumento de la descarga por el Brazo Occidental y disminución en el Cauce Madre, seguirá evidentemente esta tendencia, dada la menor resistencia que ofrece el cauce más bajo del Brazo Occidental, como se muestra gráficamente en la Figura N° 2.8.

La profundidad de erosión en la ribera de Iquitos puede calcularse teóricamente usando la fórmula de Chantley, extraída de la cita "Flow Processes in Open Channel Bends" de Robert P. Apmann.

$$\frac{Y_{max}}{Y} = 1 + 2\,\frac{B}{r_0} \qquad (2.2)$$

En la que:

Ymax, es el máximo tirante que ocurre en la parte externa de la curva.
Y, es el tirante promedio.
B, es el ancho de la superficie

r_0, es el radio externo de la curva.

Si se usa un Y_{max} de 18 metros, y para la relación B/r_0 el valor de 0.5, se obtiene:

$$\frac{Y_{max}}{Y} = 2 \quad ; \quad Y_{max} = 36 \text{ m.}$$

Con lo que se verifica el tirante medido en las secciones transversales de la curva misma frente a la ciudad de Iquitos.

Para calcular la profundidad de la erosión localizada en la curva se puede aplicar la fórmula práctica de Mushtag Ahmad de la cita anterior.

$$Ys = K\left(\frac{Q}{B}\right)^{2/3} \qquad (2.3)$$

En la que:

Ys, es la máxima profundidad de la erosión en pies
K, es un coeficiente que para curvas cerradas podría tener un valor entre 2.0 y 2.5 y que el presente caso se tomaría igual a 2.25
Q, gasto del cauce en pies^3/seg
B, ancho del cauce en pies.

De este modo, para una lectura del limnímetro de 115 msnm, pasan por el brazo occidental unos 20,000 m^3/seg y un ancho de cauce B de 600 metros, en la zona más angosta se tiene una profundización de 35 metros, con lo que se podría pronosticar una mayor profundización con un mayor caudal, tal como es la tendencia.

2.5.3.4 Ancho del Cauce

El ancho medio del flujo que presenta en 1973 el río Amazonas alcanzaba en su menor valor aproximadamente 600 metros frente a la calle Pevas, sección G-G de Iquitos, su mayor ancho alcanza aproximadamente 1,500 metros, en las secciones A-A y B-B de la Figura N° 2.11.

Para calcular el ensanchamiento máximo en curvas en las diferentes secciones en estudio, se aplica la siguiente fórmula citada por Coronado A. en el libro "Flow Processes in Open Channel Bends" de Robert P. Apmann.

$$\frac{B_{max}}{B} = \frac{\pi * B}{2 * r_0} + 1 \qquad (2.4)$$

En la Tabla N° 2.2 se presenta una comparación de los anchos calculados con la fórmula anterior y los medidos.

En la Figura N° 2.12 se presenta el ancho máximo en la superficie del agua al producirse la curva en función del ancho superficial de entrada y el radio de curvatura externo.

Se puede suponer que el río Amazonas podría erosionar parte de la ribera de Iquitos y continuar esta acción sobre la Isla Padre al buscar su mayor ancho, pero debe tenerse en cuenta que el ancho de

entrada considerada de 1.1 km, tiene la influencia de la curva ya formada donde el río Amazonas se divide en Cauce Madre y Brazo Occidental, por lo que se infiere que el ensanchamiento frente a Iquitos no deberá ser mayor que el máximo ancho de 1.5 km, a 1973.

2.5.3.5 Angulo de Entrada

Se define como el ángulo con el cual el flujo entra en curva, medido entre la tangente a la curva y la línea de mayor flujo o mayor velocidad, y que en el caso de Iquitos resulta ser menos que 15°, asegurando un flujo con líneas de corriente mejor definidas y sin mayores movimientos circulatorios debido a la curva misma, con lo que es de esperarse un proceso erosivo mínimo por efectos del cambio de dirección de las corrientes (Figura N° 2.12).

2.5.3.6 Influencia del Río Itaya

El río Itaya, cuya descarga es menor del 1% de la descarga del río Amazonas según las mediciones realizadas en Diciembre de 1964 por personal de la firma McCreary Korestsky y confirmadas por GRUCI en 1972, tiene dos efectos de importancia para el proceso de erosión provocado por el río Amazonas en las riberas frente a Iquitos (Figura N° 2.12).

El primer efecto que se produce es el de la sedimentación en la zona de mezcla de sus aguas con las del río Amazonas por la neutralización de sus velocidades, con lo que se tiene una velocidad resultante reducida favoreciendo el proceso de sedimentación en su desembocadura, produciéndose una tendencia al estrechamiento del cauce.

El segundo efecto es el trasladar aguas abajo del lugar en que se produjera con solo el efecto de la curva, la sección de máxima profundidad de erosión. De esta forma el río Itaya actúa como una defensa natural de la parte sur de la ribera de Iquitos, y en menor grado del resto de la ribera.

2.5.3.7 Resistencia al Corte y Talud de Estabilidad de la Ribera

Tomando como perfil típico el obtenido de relacionar todos los sondajes realizados hasta 1973 en la ribera de Iquitos, se observa que en la parte superior se encuentra arena fina poco compacta y una arcilla limosa cuya resistencia se puede estimar en 1.60 kg/cm^2 y en la parte inferior de una arcilla muy compacta cuya resistencia estimada es de 2.40 kg/cm^2 o mayor.

Calculando el esfuerzo cortante que se producirá debido al agua del río Amazonas, se tiene la fórmula siguiente:

$$\tau = \gamma \times Y \times S \qquad (2.5)$$

En la que:

γ, es el peso específico del agua del río igual a 1.005 kg/m^3
Y, es el tirante del agua
S, es la gradiente hidráulica igual a 0.00005

Se puede confeccionar la Tabla N° 2.3, que determina el esfuerzo cortante de acuerdo a los tirantes del río desde la cota 119.0 msnm, con tirante igual cero hasta la cota 83.0 msnm con tirante igual a 36 m.

De lo que se puede inferir que no existe ningún problema en lo que respecta al esfuerzo cortante del río, ya que en la parte superior (zona arenosa poco compacta) los esfuerzos cortantes son mínimos y en la zona inferior (muy compacta) el esfuerzo cortante máximo alcanzado es de 1.8 kg/cm^2, inferior a la resistencia de estos estratos.

En lo que se refiere al ángulo de estabilidad de estos estratos, puede utilizarse la fórmula que Coronado A. cita del "Sediment Transportation Mechanics Initiation of Motion", que es la siguiente:

$$\frac{\tau \text{ pared}}{\tau \text{ critico}} = \cos \phi_1 \sqrt{1 - \left(\frac{\text{tang } \phi_1}{\text{tang } \theta}\right)^2} \qquad (2.6)$$

En la que:

τ pared,	es el esfuerzo cortante actuante
τ crítico,	es el valor para iniciar el movimiento
ϕ_1,	es el ángulo de talud estable
θ,	es el ángulo de reposo

Así, para "τ pared" igual al valor de la parte superior del estrato o lente de arena τ_p = 1.25 kg/cm^2 y la relación:

$$\frac{\tau_p}{\tau_c} = 0.78$$

Y con el valor del ángulo de reposo "θ" igual a 35° resulta un valor de ángulo de talud estable "ϕ_1" del orden de los 22°.

En el caso de las arcillas, como su valor crítico de resistencia al esfuerzo cortante alcanza los 3 kg/cm^2, no existe aparentemente problemas de erosión, con lo cual podría calcularse su talud de estabilidad, por lo que se recurre a los perfiles transversales en los que se puede encontrar ángulos del orden los 40° bajo el agua.

2.5.4 Situación Actual de la Ribera

En base a un examen de observación general de la ribera del río Amazonas a lo largo del Malecón de la ciudad de Iquitos, a Diciembre de 1992, diremos que el Malecón, el cual en la década pasada era inestable en varios sectores, hoy permanece aparentemente estable ; ésto es en buena cuenta debido al problema de sedimentación que está ocurriendo en la ribera de Iquitos; el cual se inicia en la zona de Belén y llega hasta las inmediaciones del Puerto Agrario.

La sedimentación ha ganado alrededor de 300 metros al río Amazonas en parte del Malecón de Iquitos; trayendo consigo problemas al tránsito de las embarcaciones al Puerto de Iquitos, siendo necesario dragar el puerto para su funcionamiento.

TABLA Nº 2.1 DESPLAZAMIENTO DE LAS RIBERAS DEL RIO AMAZONAS METROS/AÑOS

Sección	1948 - 1965		1965 - 1972	
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
A-A	60	20	30	50
B-b	40	30	20	85
C-C	10	--	--	--
D-D	5	5	--	5
G-G	Erosiones y/o deslizamientos localizados			
H-H	30	10	85	65

Ref. GRUCI, 1973

TABLA Nº 2.2 MAXIMO ENSANCHAMIENTO DE CURVAS CON INFORMACION DE 1972

Formación	Ancho superficial entrada B (km)	Radio Curva extrema r_0 (km)	$\frac{B}{r_0}$	$\frac{\pi * B}{2 * r_0} + 1$	Ancho Superficial Máximo (km)	
					Cal.	Med.
A, B, C	1	2.5	0.4	1.6	1.6	1.6
D	0.6	5.0	0.1	1.2	0.7	0.7
I	1.1	2.0	0.5	1.8	2.0	1.5

Ref. GRUCI, 1973

TABLA Nº 2.3 ESFUERZOS CORTANTES DEBIDO AL RIO AMAZONAS

Tirante Y (m)	Cota (msnm)	Esfuerzo cortante τ (kg/m^2) = γ x Y x S
0	119.0	0.0000
10	109.0	0.5025
20	99.9	1.0050
30	89.0	1.5075
36	83.0	1.8090

Ref. GRUCI, 1973

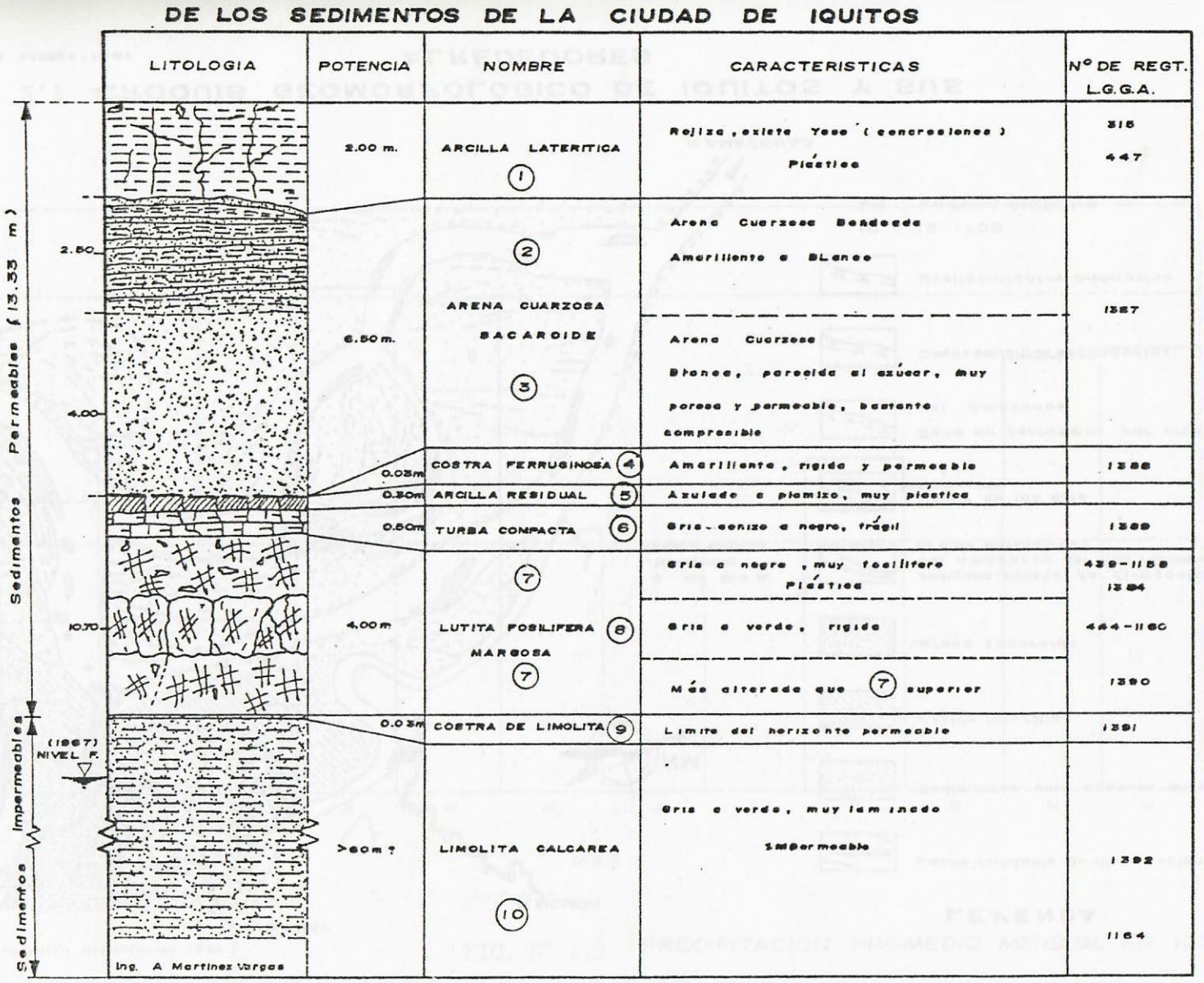


FIG. N° 2.1 COLUMNA ESTRATIGRAFICA DE LOS SEDIMENTOS DE LA CIUDAD DE IQUITOS

(A. MARTINEZ V. 1967)

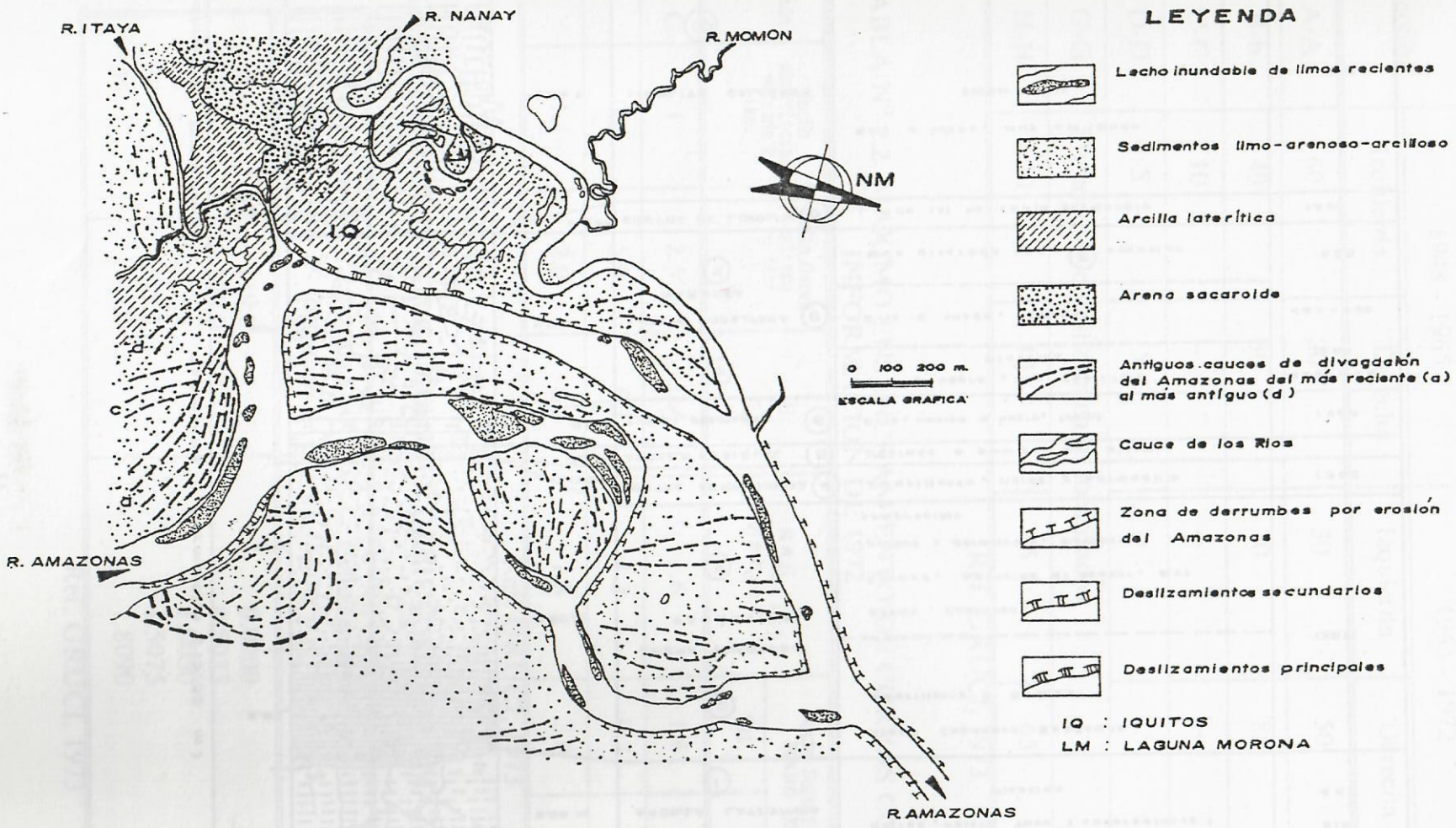
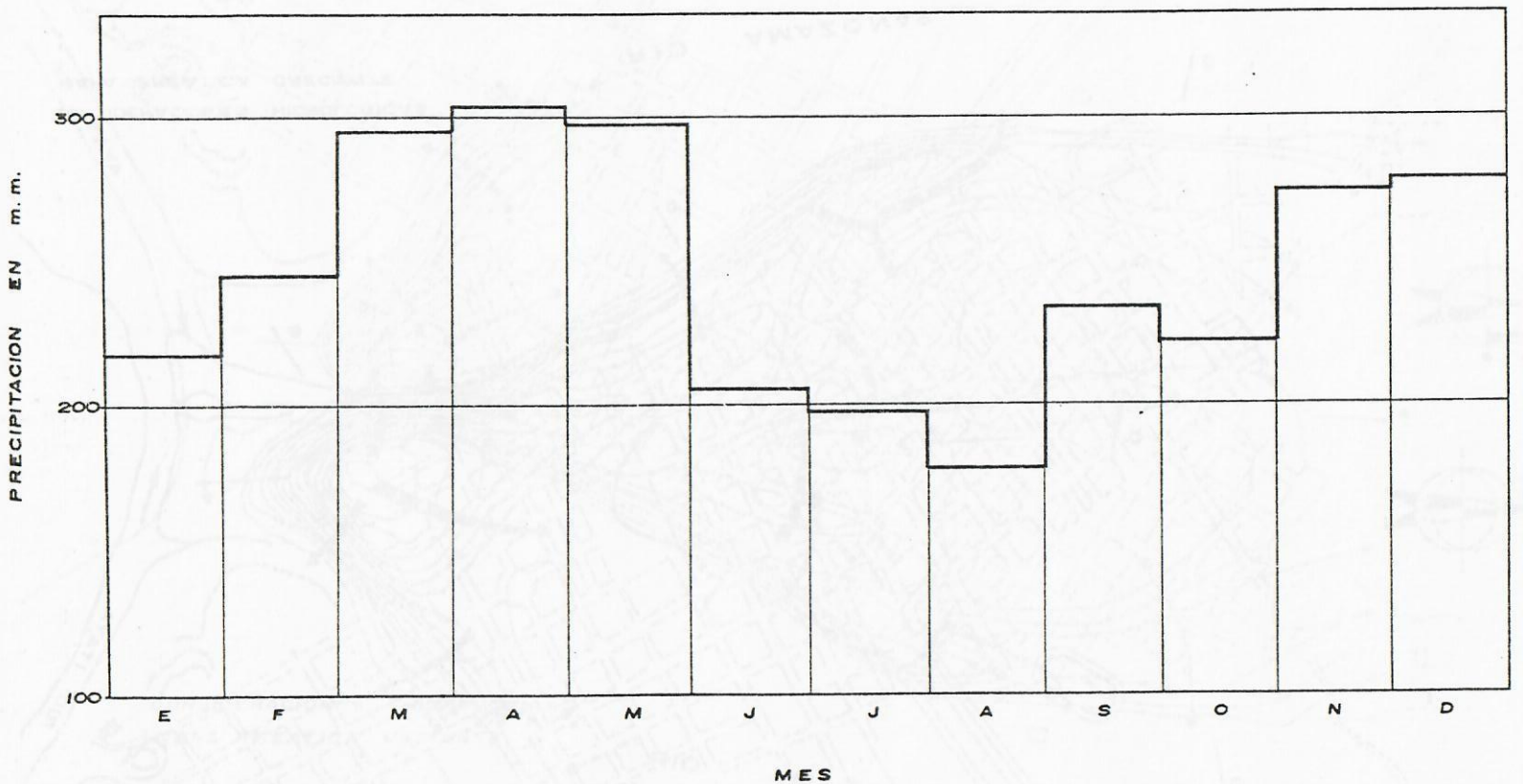


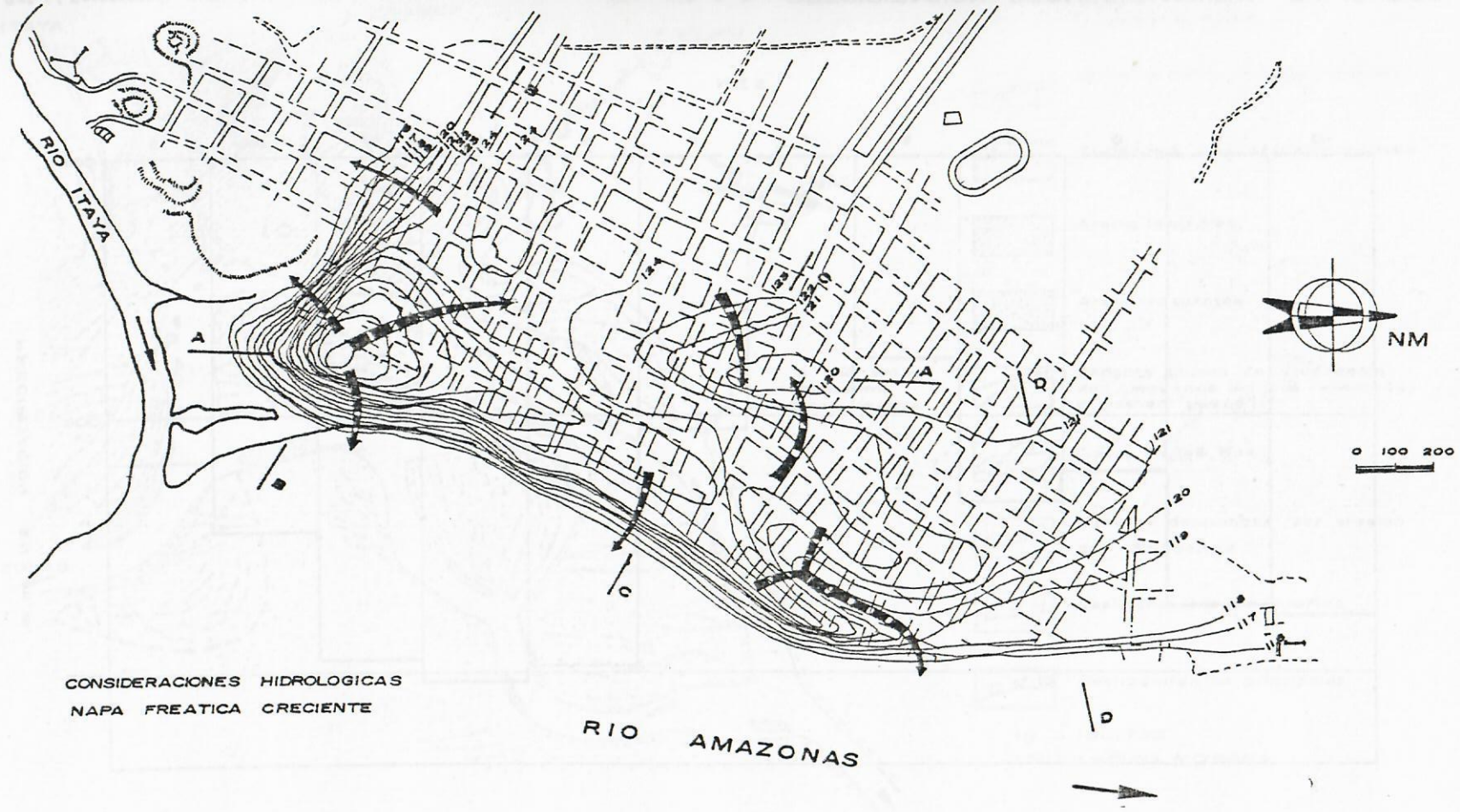
FIG. N° 2.2 **CROQUIS GEOMORFOLOGICO DE IQUITOS Y SUS ALREDEDORES**

REF.: ING. A. MARTINEZ VARGAS - 1967

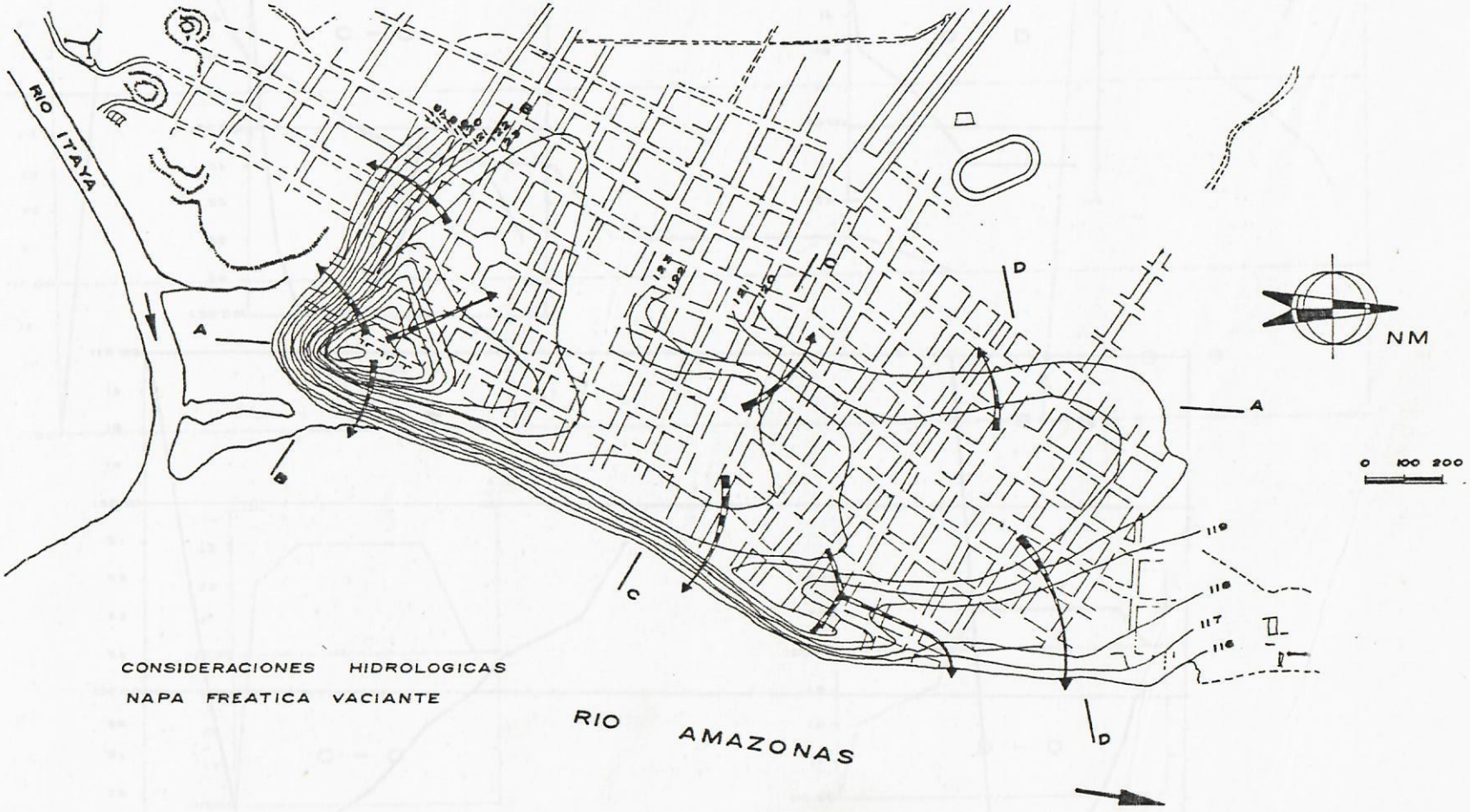


Ref. : (Corporación Hidroeléctrica (1983)

FIG. N° 2.3 PRECIPITACION PROMEDIO MENSUAL EN IQUITOS

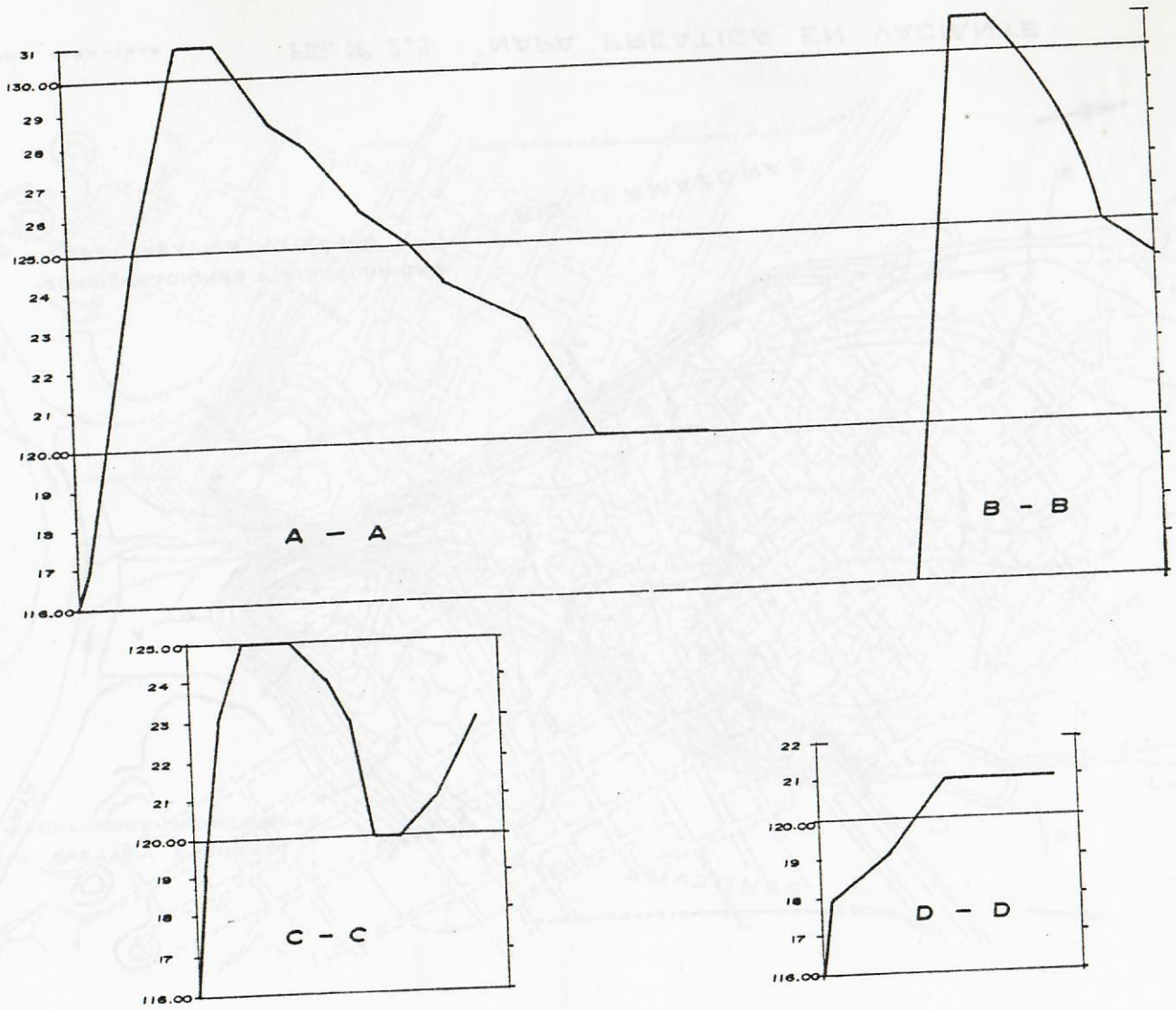


REF.: YOUNG BAZO – 1948 FIG. N° 2.4 NAPA FREATICA EN CRECIENTE



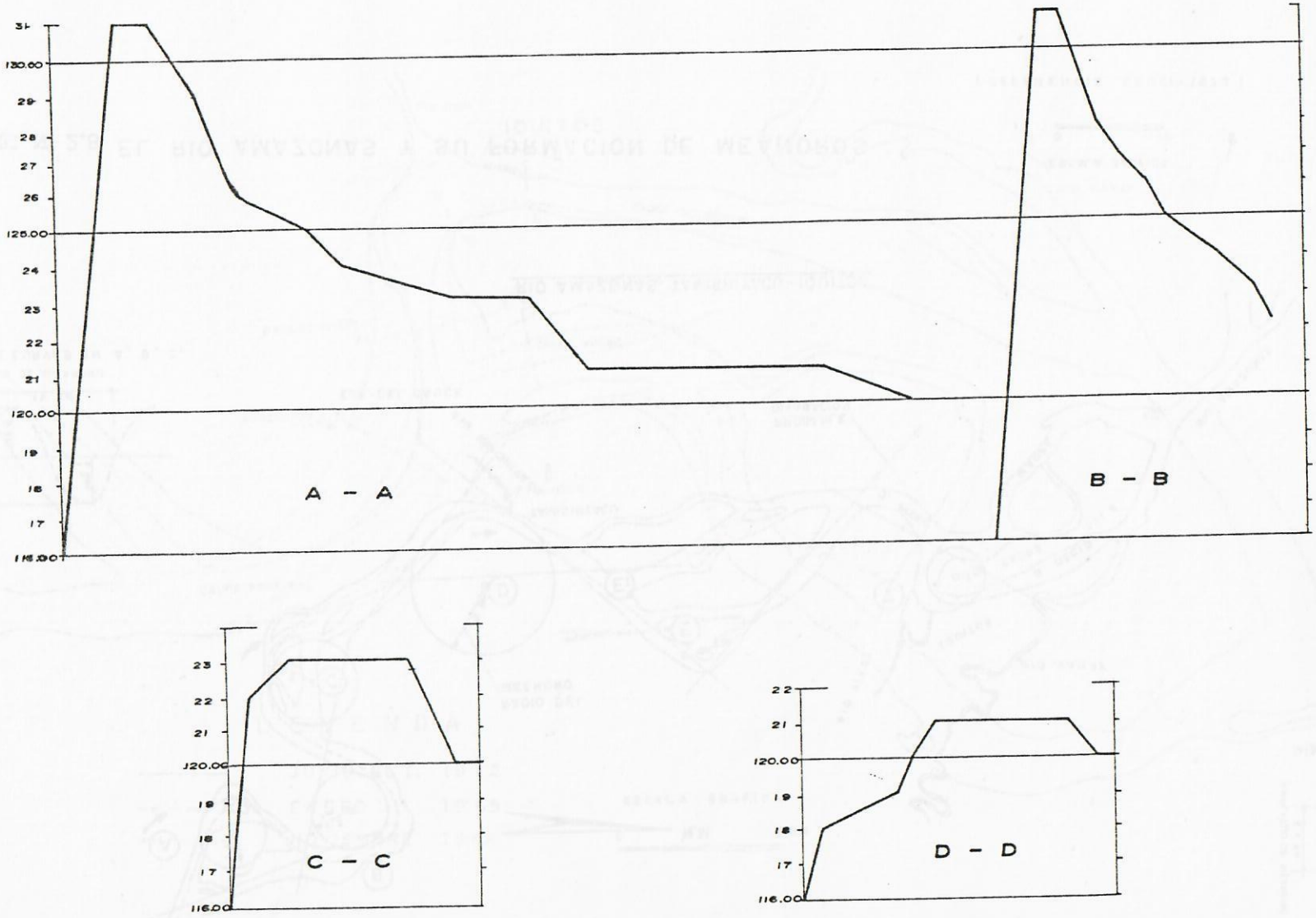
REF.: YOUNG BAZO - 1948

FIG. N° 2.5 NAPA FREATICA EN VACIANTE



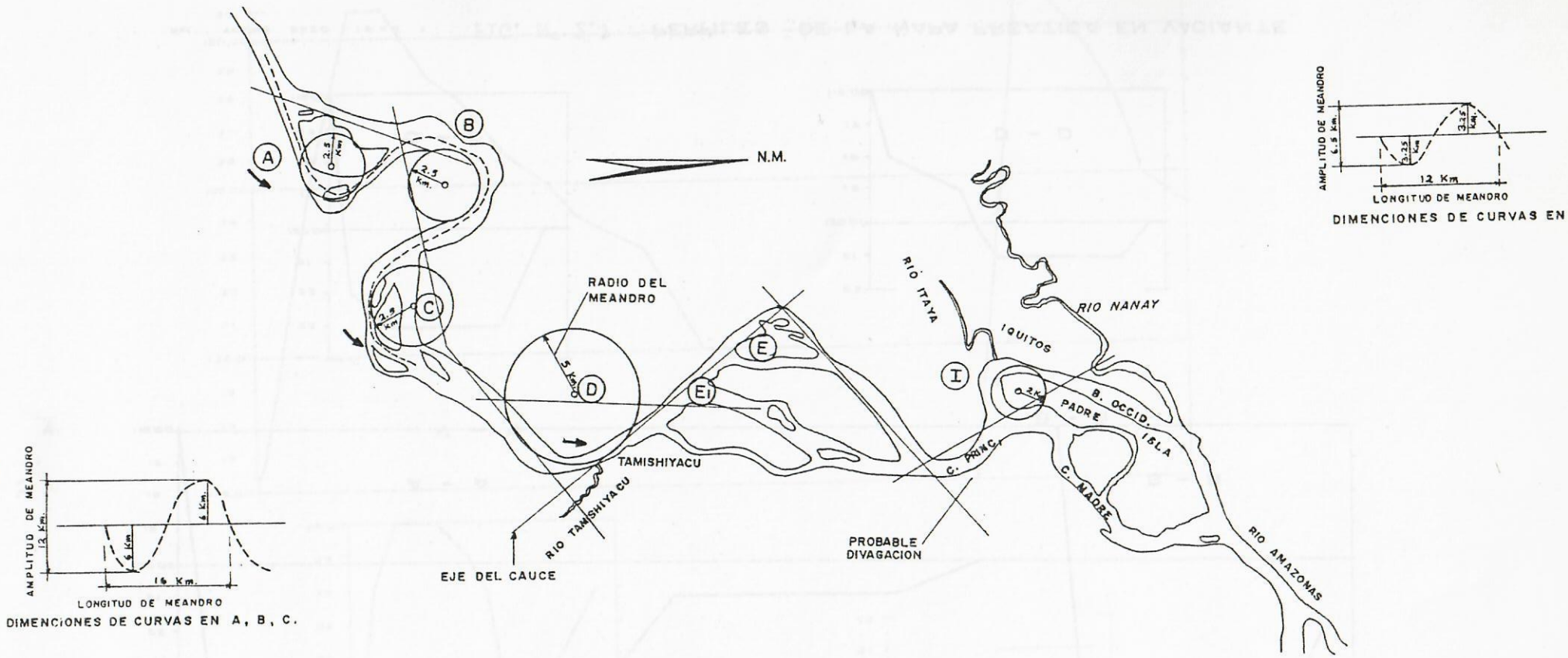
Ref.: Ingº YOUNG BAZO 1948

FIG. Nº 2.6 PERFILES DE LA NAPA FREATICA EN CRECIENTE



Ref. : YOUNG BAZO , 1948

FIG. N° 2.7 PERFILES DE LA NAPA FREATICA EN VACIANTE



RIO AMAZONAS TAMISHIYACU-IQUITOS

ESCALA GRAFICA

0 5 10

FIG. N° 2.8 EL RIO AMAZONAS Y SU FORMACION DE MEANDROS

(REFERENCIA GRUCI-1973)

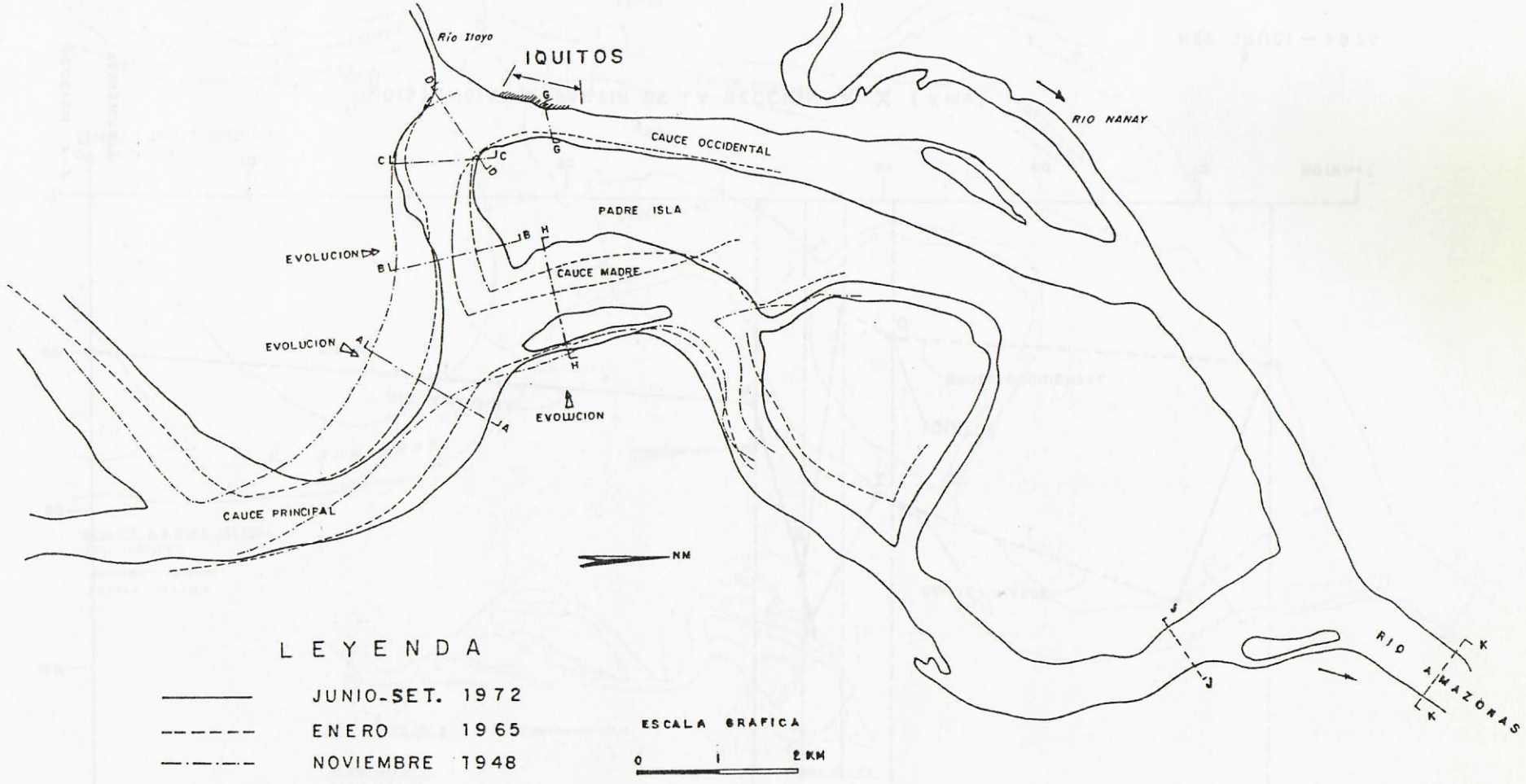


FIG. N°2.9 EVOLUCION DEL CAUCE DEL RIO AMAZONAS EN LA VECINDAD DE LA CIUDAD DE IQUITOS

(REFERENCIA GRUCI – 1973)

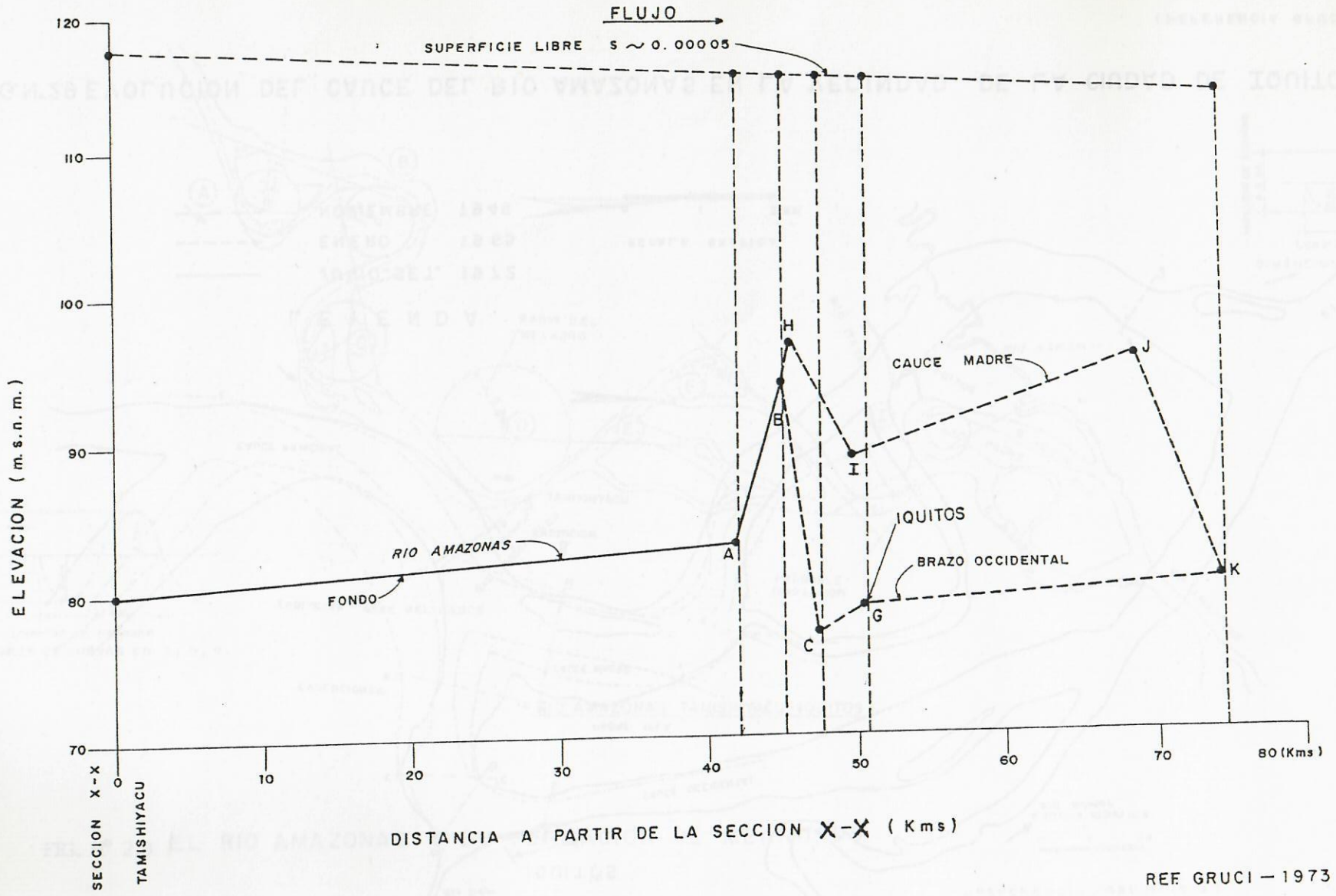


FIG. N° 2.10 PERFIL LONGITUDINAL ENTRE TAMISHIYACU, SECCION X - X Y LA SECCION DE LA LINEA DE TALWEG - 1972

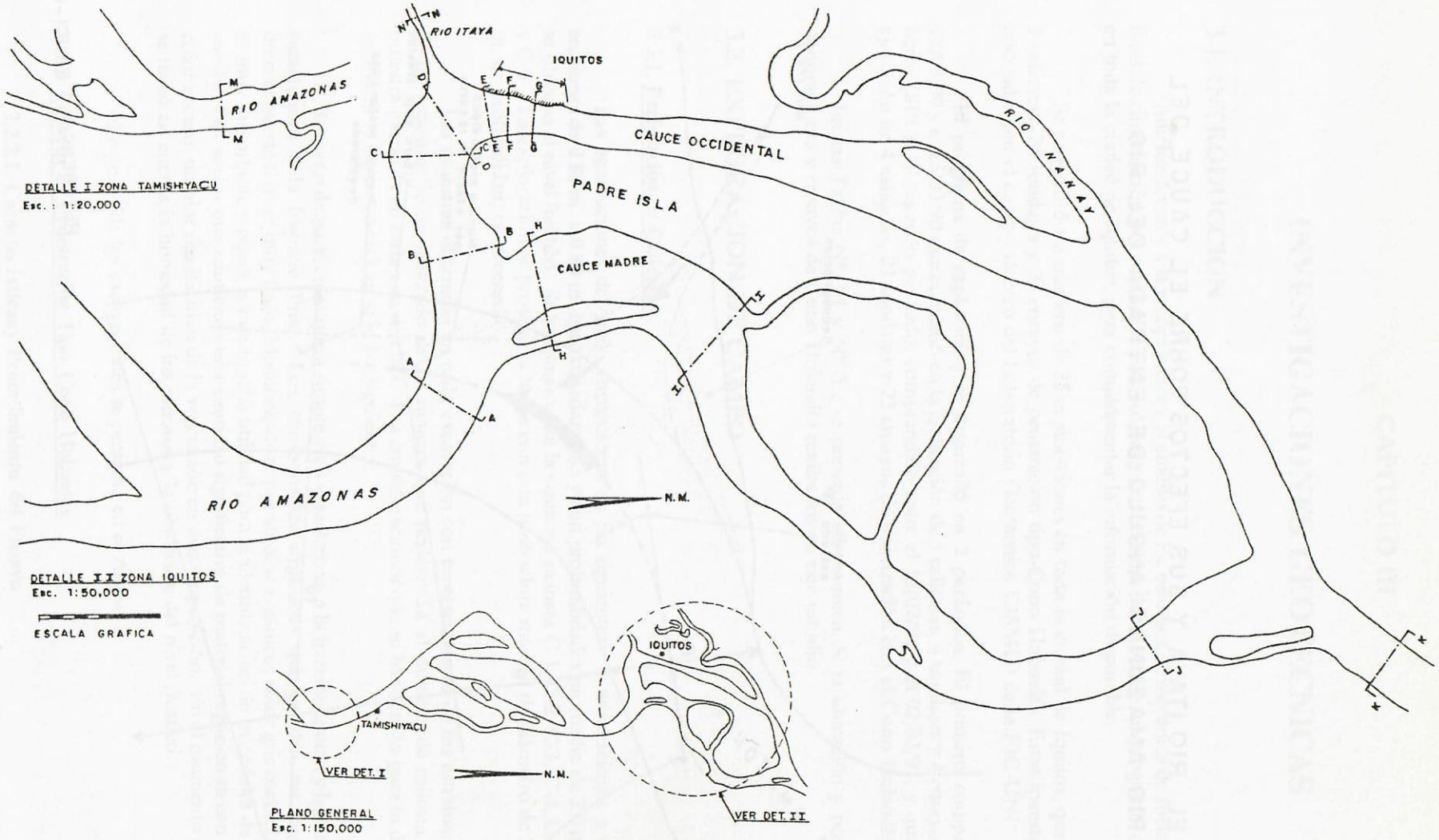
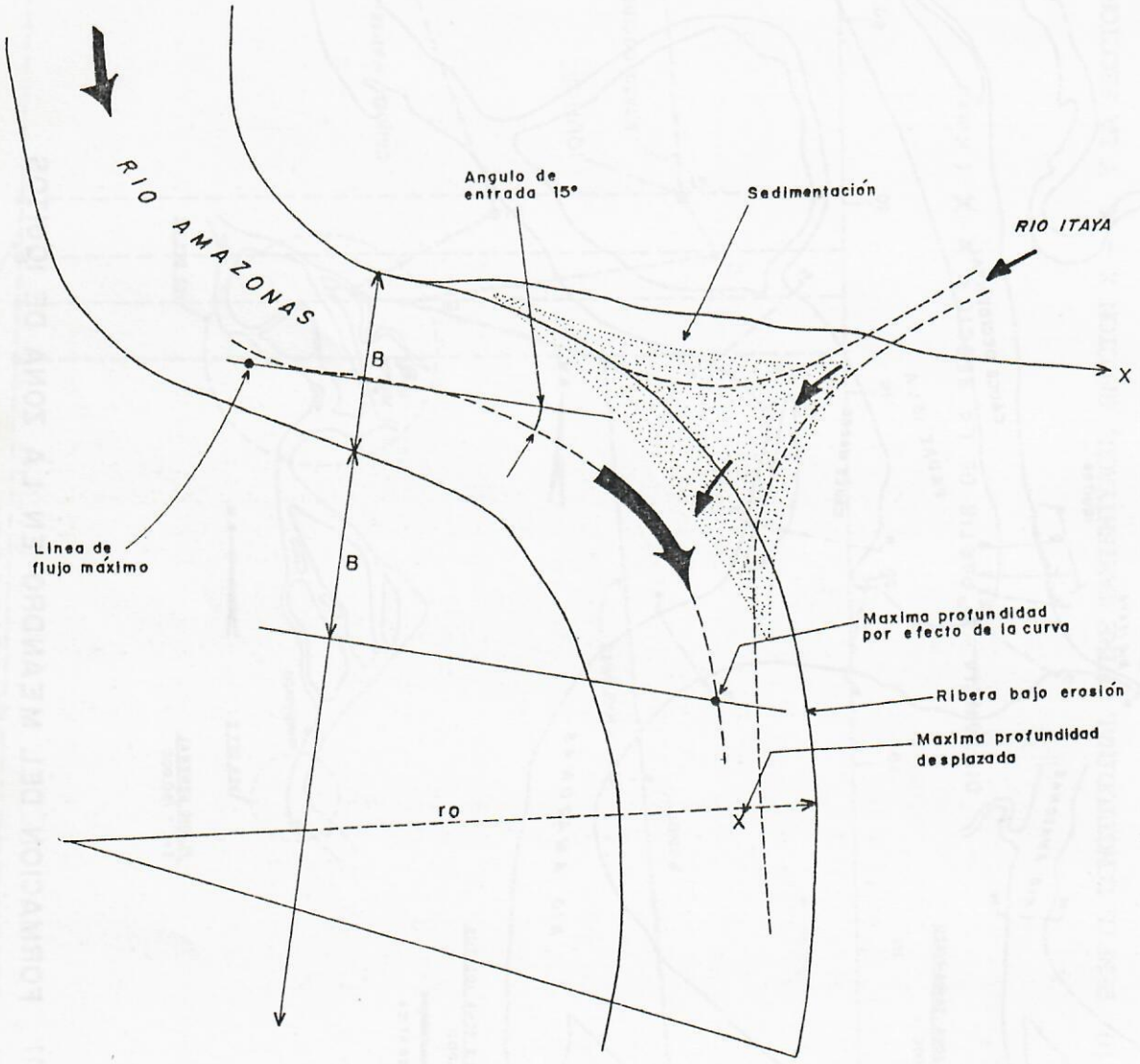


FIG. N° 2.11 FORMACION DEL MEANDRO EN LA ZONA DE IQUITOS SECCIONES Y VELOCIDADES.

(REFERENCIA GRUCI-1973)

FIG. N° 2.12 EL RIO ITAYA Y SUS EFECTOS SOBRE EL CAUCE DEL RIO AMAZONAS ANGULO DE ENTRADA DEL RIO.



REFERENCIA : GRUCI-1973

CAPITULO III

INVESTIGACIONES GEOTECNICAS

3.1. INTRODUCCION

Adicionalmente a la recopilación y al análisis de los estudios de mecánica de suelos realizados con fines de cimentación por entidades particulares y estatales, se llevó a cabo un programa de exploraciones en toda la ciudad de Iquitos, para complementar la información disponible.

Se programó un número de 25 exploraciones en toda la ciudad de Iquitos, que consistieron en 9 calicatas, 25 sondajes y 23 ensayos de penetración tipo Cono Holandés. Estas investigaciones fueron realizadas por el equipo técnico del Laboratorio Geotécnico CISMID de la FIC-UNI.

El programa de exploración se desarrolló en 2 períodos. El primero comprendido entre el 13/03/90 y el 25/03/90 que consistió en la realización de 5 calicatas, 4 sondajes y 4 ensayos de penetración ligera (SPL). El segundo período, comprendido entre el 12/02/91 y el 02/03/91, y que consistió en la ejecución de 4 calicatas, 23 sondajes y 23 ensayos de penetración con el Cono Holandés.

En las Tablas N° 3.1 y N° 3.2 se presenta un resumen de la ubicación y profundidad de las perforaciones y ensayos de Cono Holandés realizados en este estudio.

3.2. EXPLORACION DE CAMPO

3.2.1. Perforación de Calicatas

Las excavaciones del suelo consistieron en las siguientes: 9 excavaciones a cielo abierto, de secciones de 0.80 m. x 0.80 m. aproximadamente y con profundidades promedio de 2.0 mts., según como se ubicaba el nivel freático. Se nominaron de la siguiente manera C-1, C-2, C-3, C-4, C-5, C-6, C-7, C-8 y C-9. La exploración se proseguía luego con una posteadora manual de diámetro de 3", hasta los 5.00 m. de profundidad, en promedio.

Las muestras obtenidas en cada excavación 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 nó descompuestos, o ser 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.

El registro de las excavaciones se presenta en el Anexo I.

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-23, como se muestra en el Anexo N° II Ensayos de Penetración Cono Holandés.

El ensayo se ejecutó con una penetración contínua y estática, con velocidad de penetración de 2 cm/seg en promedio. Cada 25 cm. se registró la resistencia por punta, dada por la penetración de 5 cm. del cono.

El ensayo CPT 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 es recomendable en suelo denso y cementado.

Con el ensayo CPT 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.

Las ventajas del ensayo CPT son:

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

Las desventajas del ensayos CPT son:

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

3.2.2.2.Descripción del Equipo y Evaluación del Ensayo

Begemann (1953,1965) consideró 2 tipos de cono mecánico comúnmente usados:

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 Figura N° 3.1 se muestran los tres tipos de cono de penetración.

Las principales características del equipo empleado en este estudio son:

- El cono tiene 60° en el vértice con un área de base de 10 cm^2, de 35.7 mm. de diámetro y 30 mm. de alto.

Estimación de la Sensibilidad y Sobreconsolidación de la Arcilla.

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

St = (Máx. resist. cort. no drenada inalt.)/ (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 $D/B \leq 1.5$.

$$q(fs=1) = 1/2.\gamma.B.N_\gamma = \gamma.D.N_q \qquad (3.1)$$

donde: N_γ y N_q son factores de capacidad de carga.

Schmertmann indica que para un intervalo de profundidad de 0 a 1.5 B bajo una cimentación, la Ecuación N° 3.2 es una expresión aproximada

$$N_\gamma = N_q \approx 1.25 * q_c \ , \quad qc\ (kg/cm^2) \qquad (3.2)$$

Se debe usar un factor de seguridad de 2 a 3 para obtener la capacidad 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)

$$S_u = (q_c - \Sigma\ \gamma.z)/N_k \qquad (3.3)$$

donde:

γ = peso unitario total
z = profundidad
N_k = 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	N_k
Fugro	10
Delft	16

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

Estimación de Asentamientos

a) 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:

$$S = C_1 . C_2 . \Delta P . \sum_{1}^{n} (I_z / x . q_c) . \Delta z \qquad (3.4)$$

$C_1 = 1 - 0.5 * (Po / \Delta P)$

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

donde:

S: asentamiento en unidades de z
C_1: factor de corrección, profundidad de cimentación
C_2: factor de corrección por asentamiento
ΔP: 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 ($P_o + \Delta P$)

b) Estrato de Arcilla

Método de Schmertmann

Se basa en el uso de Su/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° 3.3 proporciona una base para estimar el coeficiente de compresibilidad como una función del OCR y empleando la ecuación:

$$\Delta H = \Sigma \left[H_1 . C_c / (1 + e_1) \log ((P_1 + \Delta P_{1-2})/P_1) \right] \qquad (3.5)$$

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
ΔP_{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 Ecuación N° 3.6 y la Tabla N° 3.4.

$$\Delta H = \sum_{1}^{n} \left[H_1 \frac{\Delta P}{2.3 * q_c} \right] \alpha_0 \qquad (3.6)$$

Estimación del Módulo de Elasticidad del Suelo

$$E = a.q_c \qquad (3.7)$$

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 Nº 3.5. 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 Nº 3.6.

En la Tabla Nº 3.7 se presentan 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 Koopejan, o los gráficos de Schmertmann (USA) y Trofimenkov (URSS).

Fórmula de Koopejan:

$$V_b = 1.3\ e^{(5\pi/2-\phi)\ tg\ \phi}\ (1 - sen\ \phi)/(1 + sen\ \phi) \qquad (3.8)$$

Fórmula de De Beer:

$$V_b = 1.3\ e^{(2\pi\ .\ tg\ \phi)}\ tg^2(\pi/4 + \phi/2) \qquad (3.9)$$

$$q_c = V_b * P_o \qquad (3.10)$$

$$P_o = \gamma * h$$

$$q_c = V_b * \gamma * h \qquad (3.11)$$

donde:

q_c : resistencia del cono por punta (Kg/cm^2)
γ : densidad de masa de suelo
h : profundidad

En las Tablas N° 3.8 y N° 3.9 se presentan valores de V_b según Koopejan y de 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° 3.10 de Schulze.

Cuando no es posible contar con ensayos que contengan valores por punta y fricción, y se necesita 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° 3.11 se presentan los valores que Gomes Rogerio (1984) recopiló de otros autores.

Caracteristicas Mecánicas del Terreno en Estado Natural

El Ministerio de Vivienda (España), de acuerdo al estudio geotécnico, propone los valores presentados en la Tabla N° 3.12.

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 vs. N° de golpes.

$$q_c = K \cdot N \qquad (3.12)$$

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° 3.13. En Brasil, Aoki y Velloso realizaron un estudio relacionando q_c y N, y adicionalmente en la Tabla N° 3.14 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-Velloso, ésto es debido a lo artesanal de la ejecución del ensayo SPT en Brasil.

En el Anexo II se presenta también la correlación de los ensayos CPT a SPT.

3.2.3. Ensayos de Penetración Estándar (SPT)

3.2.3.1. Características Generales del Ensayo

De la recopilación de informes realizados por entidades particulares en Iquitos, se tiene datos sobre resultados del 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 utilizado.

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 (Su).- Terzaghi y Peck (1976) mostraron una relación para obtener el valor de la resistencia cortante no drenada en función a la resistencia a la compresión simple de la arcilla:

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

donde :

q_u : resistencia a la compresión simple
S_u : resistencia cortante no drenada.

En la Tabla N° 3.15 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 de la arena y el valor de N, que se muestra en la Figura N° 3.7.

3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas de las calicatas y de las perforaciones con postedora manual fueron ensayadas en el Laboratorio Geotécnico del CISMID de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.

3.3.1. Ensayos Estándar

Se realizaron los siguiente ensayos estándar:

- Análisis Granulométrico por Sedimentación y Tamizado.

- Límites de Consistencia, el cual comprendió: Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Contracción.
- Contenido de Humedad
- Peso Específico Relativo de Sólidos.

Estos ensayos estándar nos sirvieron para identificar y clasificar a las muestras de suelo obtenidas.

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

En la Tabla N° 3.16 se presenta un resumen de los ensayos estándar de laboratorio.

En el Anexo III se presentan los ensayos de laboratorio obtenidos en los sondajes de Iquitos.

3.3.2. Ensayos de Propiedades Mecánicas

3.3.2.1. Ensayo de Consolidación Unidimensional

Es un método para determinar la velocidad y magnitud de la consolidación del suelo; cuando éste se encuentra restringido lateralmente y es drenado axialmente.

El ensayo consiste en que el suelo sea restringido lateralmente y 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 soportada 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 "f_e". A toda disminución de la presión neutra del agua de los vacíos corresponde un aumento igual de la presión efectiva "f_e", 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 :

$$P = u + f_e \qquad (3.14)$$

Cuando la presión "P" ha sido integramente transferida al esqueleto del suelo, de tal manera que P = f_e, 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 definen por el grado de consolidación "U"

$$U = \frac{S}{S_2} * 100 \qquad (3.15)$$

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 Preconsolidación

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° 3.8 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 preconsolidación" (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° 3.9. 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.

Coeficiente 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:

$$a_v = - \Delta e / \Delta p \qquad (3.16)$$

Matemáticamente este coeficiente representa en módulo la pendiente de la curva de compresibilidad en escala natural, Figura N° 3.10.

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
"a_v" bajo: El suelo es no 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:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_1} = \frac{S}{H_1 . \Delta p} \ (cm^2/kg) \qquad (3.17)$$

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 ha ser la raíz cuadrada del tiempo al cual se alcanza el 90 % de consolidación, Figura Nº 3.11.

3.3.2.2. 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.

$$C_u = \frac{q_u}{2} \ (kg/cm^2) \qquad (3.18)$$

3.3.2.3. 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 Nº 3.12, 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:

$$\tau = C + \sigma . tg\phi \qquad (3.19)$$

donde τ: es la resistencia cortante del suelo.

σ: esfuerzo normal.

La ecuación Nº 3.19 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 permiten describir la resistencia del suelo.

3.3.2.4. 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 especimen es usualmente el doble del diámetro.

La presión hidrostática de la celda actúa uniformemente alrededor del especímen. Si consideramos que todas las superficies verticales son planos principales, entonces las superficies horizontales son también planos 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 especimen por el pistón es (σ_1-σ_3), denominándose esfuerzo desviador.

En la Figura N° 3.13 se presentan las características principales de una celda triaxial. En el presente proyecto solo se realizó el ensayo triaxial tipo no consolidado-no drenado (UU).

Ensayo no consolidado-no drenado (UU)

Al someter una muestra consolidada en la naturaleza con una presión $\gamma.z$, 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 especimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos. En la Figura N° 3.14 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 $\gamma.z$, más un cierto valor arbitrario "Δ", consecuente-mente se desarrolla en el agua del suelo una presión de poros.

$$U_1 = \Delta$$

En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador (σ_1-σ_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 especimen.

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutra total

$$u = u_1 + u_2 \qquad (3.20)$$

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

$$\overline{\sigma_3} = \sigma_3 - u$$

$$\overline{\sigma_3} = \sigma_3 - (u_1 + u_2)$$

$$\overline{\sigma_3} = (\gamma.z + u_1) - (u_1 + u_2)$$

$$\overline{\sigma_3} = \gamma . z - u_2 \qquad (3.21)$$

$$\overline{\sigma_1} = \sigma_3 + P \qquad (3.22)$$

$$\overline{\sigma_1} = \gamma . z - u_2 + P \qquad (3.23)$$

En la Figura N° 3.15 (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.

El círculo I corresponde a una prueba ejecutada con presión de cámara igual a $\gamma.z$. Para obtener los círculos II y III se utilizaron en la primera etapa presiones incrementadas en Δ_1 y Δ_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.

En la Tabla N° 3.17 se presenta un resumen de los ensayos especiales realizados en la presente tesis.

En el Anexo III se presentan los ensayos de Propiedades Mecánicas realizadas en este estudio.

3.4. TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

Generalmente las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificatorias del comportamiento de los suelos. Se puede reducir el problema de capacidad portante a 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.

3.4.1. 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 él 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 valen q/π y ocurren 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° 3.16), para un cimiento poco profundo de longitud infinita normal al plano, donde concluyó con la fórmula:

$$q_u = C . N_c + \gamma . D_f . N_q + (1/2) \gamma . B . N_\gamma \qquad (3.24)$$

donde:

q_u, es la capacidad de carga última.
N_c, N_q y N_γ son los factores de capacidad de carga debido a la cohesión, sobrepresión y al peso del suelo, respectivamente (Figura N° 3.17).

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:

$$C = (2/3)C.N_c \quad , \quad tg\phi = (2/3)tg\phi$$

En definitiva la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por la expresión:

$$q_u = (2/3)C.N_c + \gamma.D_f.N_q + (1/2)\gamma.BN_\gamma \qquad (3.25)$$

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

Zapata cuadrada

$$q_u = 1.3C.N_c + \gamma.D_f.N_q + 0.4\gamma.BN_\gamma \qquad (3.26)$$

Zapata circular

$$q_u = 1.3\ C.N_c + \gamma.D_f.N_q + 0.6R.N_\gamma \qquad (3.27)$$

3.4.2. Algunas Ideas de Vesic en Torno a la Capacidad Portante

A. S. Vesic (1973) ha sugerido algunos conceptos 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 centrada.

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° 3.18 a).

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 alrededor del cimiento; al seguir aumentando la carga, se sigue manteniendo el equilibrio del cimiento; tanto vertical como horizontalmente, produciéndose pequeños asentamientos bruscos del cimiento (Figura N° 3.18 c).

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 el punto más próximo del cimiento. En este tipo de falla existe una expansión a los lados del cimiento; también se presenta un asentamiento del cimiento. Solo en el caso de un desplazamiento vertical considerable del cimiento, 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 inclina-ción del cimiento y al seguir aumentando la carga, aquél se empotra tomando resistencia de estratos más profundos del suelo (Figura N° 3.18 b).

En un caso real, el tipo de falla que debe esperarse depende de varios factores; Vesic (1973) afirma que en términos generales, el tipo de falla depende de la compresibilidad del suelo, de las condiciones geométricas y de la 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 cimiento, 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 (I_r) que se define así:

$$I_r = G/(C + q * tg\phi) \qquad (3.28)$$

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.

3.4.3. Cálculo de la Carga Límite de Falla

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

Por lo general, el problema se formula como sigue (Figura N° 3.19 a); 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° 3.19 b). Se trata de determinar la carga máxima $q_o = Q/BL$ 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° 3.19 a).

b) No se toma en cuenta la fricción entre la sobrecarga y la cimentación a lo largo de ad ni tampoco entre la sobrecarga y el suelo de apoyo a lo largo de ab (Figura N° 3.19 a).

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 $q = \gamma.D$, 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 consideran posteriormente.

El problema formulado según la Figura N° 3.19 c 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 hacía arriba, el límite inferior ACDE de la masa de suelo desplazada se compone de dos lineas rectas, AC y DE con inclinación de $45° + \phi/2$ y $45° - \phi/2$, con respecto a la horizontal respectivamente. La forma de la curva CD que las liga, depende del ángulo ϕ y la relación $\gamma . B/q$. Para $\gamma . B/q \to 0$ "suelo sin peso" la curva es una espiral logarítmica que es un círculo cuando $\gamma = 0$.

En el caso general ($\gamma . B = 0$), la curva queda entre un espiral y un círculo siempre que $\phi = 0$. 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 ψ resultó un poco mayor de $45° + \phi/2$, al menos para cimentaciones rectangulares largas sobre arena para casos especiales como un suelo sin peso ($\gamma = 0$). Prandtl y Reissner demostraron que:

$$q_o = C . N_c + q . N_q \qquad (3.29)$$

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

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} * \tan^2 (\pi/4 + \phi/2) \qquad (3.30)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi \qquad (3.31)$$

Los valores numéricos de estos factores se muestran en la Tabla N° 3.18. Para un suelo no cohesivo sin sobrecarga ($C = 0$, $q = 0$), puede demostrarse que:

$$q_o = 1/2\ \gamma . B . N_\gamma \qquad (3.32)$$

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

$$N\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \qquad (3.33)$$

Para todos los casos intermedios, donde $C \neq 0$, $q \neq 0$ y $\gamma \neq 0$, se combinan las Ecuaciones 3.29 y 3.32 en:

$$q_o = C.N_c + q - N_q + 1/2\gamma - B - N_\gamma \qquad (3.34)$$

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 por ciento para 30° < ϕ < 40°, y que es igual a 0 para ϕ = 0.

3.4.4 Efectos de la Forma de la Cimentacion

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° 3.34 (DeBeer y Vesic, 1970).

$$q_o = C.N_c.\xi_c + q.N_q.\xi_q + 1/2\ \gamma.B.N_\gamma.\xi_\gamma \qquad (3.35)$$

N_c, N_q y N_γ 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° 3.19 se presentan los factores de forma para cimentaciones superficiales (DeBeer y Vesic, 1973).

3.5 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION Y DE LOS ENSAYOS REALIZADOS

3.5.1 Sectorización

Para llevar a cabo un correcto procesamiento de las propiedades físico mecánicas del subsuelo de la ciudad de Iquitos, se ha dividido a la ciudad en dos sectores dominantes; los cuales los hemos llamado sector Iquitos y sector San Juan. Ambos sectores son los denominados semi-domos de Iquitos; de los cuaesl habla el Ing Maggiolo en su informe hidrogeotécnico de Iquitos (1975).

Ambos sectores se encuentran aproximadamente divididos por la calle Francisco de Asis y la carretera a Pampachica. Al Noreste del límite de división y siguiendo el sentido de la carretera a San Juan se encuentra el sector San Juan y al Noreste de la línea de división se encuentra el sector Iquitos (Figura N° 3.20).

3.5.2 Información Recopilada

La información recopilada consiste principalmente en estudios geotécnicos de cimentación realizados en la ciudad de Iquitos. Estos estudios están referidos a las edificaciones más importantes que existen en la ciudad, como son la Central Térmica, hospitales, plantas industriales, puentes, viviendas, etc.

En total se ha podido recopilar 36 informes geotécnicos, los cuales se muestran en la Tabla N° 20. Dichos informes se encuentran enumerados, lo cual facilita la ubicación de los informes recopilados en el Plano de Ubicación de Sondajes P-1.

De todos los informes geotécnicos recopilados se han obtenido alrededor de 700 exploraciones con más de 1800 ensayos estándar y ensayos de propiedades mecánicas; de las cuales alrededor del 85% de la información corresponde al sector Iquitos.

Para completar la información recopilada en el presente proyecto se realizaron 34 exploracio-nes, obteniéndose en total 144 muestras que fueron analizadas con ensayos estándar y 10 muestras inalteradas con los cuales se realizaron ensayos especiales, determinándose sus propiedades mecánicas.

En las Tablas N° 3.16 y N° 3.17 se muestra un resumen de los ensayos estándar y especiales realizados en este estudio. En las Tablas N° 3.21, N° 3.22 y N° 3.23 se muestran los resultados de los ensayos especiales realizados en Iquitos.

Además se llevaron a cabo 23 ensayos de penetración con el Cono Holandés. La ubicación de las excavaciones y ensayos de campo realizados se presentan en el Plano de Ubicación de Sondajes P-1.

3.5.3 Procesamiento de la Información

Todos los datos de campo y los resultados de los análisis de laboratorio ejecutados por el CISMID fueron procesados mediante una microcomputadora NEC Modelo PC-981VX y un graficador GRAPHTEC MP 3200.

El reporte de los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio se presentan en los Anexos I, II y III.

La evaluación de los informes se realizó por sectores; las propiedades físicas se analizaron estadísticamente como se observan en las Tablas N° 3.24 y N° 3.25. A continuación se presenta la evaluación geotécnica, según como ya se sectorizó:

- Sector Iquitos

En los sondajes explorados generalmente se alcanzó una profundidad de 4 a 8 metros, como se puede apreciar en los perfiles estratigráficos A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F, de los planos P-3 y P-4, y en las perforaciones efectuadas en este estudio (Anexo I).

De la Figura N° 3.21. la cual muestra la distribución de suelos del sector Iquitos, se aprecia que de un 100% de las muestras analizadas el 62% son arcillas, el 35% son arenas y un 3% de materia orgánica. El 30% de las arcillas es de alta plasticidad, clasificada como CH y el 32% de las arcillas es de mediana plasticidad, clasificada como CL. El 19% corresponde a arenas de baja plasticidad a no plásticas, clasificadas como SC, SM y SP-SM; y el 16% restante corresponde a una arena limpia clasificada como SP.

En los análisis de propiedades físicas (Tabla N° 3.24) se aprecia que de los análisis granulométricos por tamizado y sedimentación para una arcilla de alta plasticidad CH, se tiene:

% finos : 82 - 100
% coloides : 34 - 57

Con respecto a la humedad, a los límites de consistencia y al grado de saturación para un suelo tipo CH, se tiene:

W (%) : 20 - 34
LL (%) : 52 - 74
LP (%) : 19 - 30
IP (%) : 29 - 48
LC (%) : 10 - 21
S_r (%) : 84 - 97

Para una arcilla de mediana plasticidad CL, se tienen las siguientes propiedades físicas (Tabla N° 3.24):

% finos : 70 - 98
W (%) : 16 - 31
LL (%) : 32 - 46
LP (%) : 16 - 23
IP (%) : 14 - 26
LC (%) : 14 - 33
S_r (%) : 80 - 95

Para una arena arcillosa SC se tienen las siguientes propiedades físicas (Tabla N° 3.24):

% finos : 33 - 49
% coloides : 17 - 31

W (%) : 14 - 23
LL (%) : 25 - 48
LP (%) : 12 - 23
IP (%) : 10 - 27
LC (%) : 12 - 23
D50 (mm) : 0.07 - 0.25
S_r (%) : 75 - 95

Para una arena limosa SM, se tienen las siguientes propiedades físicas (Tabla N° 3.24):

% finos : 14 - 36
W (%) : 7 - 22
LL (%) : 18 - 26
D50 (mm) : 0.16 - 0.29

Para una arena pobremente graduada SP, se tienen las siguientes propiedades físicas (Tabla N° 3.24):

% finos : 1 - 4
W (%) : 4 - 17
D50 (mm) : 0.23 - 0.41

En la Figura N° 3.22 se puede apreciar la carta de plasticidad para el sector Iquitos. En la Tabla N° 3.24 se puede también apreciar las propiedades físicas para otros tipos de suelos existentes en el sector.

Con respecto a los ensayos de propiedades mecánicas, como son los ensayos de compresión simple, compresión triaxial UU y veleta de campo, se muestran en las Figuras N° 3.23 y N° 3.24.

De los cuatro primeros metros de profundidad, para un suelo tipo CH, se tiene:

Cohesión (kg/cm^2) Cu: 0.55 - 1.40

De los cuatro primeros metros de profundidad, para un suelo tipo CL se tiene:

Cohesión (kg/cm^2) Cu: 0.35 - 1.20

De los ensayos de consolidación, se determinó los siguientes valores para una arcilla de alta plasticidad CH.

Carga de Preconsolidación (kg/cm^2): 1.20 - 2.40
Relación de vacíos inicial (e_o) : 0.74 - 1.10
Coeficiente de consolidación (C_c) : 0.14 - 0.28

En la Figura N° 3.25 se muestra un gráfico del coeficiente de consolidación (C_c) versus el límite líquido (LL) para suelos plásticos de toda la ciudad de Iquitos, en el cual se propone una correlación para el cálculo del coeficiente de consolidación (C_c) en base al límite líquido (LL), en todo Iquitos; el cual resulta:

$$C_c = 0.003\ (LL + 28)$$

Con respecto a los ensayos in situ de penetración, tal como es el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), se graficaron valores de número de golpes por pie de profundidad en los suelos tipo CH, CL, SP y SM , como puede apreciarse en las Figuras N° 3.26 a N° 3.29.

En el caso de los ensayos del Cono Holandés (CPT) se correlacionó con el Ensayo SPT, para determinar el número de golpes por pie de profundidad "N", como se puede apreciar en el Anexo II.

De los ensayos de campo mencionados, se pueden evaluar en forma general los siguiente estratos:

de 0.00 - 3.00 m de consistencia blanda
de 3.00 - 8.00 m de consistencia media
de 7.00 - 10.00 m de consistencia media a semidura
Mayores de 10.00 m de consistencia dura a rígida.

- Sector San Juan

En los sondajes explorados generalmente se alcanzó profundidades de 4 a 7 metros, como se puede apreciar en los registros de sondajes (Anexo I). De la Figura N° 3.30, la cual muestra la distribución de suelos del sector San Juan, se aprecia que de un 100% de las muestras analizadas, el 56% son arcillas, el 41% son arenas y un 3% es materia orgánica.

El 25% de las arcillas es de alta plasticidad, clasificada como CH y el 31% de las arcillas es de mediana plasticidad clasificada como CL. El 26% corresponde a arenas de baja plasticidad a no plásticas, clasificadas como SC, SM y SP-SM; el 15% restante corresponde a una arena limpia clasificada como SP.

En los análisis de propiedades físicas (Tabla N° 3.25) se aprecia que de los análisis granulométricos por tamizado y sedimentación para una arcilla de alta plasticidad CH, se tiene:

% finos : 84 - 100
% coloides : 31 - 65

Con respecto a la humedad, a los límites de consistencia y al grado de saturación para un suelo tipo CH, se tiene:

W (%) : 26 - 43
LL (%) : 59 - 84
LP (%) : 21 - 32
IP (%) : 35 - 55
LC (%) : 14 - 22
S_r (%) : 84 - 98

Para una arcilla de mediana plasticidad CL, se tienen las siguientes propiedades físicas (Tabla N° 3.25):

% finos : 59 - 87
W (%) : 17 - 28
LL (%) : 30 - 43
LP (%) : 14 - 20
IP (%) : 13 - 25
LC (%) : 16 - 19

Para una arena arcillosa SC, se tienen las siguientes propiedades físicas (Tabla N° 3.25):

% finos : 29 - 46
W (%) : 15 - 24
LL (%) : 22 - 41
LP (%) : 12 - 19
IP (%) : 9 - 24
S_r (%) : 53 - 91
D50 (mm) : 0.09 - 0.20

Para una arena limosa SM, se tienen las siguientes propiedades físicas (Tabla N° 3.25):

% finos : 15 - 34
W (%) : 11 - 21
LL (%) : 17 - 23
D50 (mm) : 0.14 - 0.27

Para una arena pobremente graduada SP, se tienen las siguientes propiedades físicas (Tabla N° 3.25):

% finos : 1 - 4
W (%) : 3 - 6
D50 (mm) : 0.29 - 0.46

En la Figura N° 3.31 se puede apreciar la carta de plasticidad para el sector San Juan. En la Tabla N° 3.25 se puede también apreciar las propiedades físicas para otros tipos de suelos existentes en el sector.

Con respecto a los ensayos de propiedades mecánicas, como son los ensayos de compresión simple, compresión triaxial UU y de veleta de campo, se muestran en las Figuras N° 3.32 y 3.33.

De los cuatro primeros metros de profundidad, para un suelo tipo CH, tenemos:

Cohesión (kg/cm^2) Cu: 0.60 - 1.65

De los cuatro primeros metros de profundidad para un suelo tipo CL, tenemos:

Cohesión (kg/cm^2) Cu: 0.45 - 1.50

De los ensayos de consolidación se determinó los siguientes valores para una arcilla de alta plasticidad CH.

Carga de Preconsolidación (kg/cm^2) : 1.25 - 2.20
Relación de vacíos inicial (e_o) : 0.80 - 1.22
Coeficiente de consolidación (C_c) : 0.156 - 0.526

Con respecto a los ensayos in situ, tal como el ensayo de Cono Holandés, el cual se puede apreciar en el Anexo II se pueden evaluar en forma general los siguientes estratos:

de 0.00 - 2.00 m de consistencia muy blanda
de 2.00 - 5.00 m de consistencia blanda a media
de 5.00 - 10.00 m de consistencia media a dura
Mayores de 10.00 m de consistencia dura a rígida.

TABLA N° 3.1 PERFORACIONES CON POSTEADORA MANUAL REALIZADAS EN IQUITOS

Símbolo	Ubicación	Profundidad (m)	N.F. (m)	N° Muest. Alteradas
P-1	Fco. Secada Vignetta	2.15	2.10	4
P-2	Fco. Secada Vignetta	2.80	0.30	2
P-3	Av. Los Rosales Cdra. 1	6.95	2.80	8
P-4	Av. Las Orquideas Cdra. 3	7.40	3.00	12
P-5	50 m. antes del M.T.C.	1.00	0.35	1
P-6	Urb. Juan Pablo II	3.45	00.40	3
P-7	Psje. San Lorenzo Cdra. 3	6.65	N.A.	6
P-8	A.H. Manuel Cardoso	6.45	5.20	11
P-9	Urb. Las Ninfas	4.85	3.05	7
P-10	A.H. 9 de Octubre	5.30	2.70	7
P-11	Urb. Calvo de Araujo	5.60	4.45	6
P-12	A.H. 18 de Octubre	3.65	2.50	5
P-13	Jr. Lourdes León Cdra. 1	6.70	1.25	5
P-14	Garcilaso de la Vega Cdra. 2	6.40	5.55	5
P-15	Plaza Bolognesi	7.45	1.80	6
P-16	Instituto Superior Tecnológico	4.45	3.65	4
P-17	Antiguo Aeropuerto-Lado Sur	4.60	4.00	5
P-18	Tacna y Calvo de Araujo	4.20	3.45	4
P-19	Paque Zonal	2.85	2.30	4
P-20	Prolongación Putumayo	6.00	0.70	5
P-21	Sánchez Carrión e Independencia	7.20	N.A.	6
P-22	C.E. N°165 - Punchana	6.60	N.A.	4
P-23	Plazuela San Martín - Nanay	8.20	2.60	6
P-24	Psje. Atlántida y José Gálvez	2.20	1.20	3
P-25	Av. Putumayo Cdra. 11	4.30	2.80	5
TOTAL		127.40		134

TABLA N° 3.2 ENSAYOS CON EL CONO HOLANDES EN IQUITOS

Símbolo	Ubicación	Profundidad (m)	N.F. (m)	N° Ensayos
CPT-1	Fco. Secada Vignetta	4.50	2.10	17
CPT-2	Fco. Secada Vignetta	8.00	0.30	29
CPT-3	Av. Los Rosales Cdra. 1	6.10	2.80	24
CPT-4	Av. Las Orquideas Cdra. 3	10.75	3.00	42
CPT-5	50 m antes del M.T.C.	6.00	0.35	23
CPT-6	Urb. Juan Pablo II	5.00	0.40	19
CPT-7	Psje. San Lorenzo Cdra. 3	4.00	N.A.	15
CPT-8	A.H. Manuel Cardoso	8.50	5.20	33
CPT-9	Urb. Las Ninfas	8.65	3.05	34
CPT-10	A.H. 9 de Octubre	8.25	2.70	32
CPT-11	Urb. Calvo de Araujo	3.95	4.45	15
CPT-12	A.H. 18 de Octubre	4.40	2.50	18
CPT-13	Jr. Lourdes León Cdra. 1	10.75	1.25	43
CPT-14	Garcilaso de la Vega Cdra. 2	4.25	5.55	17
CPT-15	Plaza Bolognesi	10.50	1.80	39
CPT-16	Instituto Superior Tecnológico	2.50	3.65	9
CPT-17	Antiguo Aeropuerto	3.50	4.00	13
CPT-18	Tacna y Calvo de Araujo	4.50	3.45	15
CPT-19	Parque Zonal	2.65	2.30	10
CPT-20	Prolongación Putumayo	7.40	0.70	30
CPT-21	Sánchez Carrión e Independencia	4.05	N.A.	17
CPT-22	C.E. N° 165 - Punchana	5.00	N.A.	19
CPT-23	Plazuela San Martín - Nanay	10.75	2.60	41
TOTAL		143.95		554

TABLA Nº 3.3 SCHMERTMANN ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD

Su / P'	Aproximacion del % de Consolidacion	Cc /(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 Nº 3.4 VALORES DE α_o SUGERIDOS POR SANGLERAT PARA ESTIMAR ASENTAMIENTOS

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

TABLA Nº 3.5 VALORES DE "a" COEFICIENTE DE BUISMAN DE ACUERDO CON LA EXPERIENCIA DEL PROFESOR FERNANDO BARATA

Tipo de Suelo	a
Limo arenoso poco arcilloso	1.15
Arena limosa	1.20
Limo arcilloso	2.40
Arcilla poco arenosa	2.525
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 Nº 3.6 VALORES DE "a" PRESENTADO POR SANGLERAT PARA ESTIMAR EL MODULO DE ELASTICIDAD E.

Tipo de suelo	q_c (Kg/cm^2)	a
Arcilla de baja plasticidad	< 7	3-8
	7 - 20	2-5
	> 20	1-2.2
Limo de baja plasticidad	> 20	3-6
	< 20	1-3
Arcilla limosa de alta plasticidad	< 20	2-6
Limo organico	< 12	28
Arcilla marina o turba	< 7	
	50 < t < 100	1.5-4
	100 < t < 200	1-1.5
Arena	> 100	1.5
t = humedad del suelo en %		

TABLA Nº 3.7 VALORES DE E EN FUNCION DE q_c PRESENTADO POR DIFERENTES AUTORES

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

TABLA N° 3.8 VALORES DE ϕ EN FUNCION DE V_b
PRESENTADO POR KOOPEJEN

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

TABLA N° 3.9 VALORES DE ϕ EN FUNCION DE q_c
PRESENTADO POR DEBEER.

V_b	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
V_b	40.64	51.14	65.18	73.95	84.19	110.31	146.73		
ϕ	20	22	24	25	26	28	30		

TABLA N° 3.10 SCHULZE: VALORES DE ANGULO DE FRICCION
EN ARCILLAS DRENADO

Tipo de suelo	Angulo de Friccion
Arcilla	25°
Arcilla dura	20°
Arcilla blanda	17.5°
Marga arenosa rigida	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, organico	15°
Turba	15°
Turba con preconsolidacion moderada	15°

TABLA N° 3.11 VALORES DE FR, RECOPILACION
DE GOMEZ 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 organica	FR > 6.6

TABLA N° 3.12 CARACTERISTICAS MECANICAS DEL TERRENO EN ESTADO NATURAL

Resistencia por punta (q_c) (kg/cm^2)	Compacidad de Terreno
< 20	Foco
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 N° 3.13 SCHMERTMANN: VALORES DE K RELACION q_c y N

Tipo de Suelo	Punta Fugro	Punta Mec*nica
Arena con grava	8	6
Arena	5	4
Limo arenoso	4	3
^[Mezcla arcilla-limo-	2	2
arenosa	1	1.5
Arcilla insensible		

TABLA N° 3.14 AOKI Y VELLOSO: VALORES DE q_c/N y FR

Tipo de Suelo	q_c/N	FR (%)
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 N° 3.15 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR. TERZAGHI Y PECK, (1948).

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° 3.16 RESUMEN DE ENSAYOS ESTANDAR DE LABORATORIO

Sondaje o Calicata	N° de Muestras Ensayadas						
	Granulometría	Humedad	LL	LP	Clasif.	Sediment.	LC
P-1	4	4	4	4	4	-	-
P-2	2	2	2	-	2	-	-
P-3	8	8	8	7	8	-	-
P-4	12	12	12	11	12	-	-
P-5	1	1	1	-	1	-	-
P-6	3	3	3	2	3	-	-
P-7	6	6	3	2	6	-	-
P-8	11	11	11	8	11	-	-
P-9	7	7	7	4	7	-	-
P-10	7	7	7	7	7	-	-
P-11	6	6	6	2	6	-	-
P-12	5	5	5	4	5	-	-
P-13	5	5	5	5	5	-	-
P-14	5	5	5	3	5	-	-
P-15	6	6	6	6	6	-	-
P-16	4	4	3	3	4	-	-
P-17	5	5	5	4	5	-	-
P-18	4	4	2	1	4	-	-
P-19	4	4	3	2	4	-	-
P-20	5	5	5	4	5	-	-
P-21	6	6	5	2	6	-	-
P-22	4	4	1	1	4	-	-
P-23	6	6	6	6	6	-	-
P-24	3	3	3	3	3	-	-
P-25	5	5	5	5	5	-	-
C-1	2	2	2	2	2	2	2
C-2	1	1	1	1	1	1	1
C-3	1	1	1	1	1	1	1
C-4	1	1	1	1	1	1	1
C-5	1	1	1	1	1	1	1
C-6	1	1	1	1	1	1	1
C-7	1	1	1	1	1	1	1
C-8	1	1	1	1	1	1	1
C-9	1	1	1	1	1	1	1
TOTAL	144	144	133	106	144	10	10

TABLA Nº 3.17 RESUMEN DE ENSAYOS ESPECIALES REALIZADOS

Calicata	Consolidacion	Corte Directo	Triaxial (UU)
C-1	2	-	1
C-2	1	-	1
C-3	1	-	1
C-4	1	-	1
C-5	1	-	1
C-6	1	-	1
C-7	1	-	1
C-8	1	-	1
C-9	1	1	-
TOTAL	10	1	8

TABLA N° 3.18 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA - VESIC, A.

ϕ	N_c	N_q	N	N_q/N_c	tg ϕ
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	8.53	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	224.62	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° 3.19 FACTORES DE FORMA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES DE DE BEER - 1967 Y DE VESIC - 1970

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

TABLA N° 3.20 RELACION DE LOS ESTUDIOS GEOTECNICOS RECOPILADOS EN IQUITOS

N°	Nombre del Estudio Geotécnico	Fecha	Autor(es)
1	Reservorio Apoyado de Agua Filtrada	Jun. 1971	LAGESA
2	Riveras de Iquitos	Jul. 1971	UNI
3	Tanque Elevado y Consultorio Médico	May. 1972	A. Carrillo y Asoc.
4	Defensa Rivereña de Iquitos	Ene. 1973	A. Carrillo y Asoc.
5	Defensa Rivereña de Iquitos	Jul. 1973	LAGESA
6	Proy. Vivienda Virgen de Loreto	Oct. 1973	Min. Vivienda
7	Hospital General de Iquitos	Jul. 1973	LAGESA
8	Complejo Administrativo Petro Perú	Set. 1974	R. Michelena y Asoc.
9	Central Térmica de Iquitos	Dic. 1974	R. Michelena y Asoc.
10	Piscina y Oficina del Parque Zonal	Abr. 1975	R. Michelena y Asoc.
11	Pavimento de la Central Térmica	Oct. 1975	UNI
12	Planta Lechera de Iquitos	Ene. 1976	O. Maggiolo R.
13	Centro Médico FAP - Iquitos	Jul. 1980	C. Rojo A.
14	Area de Servicios FAP - Iquitos	Oct. 1980	C. Rojo A.
15	Iglesia Mormónica "9 de Octubre"	Nov. 1980	M. Olcese F.
16	Puente "Moronacocha"	Ene. 1983	Gallo-Bossio Ings.
17	Puente "Yaravi"	Dic. 1982	Gallo-Bossio Ings.
18	Puente "Bartens Llerena"	Ene. 1983	Gallo-Bossio Ings.
19	Subestaciones de la Central Térmica	May. 1983	C. Atala A.
20	Iglesia Mormónica en Iquitos	May 1983	M. Dongo
21	Línea de Transmisión de la Central Térmica	Jun. 1983	R. Michelena y Asoc.
22	Complejo Deportivo de Iquitos	Jun. 1983	C. Atala A.
23	Proyecto Fonavi - Iquitos	Ene. 1983	A. Carrillo y Asoc.
24	Proyecto "ASMUTIOMAR" - Iquitos	Set. 1984	A. Pun Lay B.
25	Puente "Moronacocha"	Oct. 1984	C. Atala A.
26	Drenaje Integral de Iquitos	Mar. 1984	Corp. Hidrotéc. S.A.
27	Fundo "La Paz"	Set. 1973	O. Maggiolo R.
28	Hospital Naval de Iquitos	Oct. 1973	R. Michelena y Asoc.
29	Clínica "Ana Stahl" de Iquitos	Ago. 1975	R. Michelena y Asoc.
30	Drenaje Pluvial del Comp. Oper. Selva Petro Perú	Mar. 1976	R. Michelena y Asoc.
31	Almacen de Carga de Corpac - Iquitos	Jun. 1976	R. Michelena y Asoc.
32	Drenaje de Villa - FAP	Jul. 1977	R. Michelena y Asoc.
33	Central Térmica a Vapor de Iquitos	Dic. 1978	R. Michelena y Asoc.
34	Centro Comercial y Hostal en Iquitos	Jun. 1981	R. Michelena y Asoc.
35	Complejo Deportivo de Iquitos	Ago. 1984	C. Atala A.
36	Pavimentación de Iquitos	Nov. 1981	R. Michelena y Asoc.

TABLA Nº 3.21 ENSAYOS DE CONSOLIDACION

SECTOR	CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE SUELO	e.	Pc (kg/cm^2)	Cc	Cs
SJ	C-1	0.90 - 1.50	CH	1.14	1.25	0.526	0.037
SJ	C-1	1.60 - 1.90	CH	0.953	2.25	0.275	0.063
SJ	C-2	1.00 - 1.50	CH	1.096	1.75	0.257	0.053
SJ	C-3	1.60 - 2.00	SC	0.626	1.16	0.285	0.012
SJ	C-4	1.80 - 2.10	CH	0.680	2.20	0.156	0.027
SJ	C-5	1.95 - 2.20	CH	1.083	1.60	0.299	0.089
IQ	C-6	1.30 - 1.50	CH	0.741	2.40	0.145	0.025
IQ	C-7	1.80 - 2.10	CH	0.812	1.20	0.277	0.022
IQ	C-8	1.80 - 2.10	SC	0.611	1.05	1.160	0.009
IQ	C-9	2.20 - 2.40	SC	0.584	1.55	1.182	0.011

TABLA Nº 3.22 ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL NO CONSOLIDADO - NO DRENADO (UU)

SECTOR	CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE SUELO	C_u (kg/cm^2)	ϕ_u (°)	HUMEDAD (%)
SJ	C-1	0.90 - 1.50	CH	0.60	3.5	38.5
SJ	C-2	1.00 - 1.50	CH	0.75	11.0	32.2
SJ	C-3	1.60 - 2.00	SC	0.58	10.0	15.7
SJ	C-4	1.80 - 2.10	CH	1.00	8.0	23.1
SJ	C-5	1.95 - 2.20	CH	0.55	1.0	40.9
IQ	C-6	1.30 - 1.50	CH	0.90	7.5	25.6
IQ	C-7	1.80 - 2.10	CH	0.28	5.5	26.1
IQ	C-8	1.80 - 2.10	SC	0.43	10.0	17.7

TABLA Nº 3.23 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

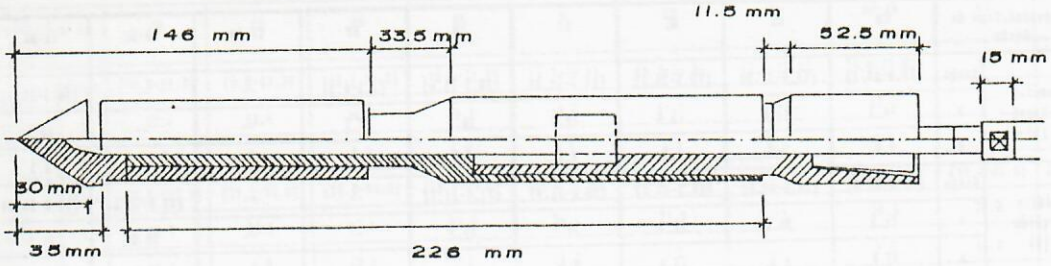
SECTOR	CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE SUELO	C (kg/cm^2)	ϕ_u (°)	HUMEDAD (%)
IQ	C-9	2.20 - 2.40	SC	0.00	23.0	18.4

Tabla N° 3.24 Valores Medios y Desviaciones Estándar de las Propiedades Físicas de los Suelos - Sector Iquitos - Iquitos

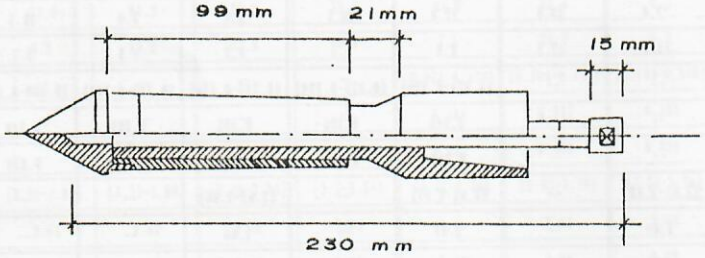
N°	Propiedad/Tipo de Suelo		CH	CL	MH	ML	SC	SM	SP	SP-SM	OH	OL
1	Humedad Natural (%)	Rango	(10.0-54.0)	(9.0-47.3)	(12.5-46.0)	(16.4-34.0)	(7.2-29.1)	(6.2-33.9)	(2.9-22.4)	(5.0-21.0)	--	--
		x	27.4	23.4	30.7	25.4	18.7	14.9	10.7	13.5	--	--
		σ	6.8	7.3	8.3	6.0	4.5	7.3	6.1	5.4	--	--
2	Límite Líquido (%)	Rango	(50.0-112.0)	(21.2-55.0)	(51.0-94.0)	(28.0-49.0)	(22.0-61.0)	(16.0-30.0)	--	(17.0-28.0)	(51.0-07.0)	(35.0-45.0)
		x	62.7	39.5	67.5	37.0	36.4	21.9	--	19.3	70.0	40.8
		σ	10.9	6.8	10.4	7.1	11.2	3.8	--	3.9	16.0	5.1
3	Límite Plástico (%)	Rango	(14.0-40.0)	(11.5-27.0)	(29.0-53.0)	(22.0-30.0)	(13.0-39.0)	--	--	--	(29.0-68.0)	(26.0-37.0)
		x	24.5	19.9	38.0	26.5	17.4	--	--	--	41.0	31.5
		σ	5.1	3.1	6.6	2.6	5.5	--	--	--	12.3	4.9
4	Indice Plástico (%)	Rango	(22.0-73.0)	(8.0-38.0)	(20.0-47.0)	(4.0-20.0)	(8.0-35.3)	--	--	--	(12.0-47.0)	(6.0-12.0)
		x	38.3	19.7	29.5	10.2	19.0	--	--	--	29.0	9.3
		σ	9.5	6.1	6.9	5.4	8.3	--	--	--	11.5	2.8
5	Límite de Contracción (%)	Rango	(10.0-35.0)	(9.0-33.0)	(16.0-38.0)	--	(12.0-22.4)	--	--	--	--	--
		x	15.5	23.2	28.3	--	17.2	--	--	--	--	--
		σ	5.6	9.6	6.9	--	5.2	--	--	--	--	--
6	Contenido de finos % que pasa la Malla 200	Rango	(50.5-100.0)	(50.7-100.0)	(50.5-100.0)	(50.2-98.8)	(21.9-49.9)	(12.4-42.0)	(0.5-4.7)	(5.0-11.6)	(58.9-100.0)	--
		x	91.6	84.2	90.5	73.6	41.0	25.4	2.7	7.3	87.2	--
		σ	9.6	13.5	13.2	18.7	7.6	10.9	1.3	2.0	19.5	--
7	Diametro 50 (mm)	Rango	--	--	--	--	(0.074-0.374)	(0.144-0.458)	(0.183-0.540)	(0.109-0.527)	--	--
		x	--	--	--	--	0.160	0.227	0.322	0.287	--	--
		σ	--	--	--	--	0.087	0.063	0.089	0.090	--	--
8	Peso Específico de Sólidos (%)	Rango	(2.55-2.81)	(2.55-2.80)	(2.48-2.79)	(2.5-2.65)	(2.63-2.76)	(2.53-2.70)	(2.54-2.74)	(2.60-2.67)	(2.12-2.45)	--
		x	2.65	2.62	2.59	2.60	2.66	2.62	2.65	2.64	2.31	--
		σ	0.08	0.05	0.10	0.06	0.04	0.04	0.05	0.02	0.17	--
9	Densidad Natural (gr/cc)	Rango	(1.69-2.09)	(1.84-2.06)	(1.61-1.99)	--	(1.9-2.07)	--	--	--	--	--
		x	1.92	1.96	1.86	--	2.00	--	--	--	--	--
		σ	0.10	0.06	0.12	--	0.07	--	--	--	--	--
10	Contenido de Coloides <0.002 mm	Rango	(27.0-68.0)	--	--	--	(20.0-31.9)	--	--	--	--	--
		x	45.4	--	--	--	24.2	--	--	--	--	--
		σ	11.3	--	--	--	6.7	--	--	--	--	--
11	Grado de Saturación (%)	Rango	(77.5-100.0)	(79.9-100.0)	--	--	(73.8-95.4)	--	--	--	--	--
		x	90.4	87.1	--	--	85.3	--	--	--	--	--
		σ	6.1	7.6	--	--	9.8	--	--	--	--	--
12	Relación de Vacios e.	Rango	(0.65-1.21)	(0.53-0.85)	--	--	(0.51-0.61)	--	(0.50-0.55)	--	--	--
		x	0.92	0.66	--	--	0.57	--	0.52	--	--	--
		σ	0.18	0.11	--	--	0.04	--	0.03			

Tabla N° 3.25 Valores Medios y Desviaciones Estándar de las Propiedades Físicas de los Suelos - Sector San Juan - Iquitos

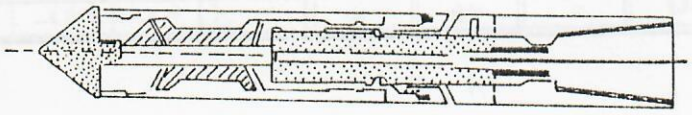
N°	Propiedad/Tipo de Suelo		CH	CL	ML	SC	SM	SP	SP-SM	SM-SC	CL-ML
1	Humedad Natural (%)	Rango	(18.0-63.2)	(14.4-32.9)	(10.5-26.0)	(14.0-24.8)	(10.5-25.6)	(3.5-6.5)	--	--	(16.3-19.3)
		x	34.3	22.4	15.4	19.5	16.1	4.8	--	--	17.7
		σ	9.0	5.4	5.7	4.4	4.6	1.2	--	--	1.5
2	Límite Líquido (%)	Rango	(51.0-98.0)	(24.0-49.0)	(14.5-48.0)	(20.0-61.4)	(17.4-27.2)	--	--	(18.0-20.0)	(22.0-28.0)
		x	71.5	36.5	26.1	31.7	19.9	--	--	19.0	24.3
		σ	12.8	6.5	13.4	9.0	2.9	--	--	1.0	3.2
3	Límite Plástico (%)	Rango	(13.0-28.0)	(12.0-79.0)	--	(10.0-24.0)	--	--	--	(13.0-15.0)	(16.0-22.0)
		x	26.4	17.2	--	15.5	--	--	--	13.7	18.3
		σ	5.2	2.9	--	2.9	--	--	--	1.2	3.2
4	Indice Plástico (%)	Rango	(29.0-64.3)	(8.0-30.0)	--	(7.0-37.4)	--	--	--	(5.0-6.0)	--
		x	45.0	19.2	--	16.2	--	--	--	5.3	--
		σ	10.1	5.7	--	7.1	--	--	--	0.6	--
5	Límite de Contracción (%)	Rango	(12.1-23.7)	(16.0-18.5)	--	--	--	--	--	--	--
		x	18.1	17.3	--	--	--	--	--	--	--
		σ	3.8	1.1	--	--	--	--	--	--	--
6	Contenido de finos % que pasa la Malla 200	Rango	(63.0-100.0)	(54.7-99.5)	(51.5-87.1)	(18.0-49.5)	(13.3-27.8)	(1.0-4.2)	(5.8-9.5)	(33.0-43.9)	(59.2-65.9)
		x	92.3	73.4	59.6	37.8	24.7	2.4	7.0	39.5	63.2
		σ	8.3	13.7	17.3	8.3	9.4	1.2	1.5	5.7	22.3
7	Diametro 50 (mm)	Rango	--	--	--	(0.074-0.256)	(0.135-0.324)	(0.240-0.436)	(0.180-0.449)	(0.100-0.145)	--
		x	--	--	--	0.146	0.206	0.375	0.283	0.118	--
		σ	--	--	--	0.051	0.063	0.080	0.109	0.024	--
8	Peso Específico de Sólidos (%)	Rango	(2.61-2.69)	(2.61-2.68)	--	(2.62-2.65)	--	(2.65-2.66)	--	--	(2.63-2.67)
		x	2.65	2.64	--	2.63	--	2.66	--	--	2.65
		σ	0.03	0.03	--	0.02	--	0.01	--	--	0.02
9	Densidad Natural (gr/cc)	Rango	(1.61-2.05)	(1.85-2.02)	--	(1.92-1.97)	--	--	--	--	--
		x	1.85	1.96	--	1.91	--	--	--	--	--
		σ	0.13	0.06	--	0.07	--	--	--	--	--
10	Contenido de Coloides < 0.002 mm	Rango	(27.8-75.6)	--	--	--	--	--	--	--	--
		x	48.0	--	--	--	--	--	--	--	--
		σ	17.2	--	--	--	--	--	--	--	--
11	Grado de Saturación (%)	Rango	(82.9-99.9)	--	--	(52.3-89.0)	--	--	--	--	--
		x	90.9	--	--	71.8	--	--	--	--	--
		σ	6.8	--	--	18.5	--	--	--	--	--
12	Relación de Vacíos e.	Rango	(0.68-1.22)	--	--	(0.63-0.86)	--	--	--	--	--
		x	1.01	--	--	0.71	--	--	--	--	--
		σ	0.21	--	--	0.10	--	--	--	--	--



a) Punta de penetrómeto de fricción



b) Punta de penetrómetro mecánico



c) Punta de penetrómetro eléctrico

FIG. N° 3.1 TIPOS DE CONOS DE PENETRACION

(REF. SCHMERTMANN , 1978)

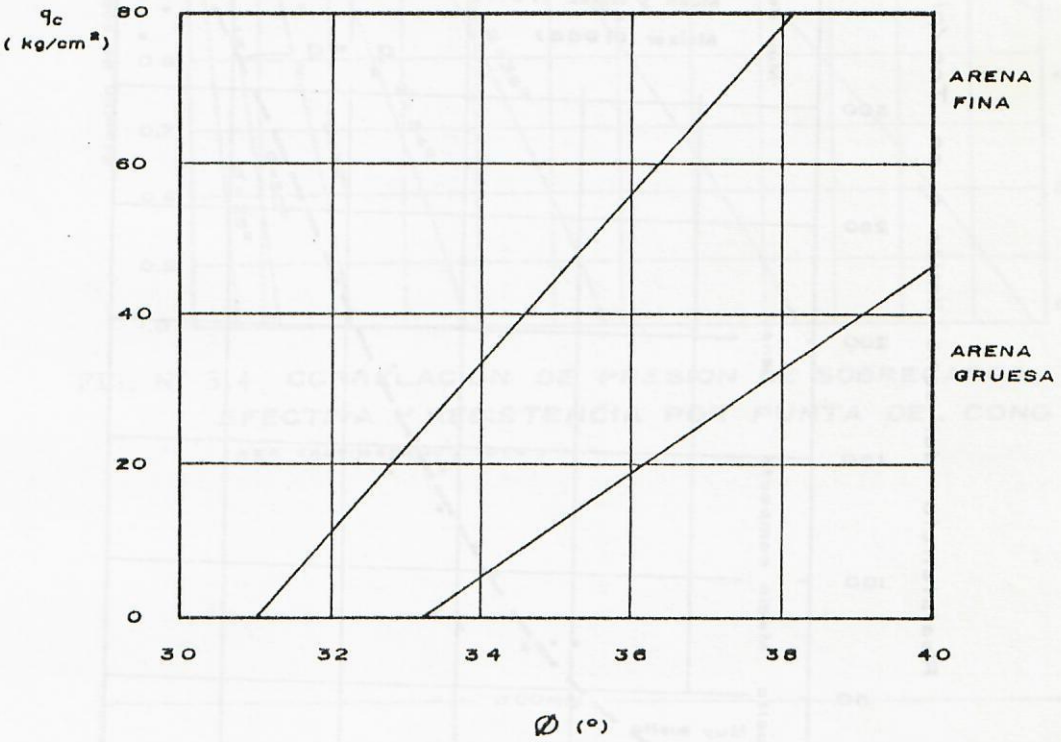


FIG. N° 3.2 GRAFICO DE SCHMERTMANN PARA ESTIMAR EL ANGULO DE FRICCION INTERNO DE ARENAS EN FUNCION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO HOLANDES (q_c)

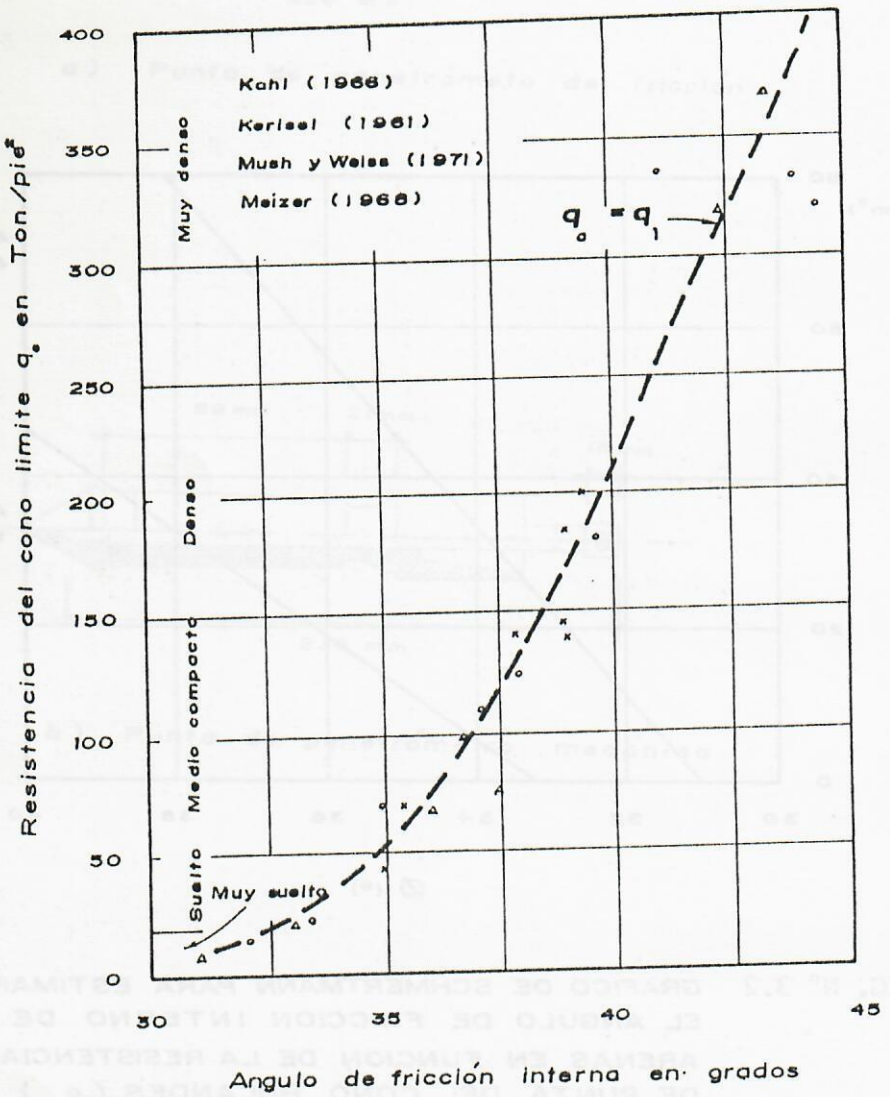


FIG. N° 3.3 VALOR APROXIMADO RESISTENCIA LIMITE DEL CONO - ANGULO DE FRICCION EN ARENAS.

(REF. MEYERHOFF, 1976)

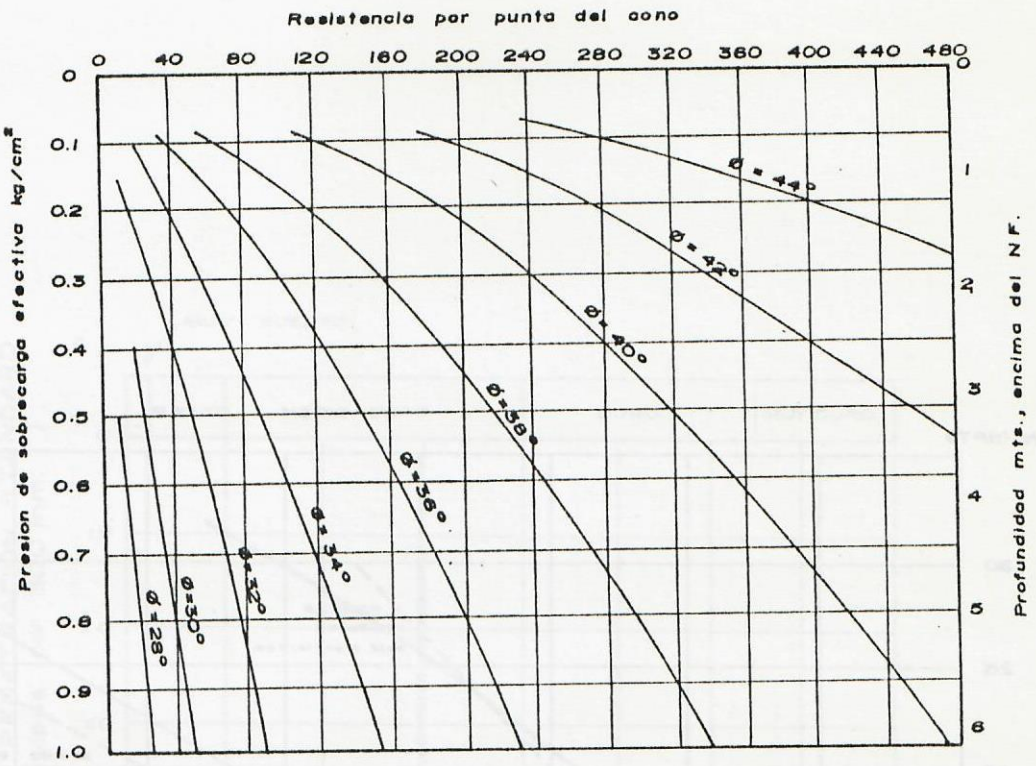


FIG. N° 3.4 CORRELACION DE PRESION DE SOBRECARGA EFECTIVA Y RESISTENCIA POR PUNTA DEL CONO

(REF. TROFIMENKOV, 1974)

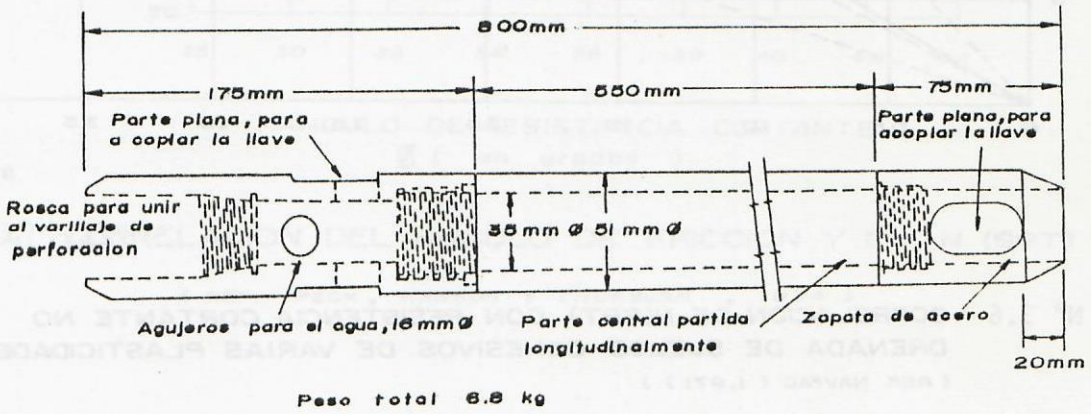


FIG. N° 3.5 PENETROMETRO STANDARD

(REF. TERZAGHI Y PECK, 1976)

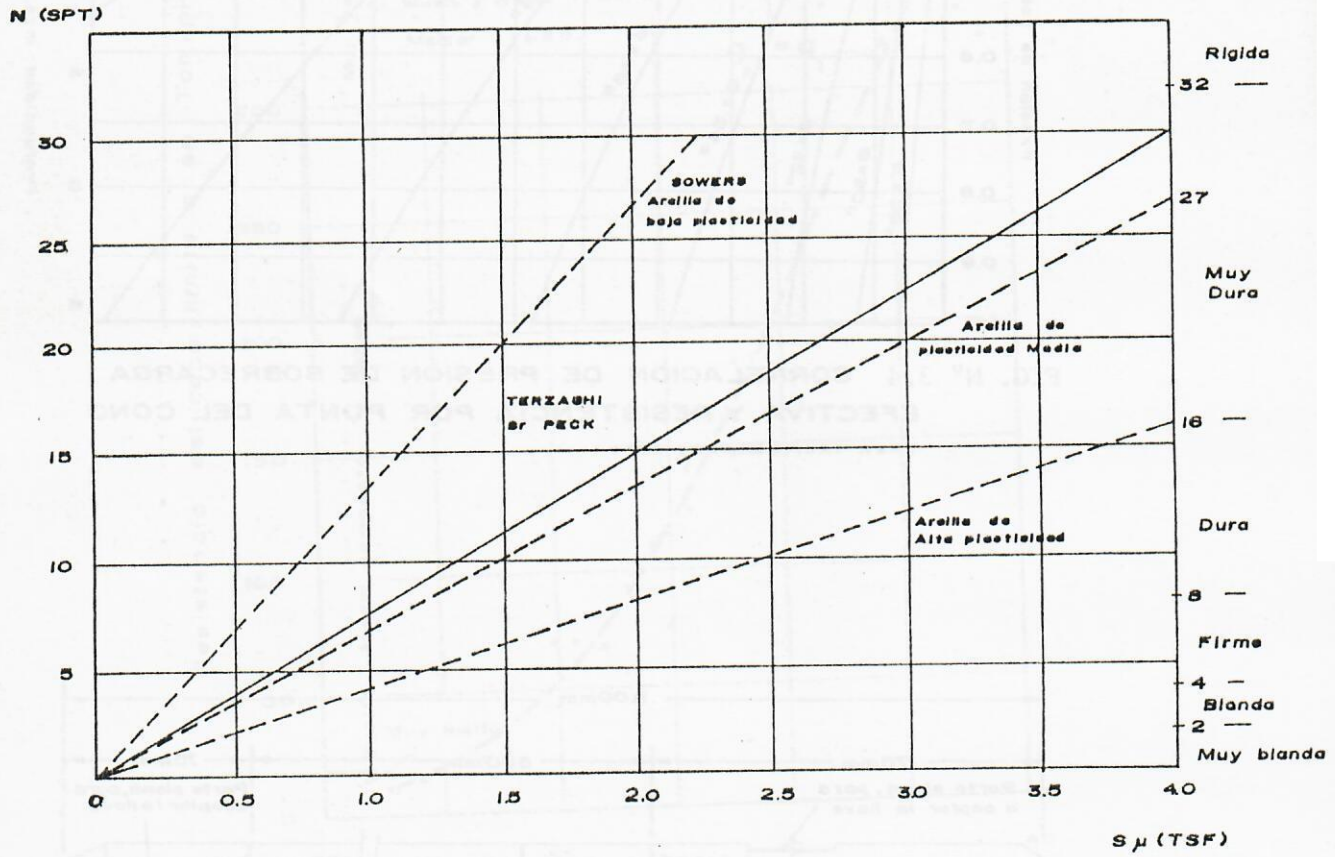


FIG. N° 3.6 CORRELACION DE N(SPT) CON RESISTENCIA CORTANTE NO DRENADA DE SUELOS COHESIVOS DE VARIAS PLASTICIDADES

(REF. NAVFAC (1,971))

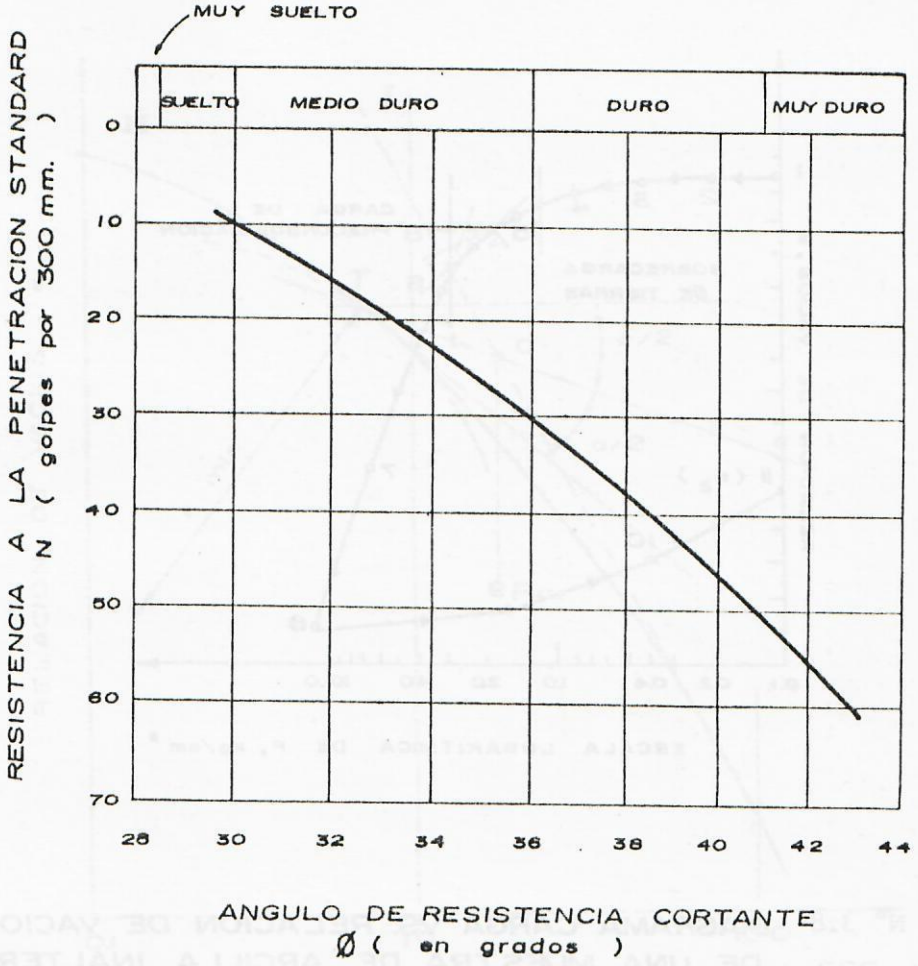


FIG. N° 3.7 CORRELACION DEL ANGULO DE FRICCION Y EL N (SPT)

(REF. PECK, HANSON Y THORBURN , 1974)

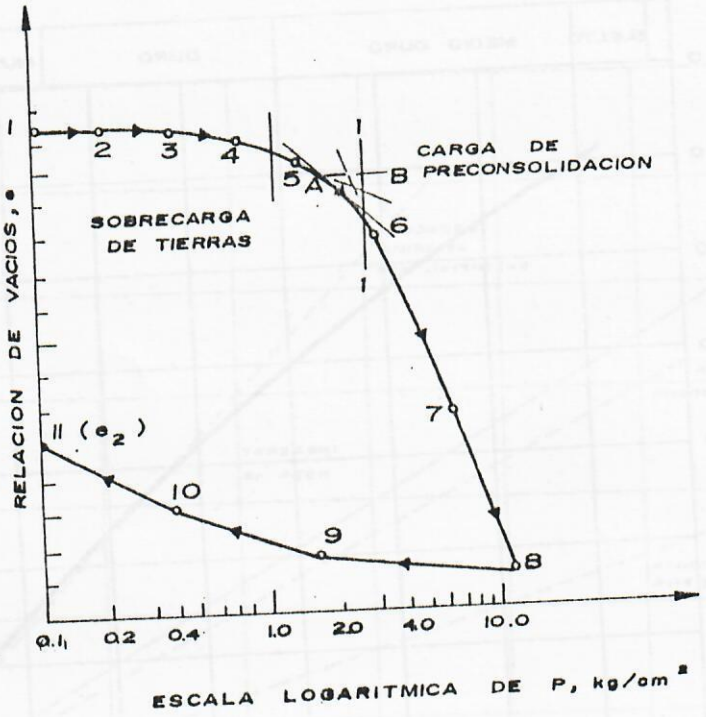


FIG. N° 3.8 DIAGRAMA CARGA VS. RELACION DE VACIOS DE UNA MUESTRA DE ARCILLA INALTERADA

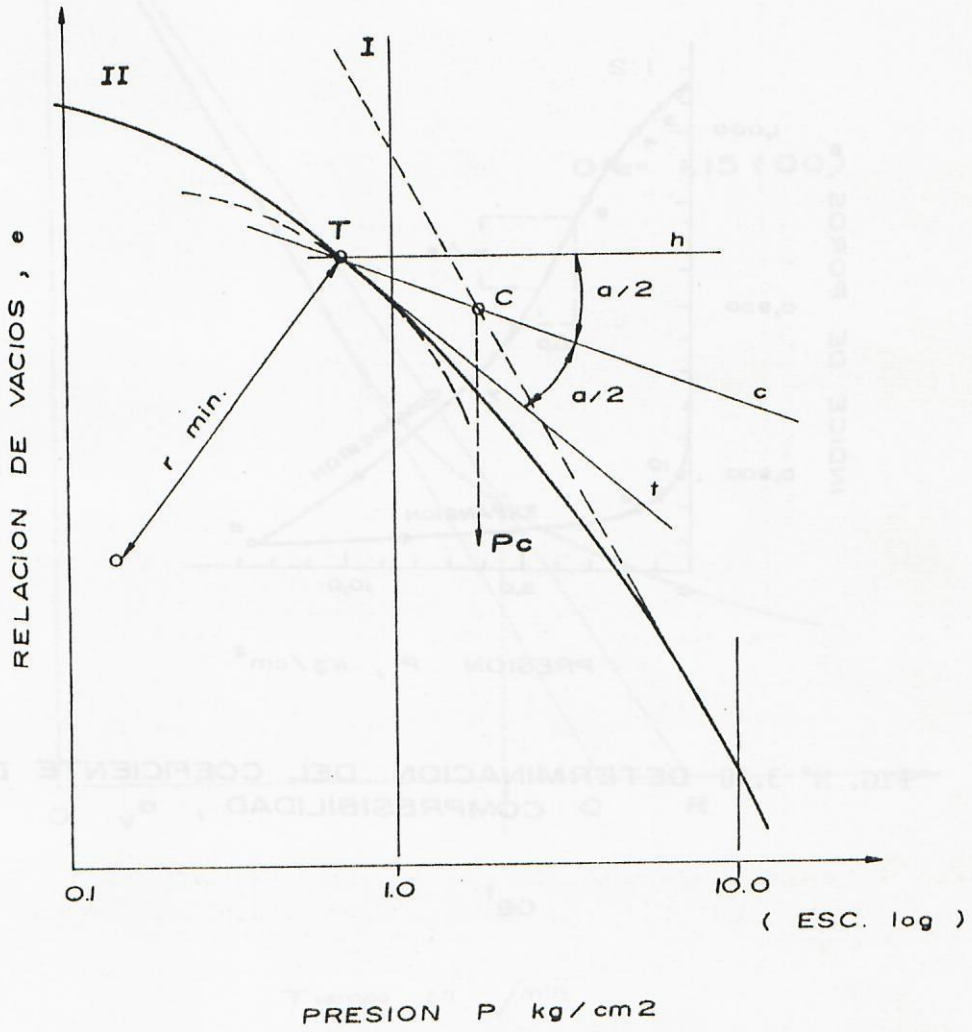


FIG. N° 3.9 DETERMINACION DE LA CARGA DE PRECONSOLIDACION

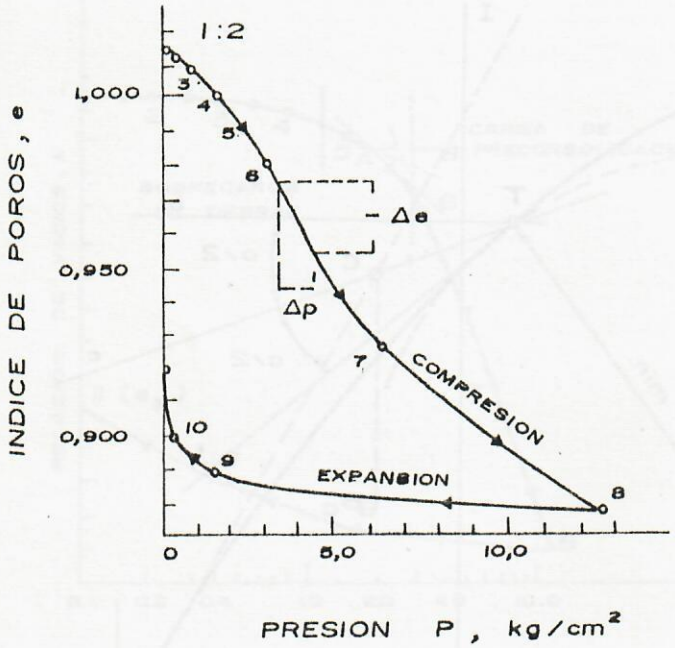


FIG. N° 3.10 DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD, a_v

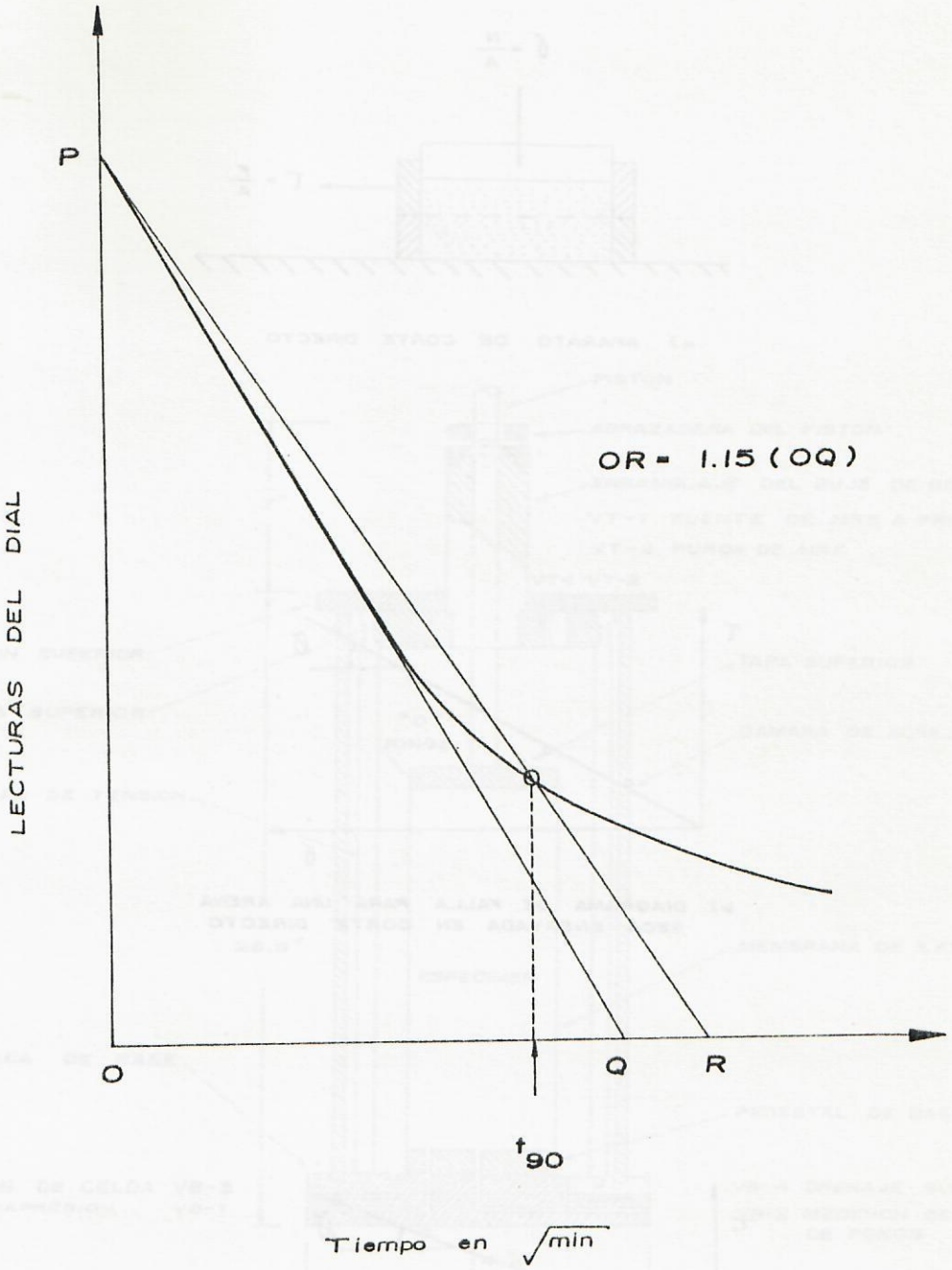
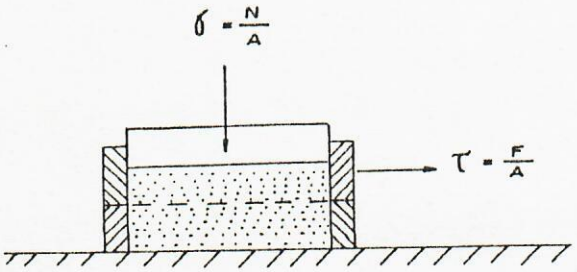
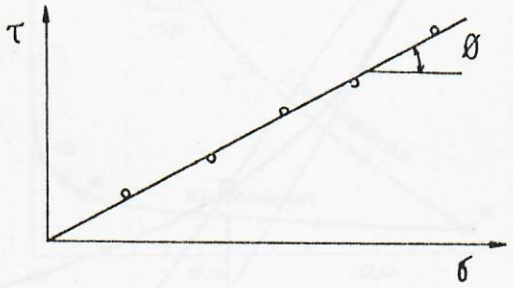


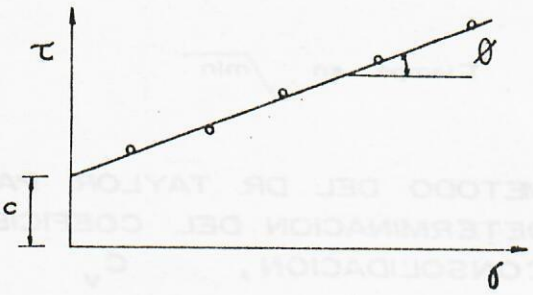
FIG. N° 3.11 METODO DEL DR. TAYLOR PARA LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION, C_v



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° 3.12 DIAGRAMA DE RESISTENCIA CORTANTE

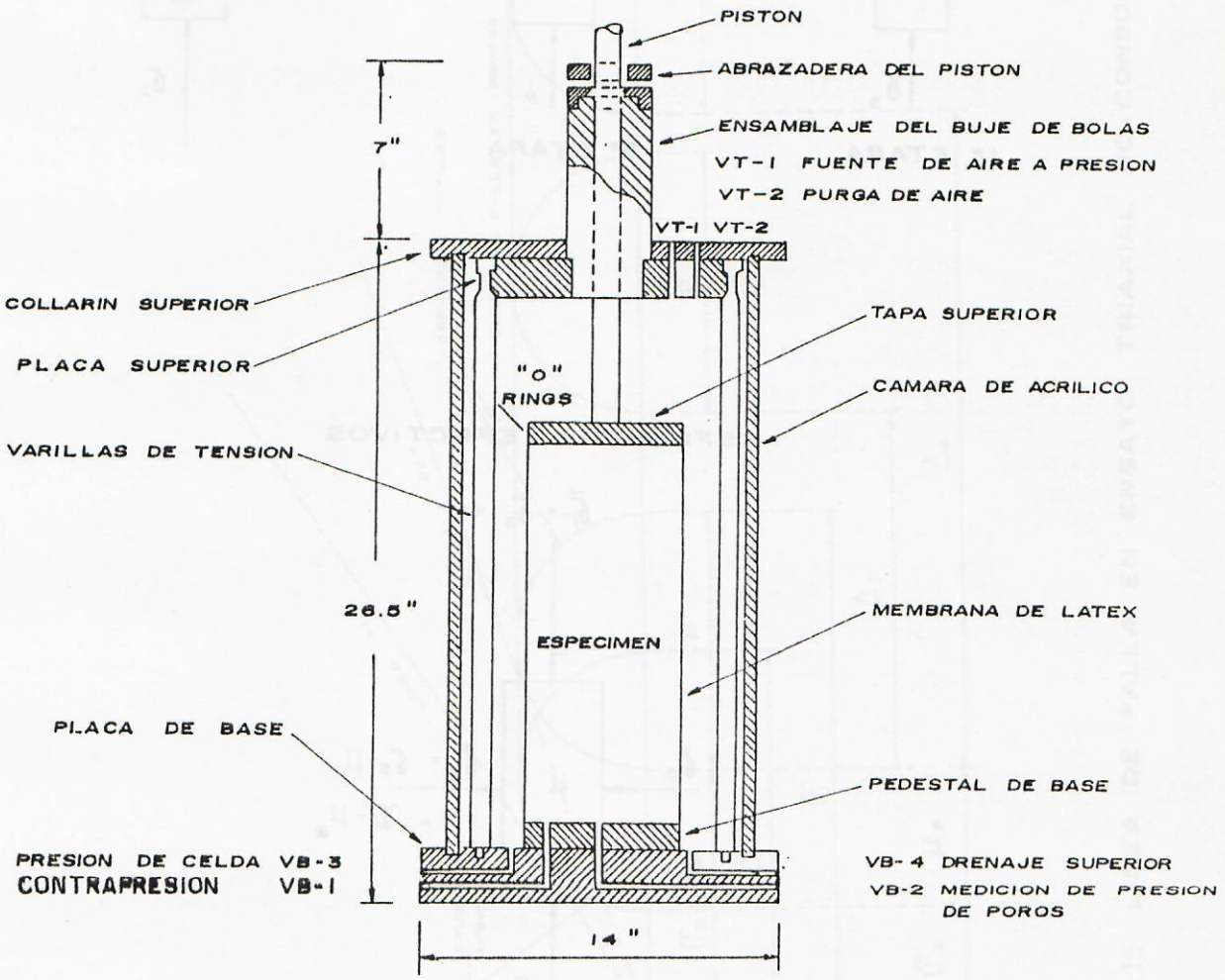


FIG. N° 3.13 CARACTERISTICAS DE LA CELDA TRIAXIAL

(1 pug = 25.4 mm)

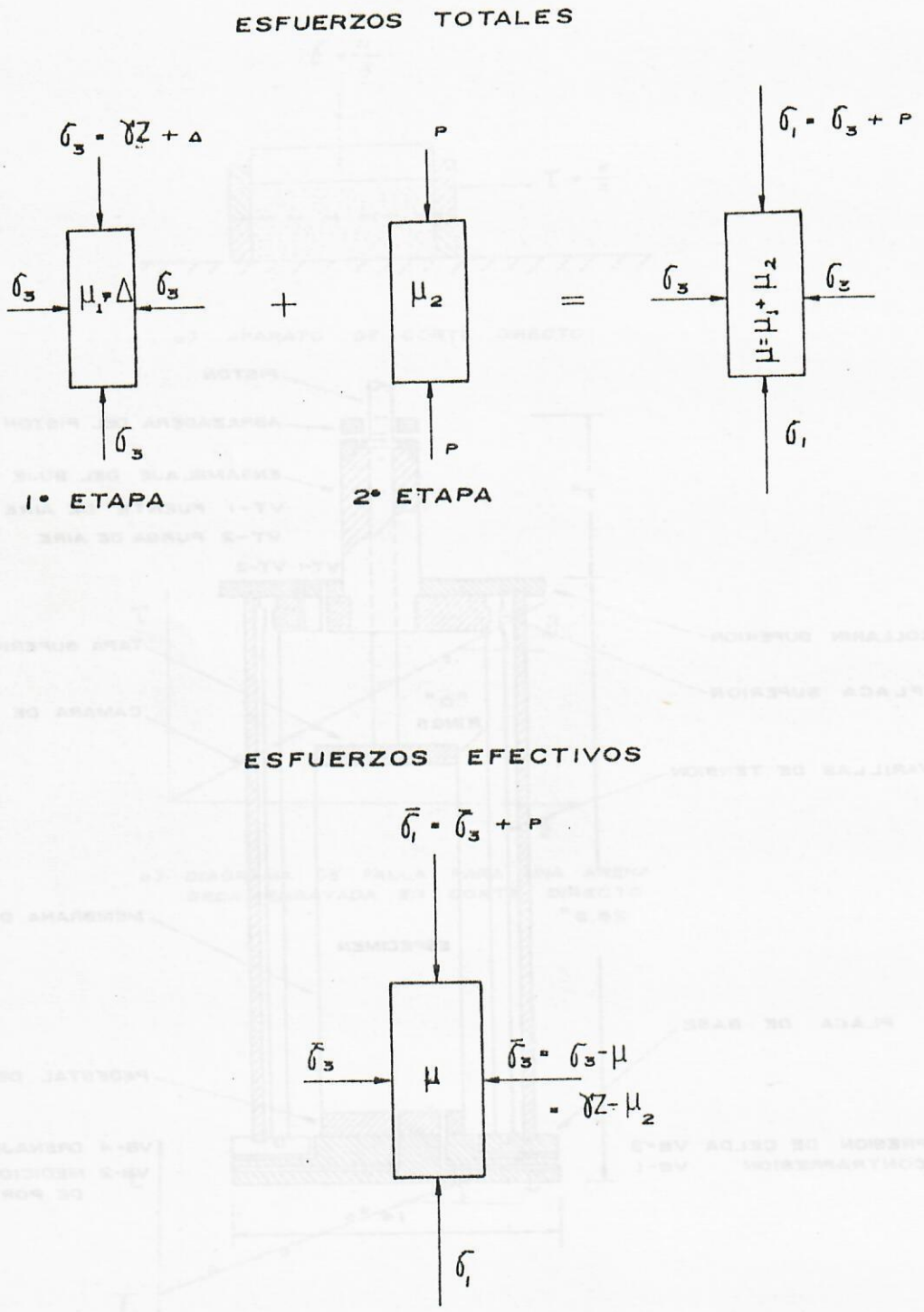


FIG. N° 3.14 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TOTALES Y EFECTIVOS EN EL ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL NO CONSOLIDADO - NO DRENADO (UU)

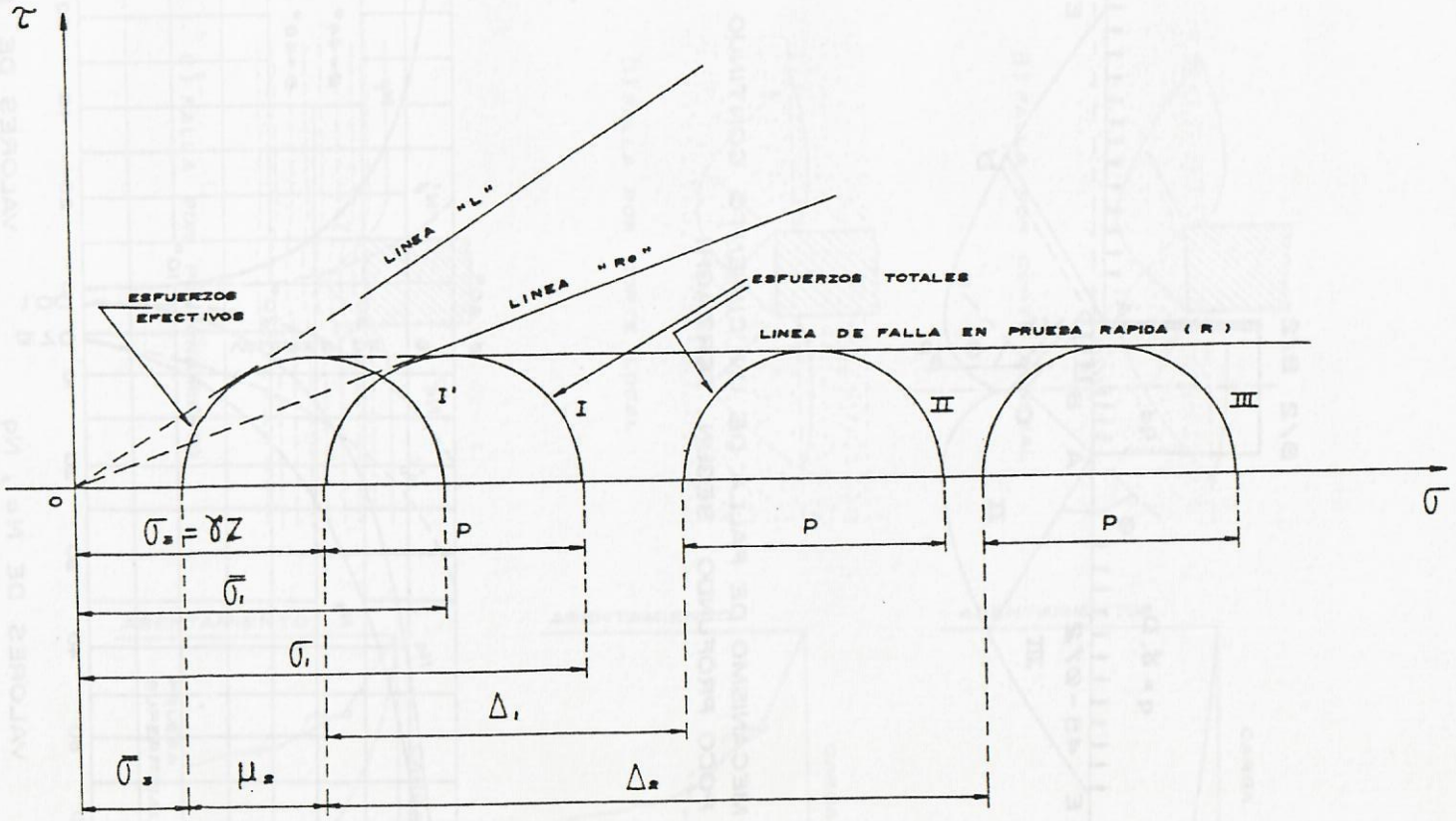


FIG. N° 3.15 LINEA DE FALLA EN ENSAYO TRIAXIAL NO CONSOLIDADO – NO DRENADO (UU)

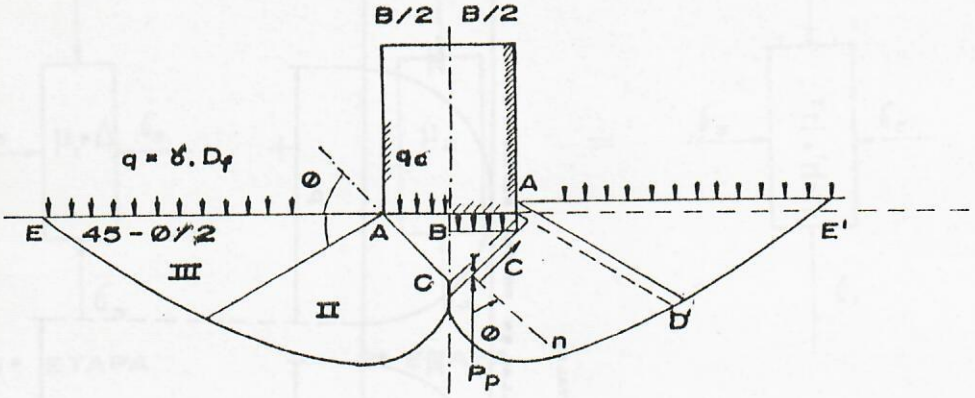


FIG. N° 3.16 MECANISMO DE FALLA DE UN CIMIENTO CONTINUO POCO PROFUNDO SEGUN TERZAGHI

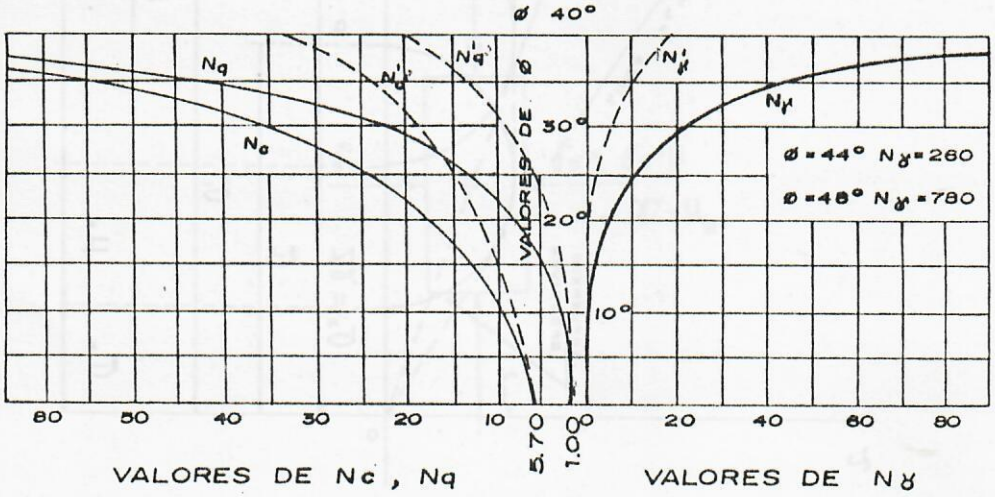


FIG. N° 3.17 FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA PARA APLICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI

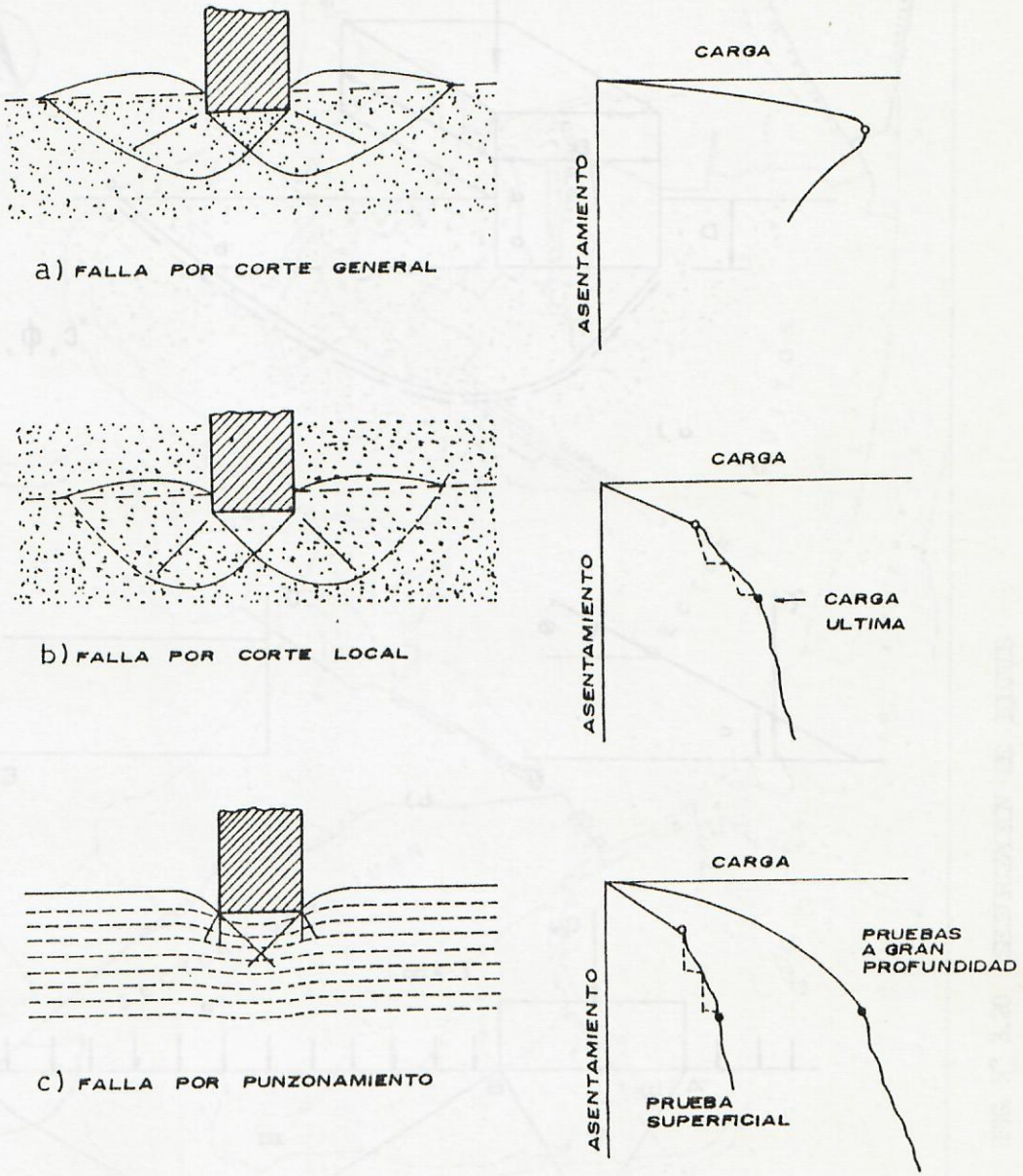


FIG. N° 3.18 FORMAS DE FALLAS POR CAPACIDAD DE CARGA (Ref. Vesic , 1963)

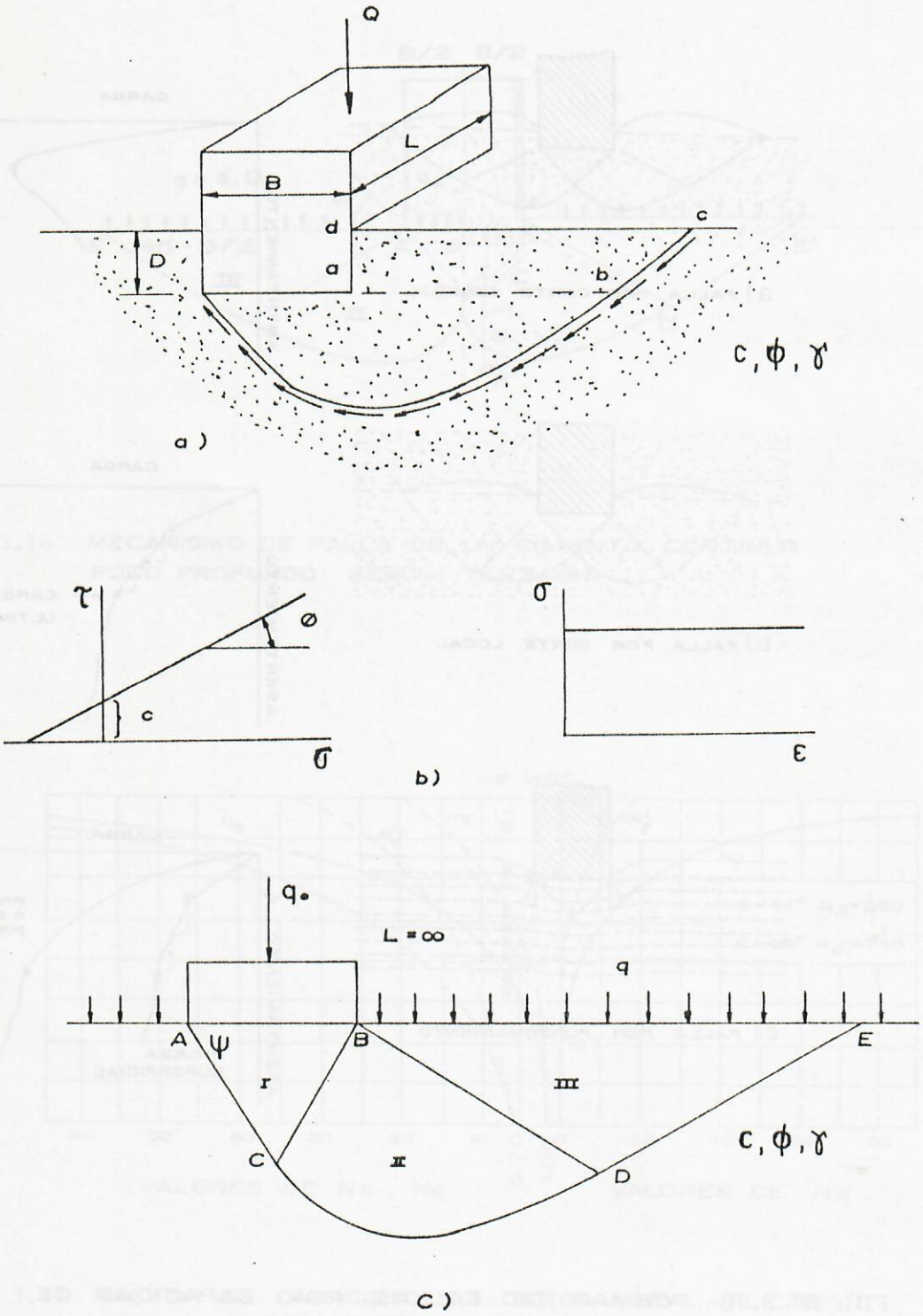


FIG. N° 3.19 EL PROBLEMA DE CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES
(REF. : Veslo , A, 1963)

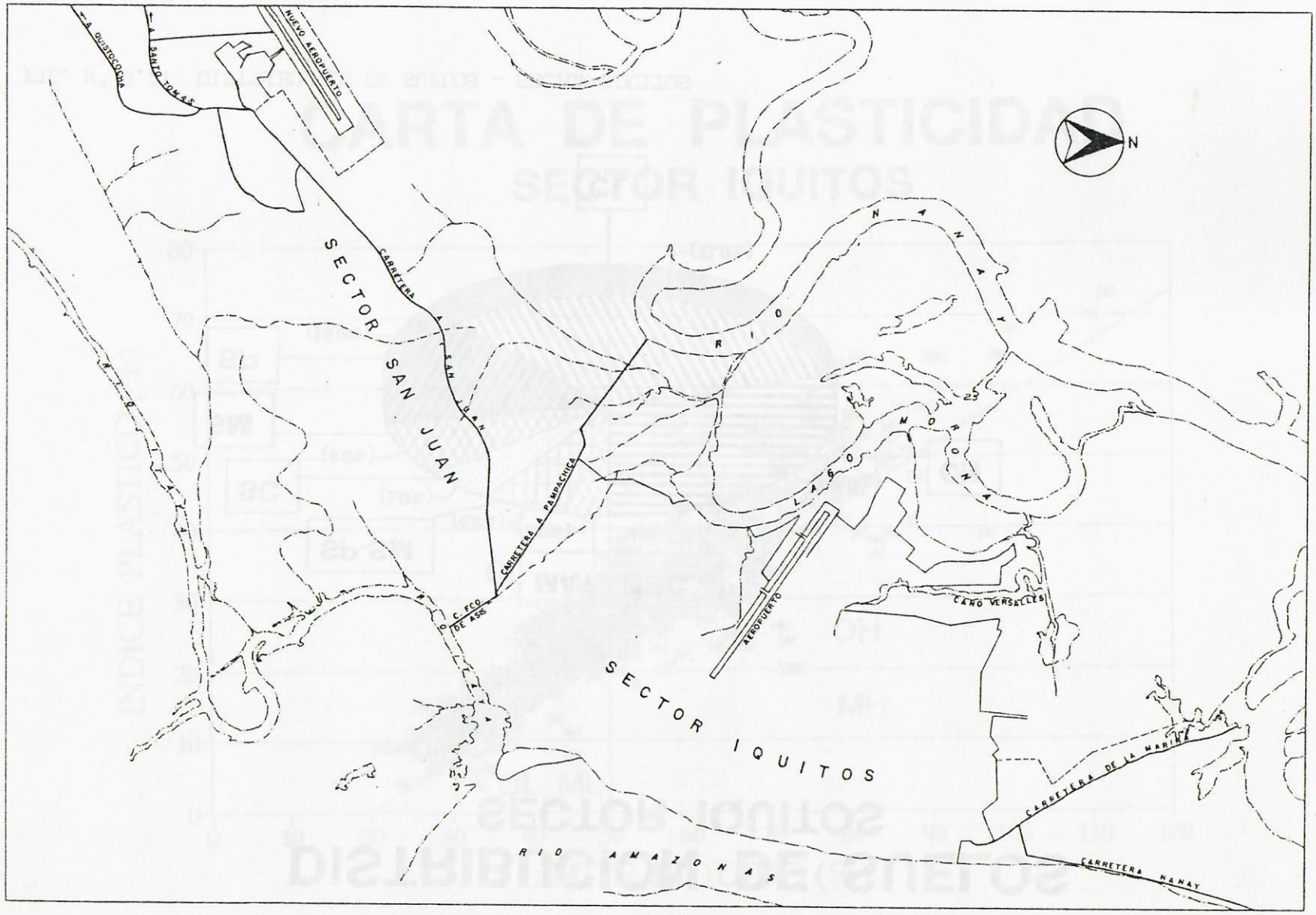


FIG. N° 3.20 SECTORIZACION DE IQUITOS

DISTRIBUCION DE SUELOS
SECTOR IQUITOS

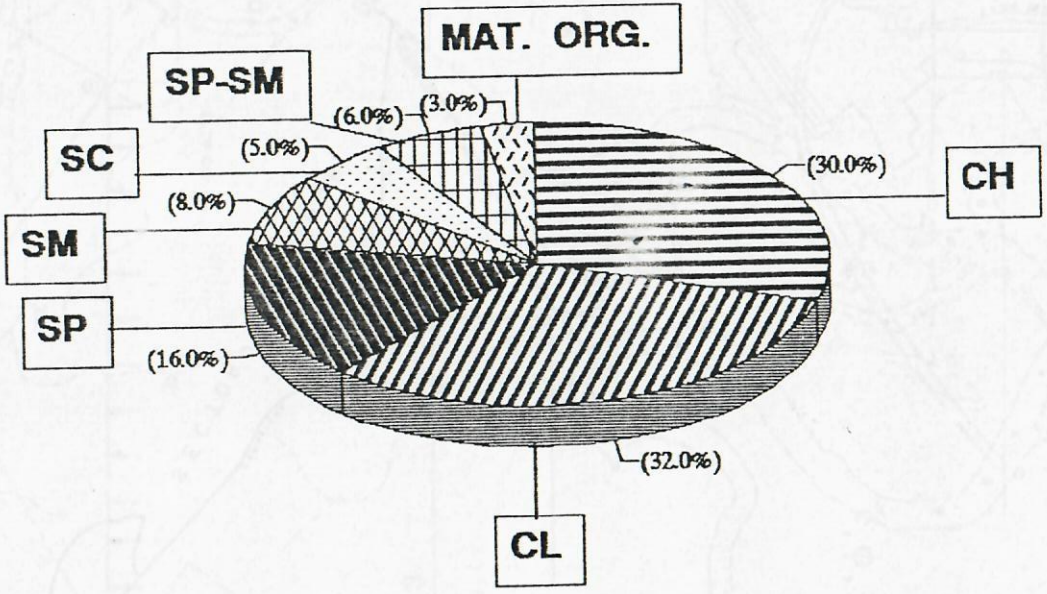


FIG. N° 3.21 DISTRIBUCION DE SUELOS - SECTOR IQUITOS

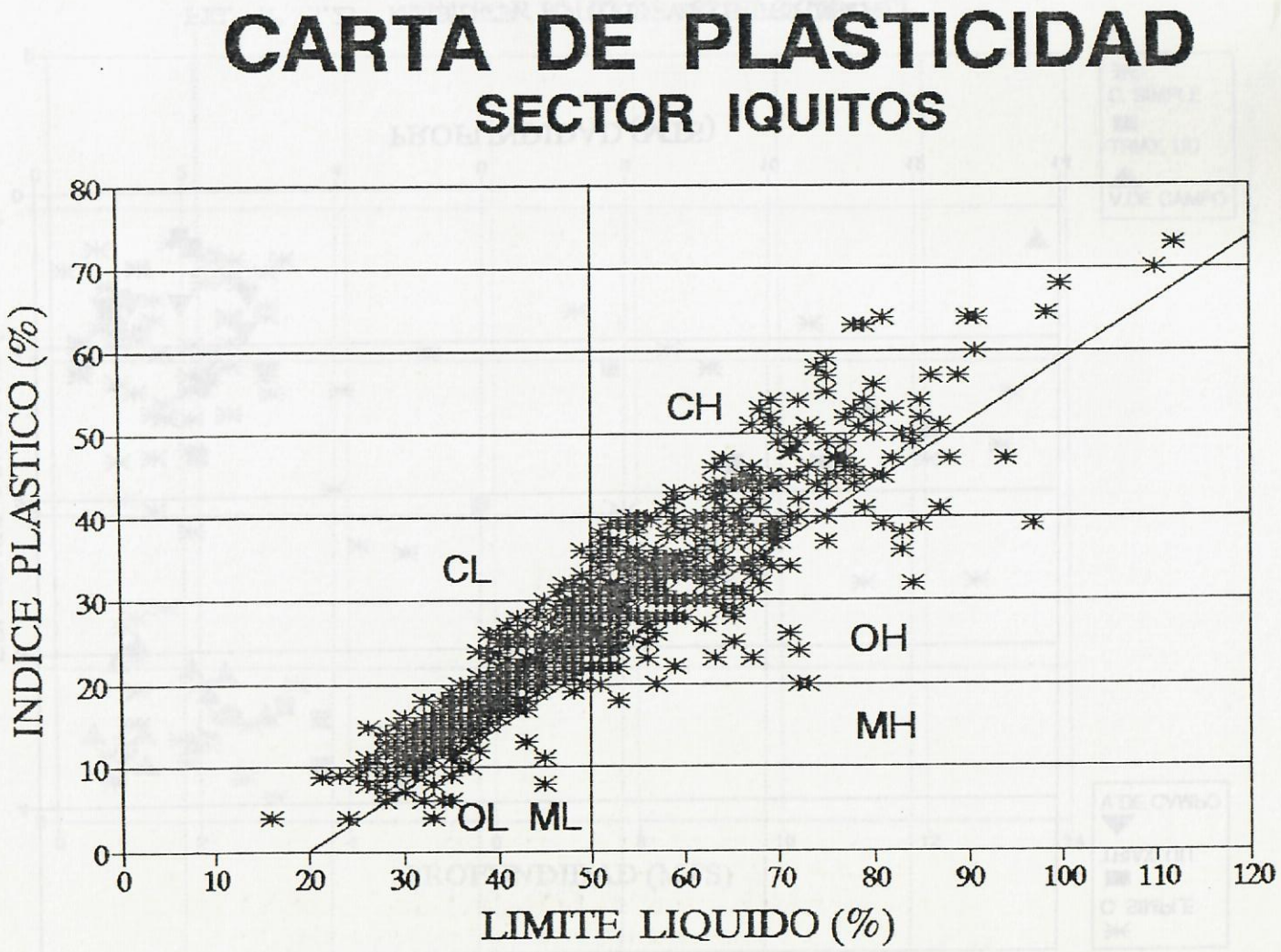


FIG. N° 3.22 CARTA DE PLASTICIDAD - SECTOR IQUITOS

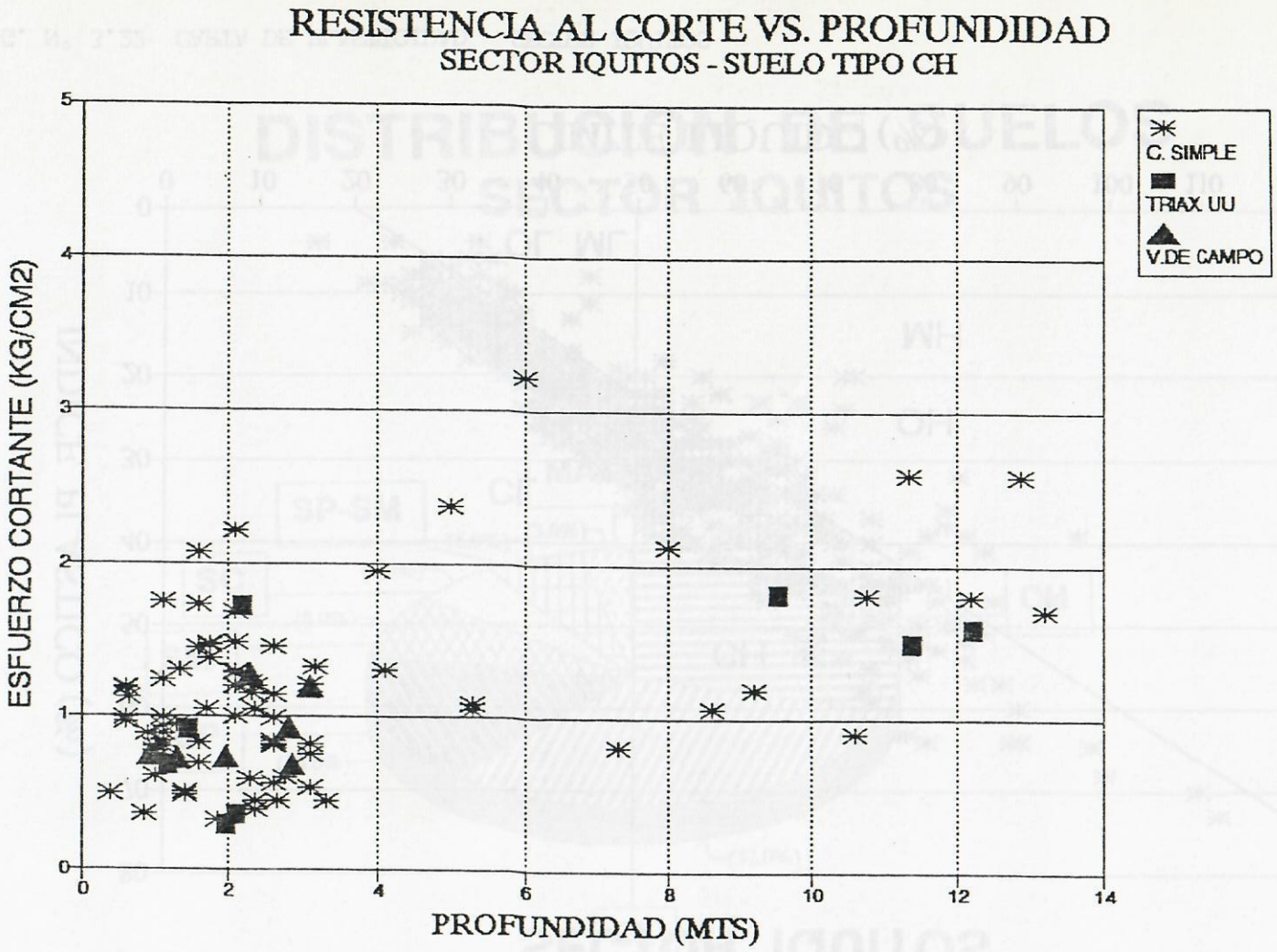


FIG. N° 3.23 RESISTENCIA AL CORTE VERSUS PROFUNDIDAD

SECTOR IQUITOS - SUELO TIPO CH

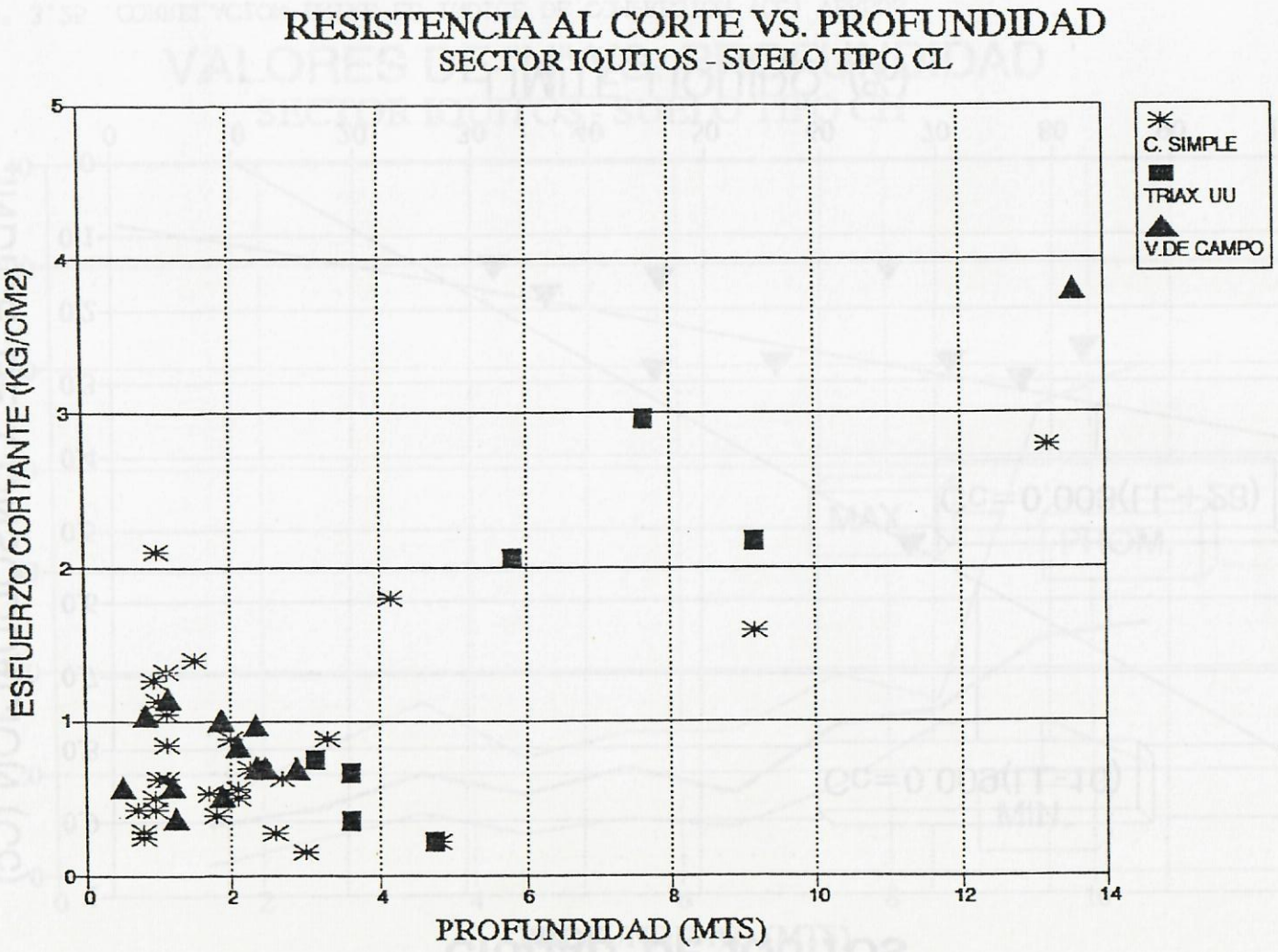


FIG. N° 3.24 RESISTENCIA AL CORTE VERSUS PROFUNDIDAD

SECTOR IQUITOS - SUELO TIPO CL

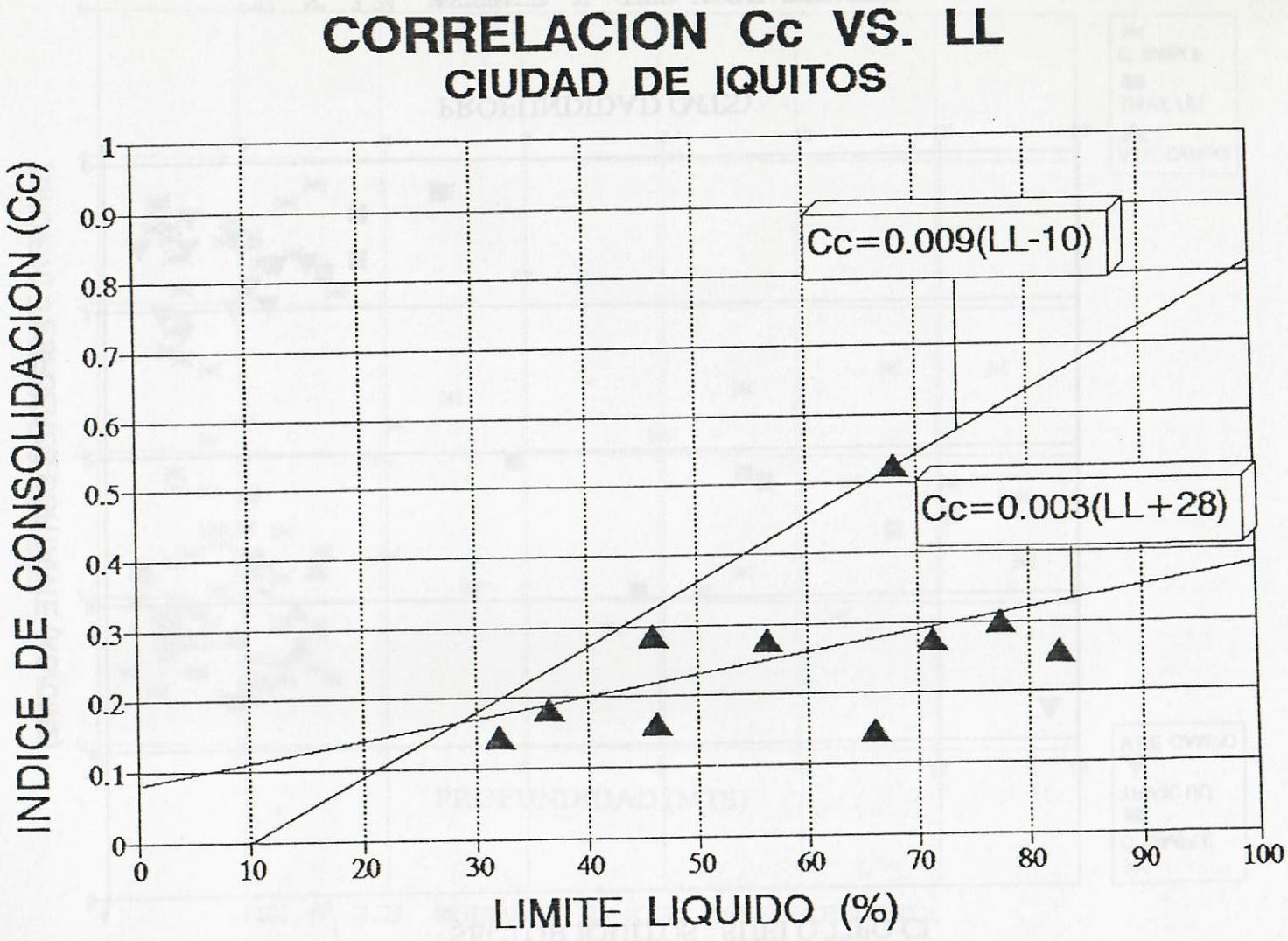


FIG. N° 3.25 CORRELACION ENTRE EL INDICE DE COMPRESION (Cc) VERSUS EL LIMITE LIQUIDO (LL) - IQUITOS

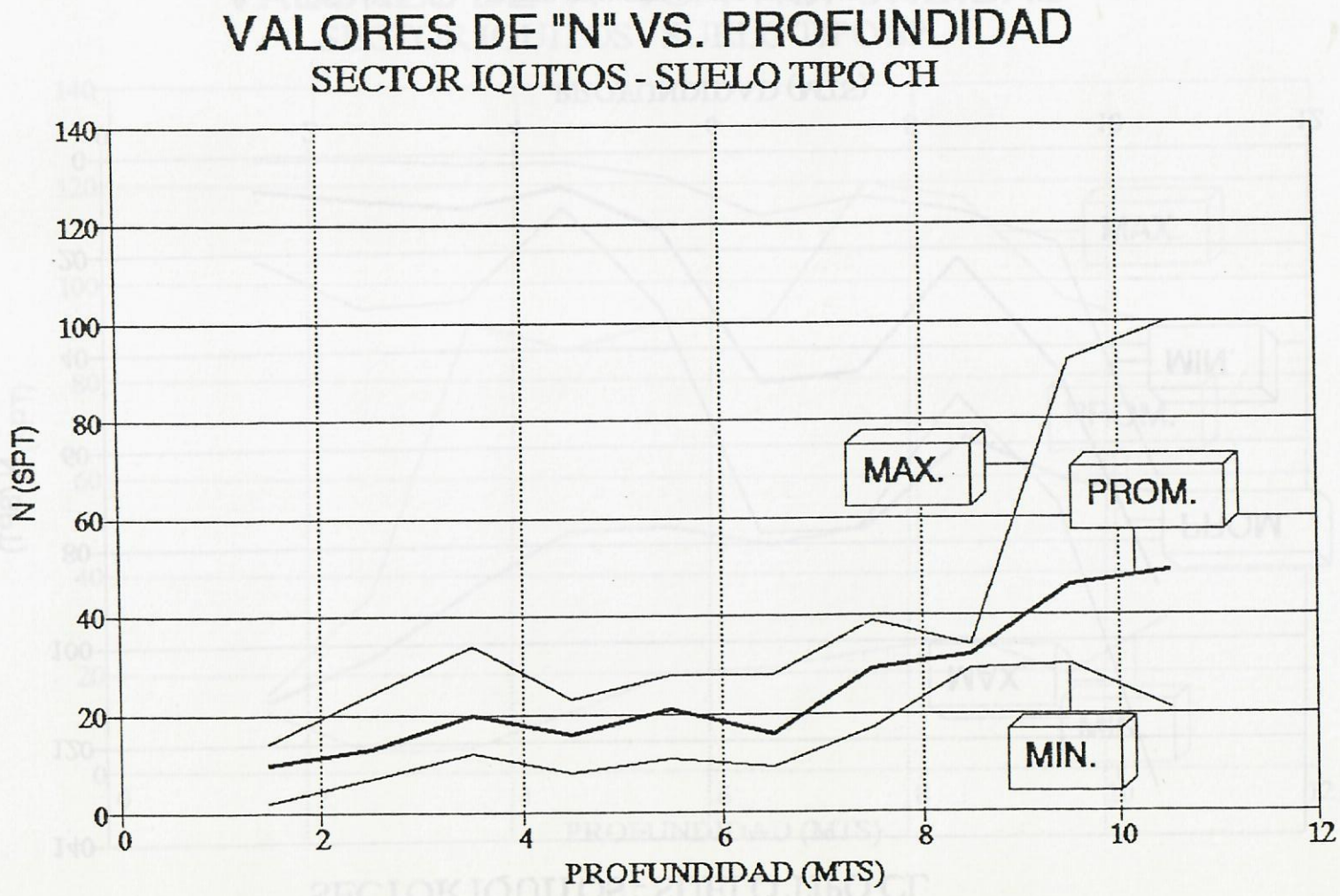


FIG. N° 3.26 VALORES DE N(SPT) VERSUS PROFUNDIDAD

SECTOR IQUITOS - SUELO TIPO CH

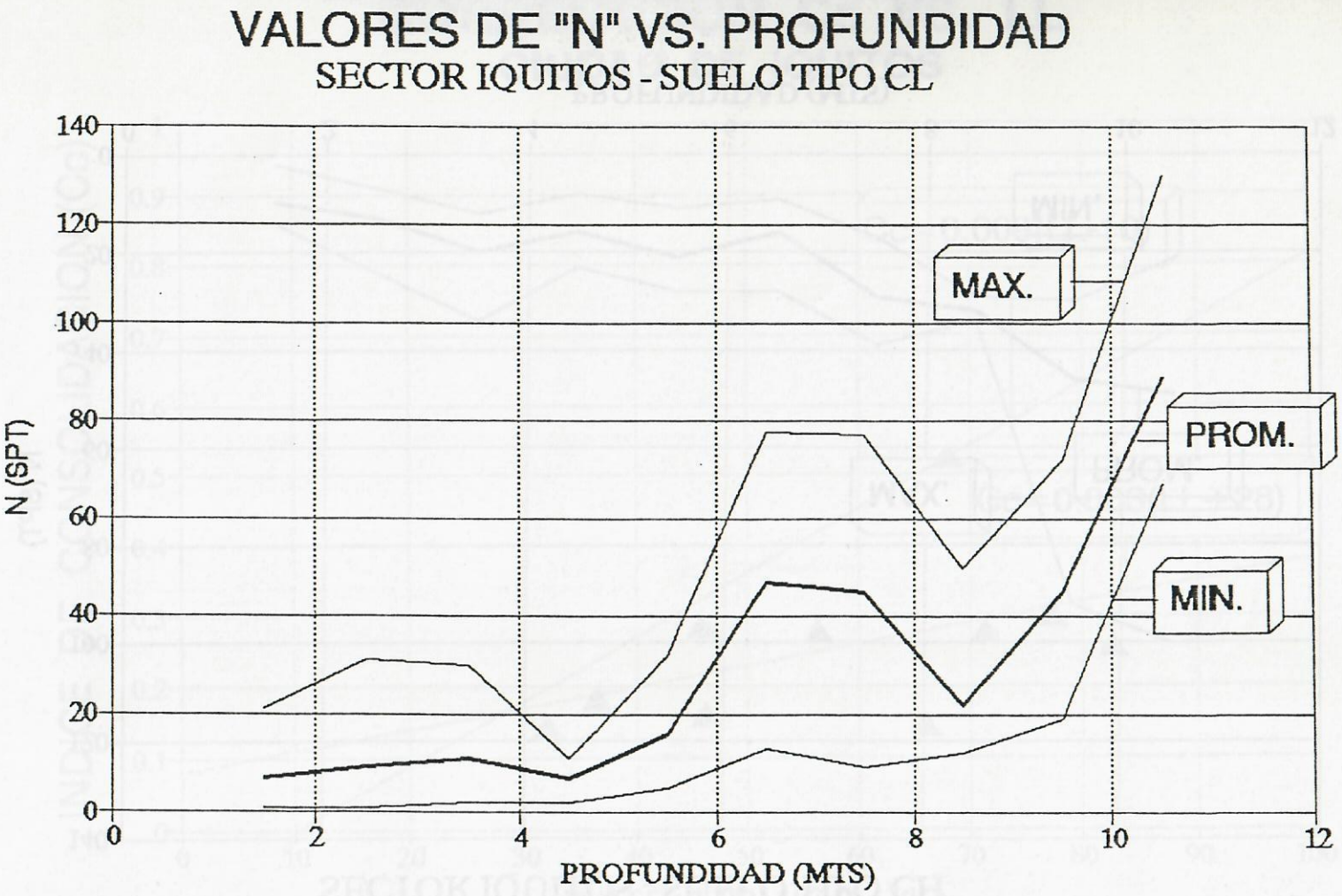


FIG. N° 3.27 VALORES DE N(SPT) VERSUS PROFUNDIDAD

SECTOR IQUITOS - SUELO TIPO CL

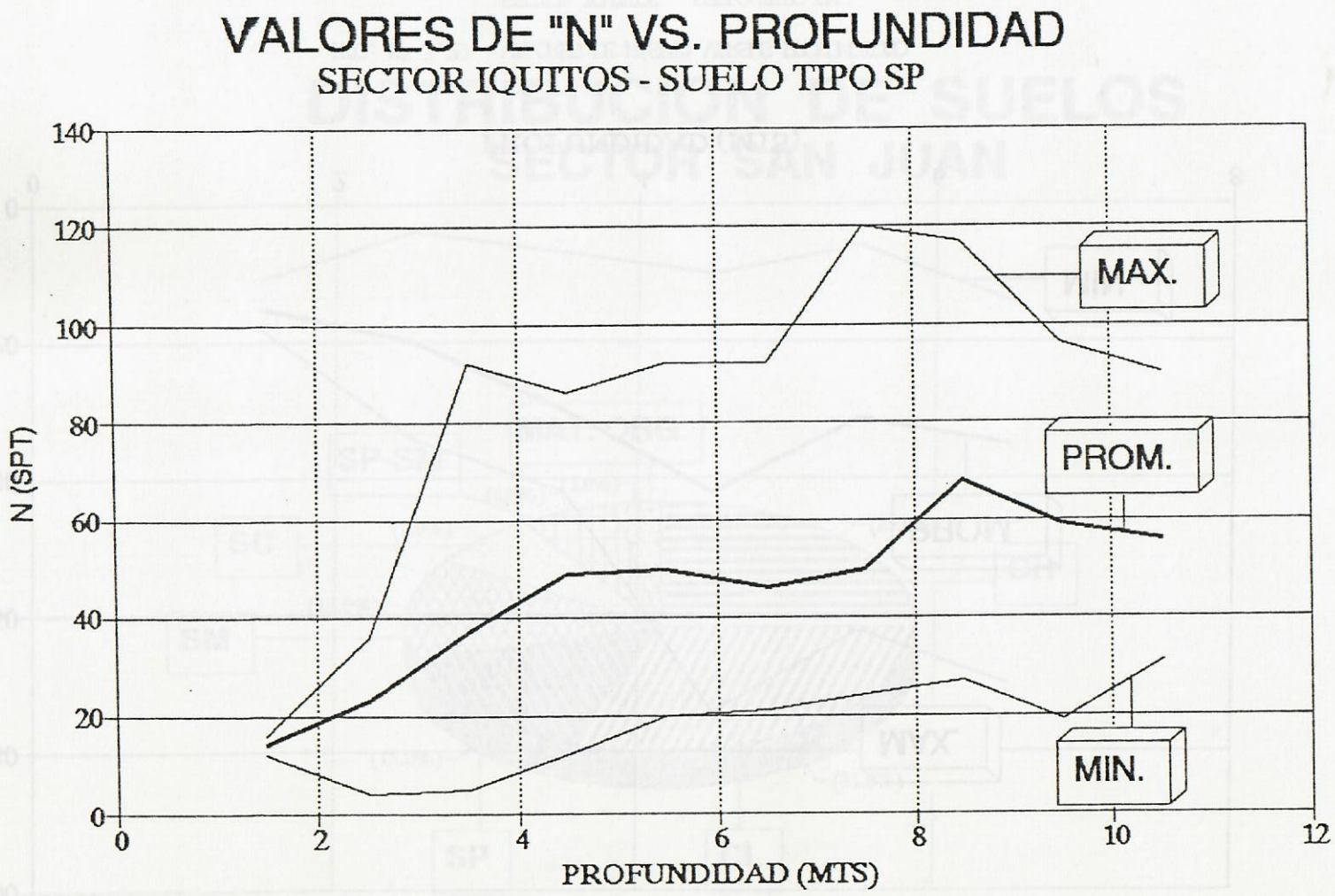


FIG. N° 3.28 VALORES DE N(SPT) VERSUS PROFUNDIDAD

SECTOR IQUITOS - SUELO TIPO SP

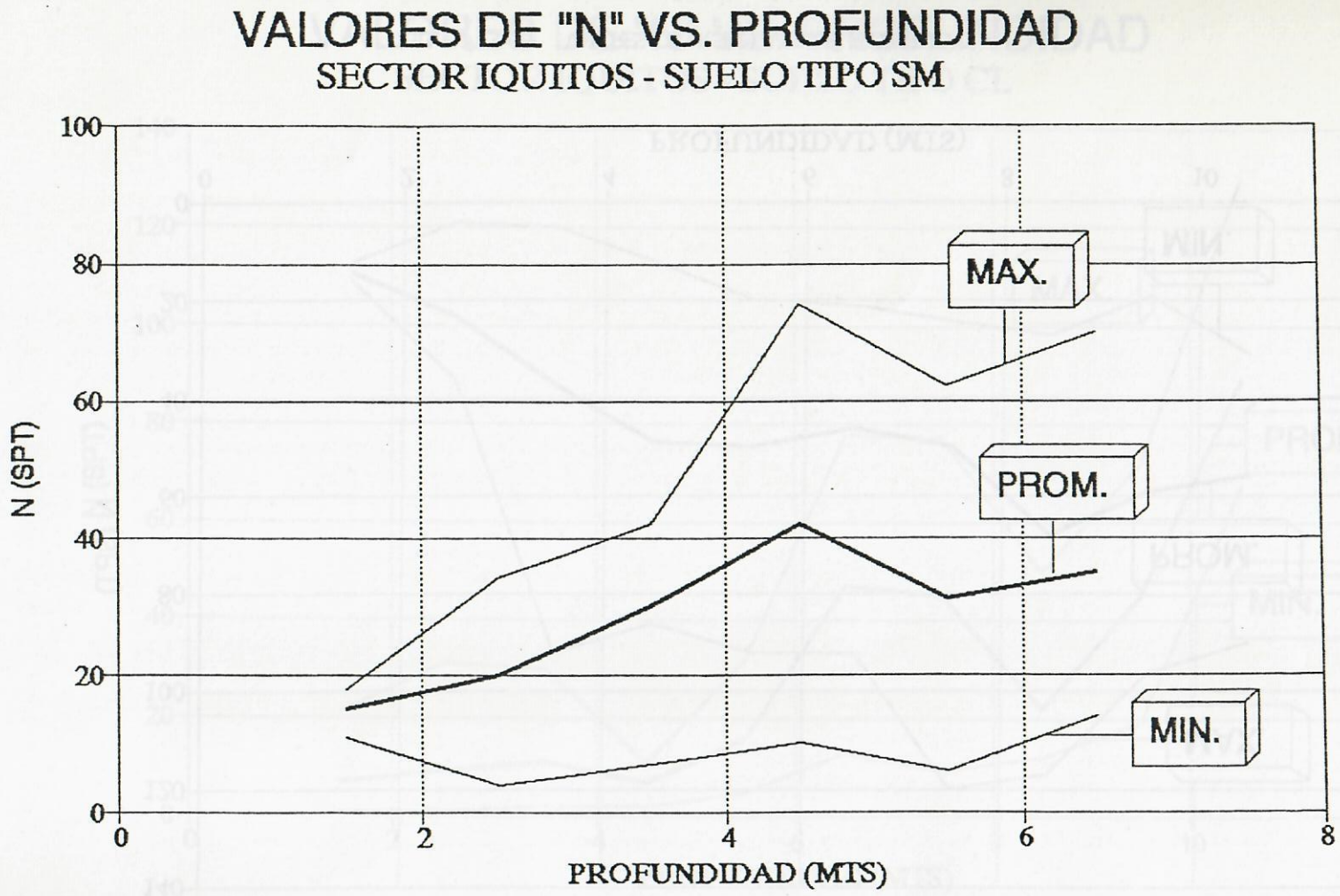


FIG. N° 3.29 VALORES DE N(SPT) VERSUS PROFUNDIDAD

SECTOR IQUITOS - SUELO TIPO SM

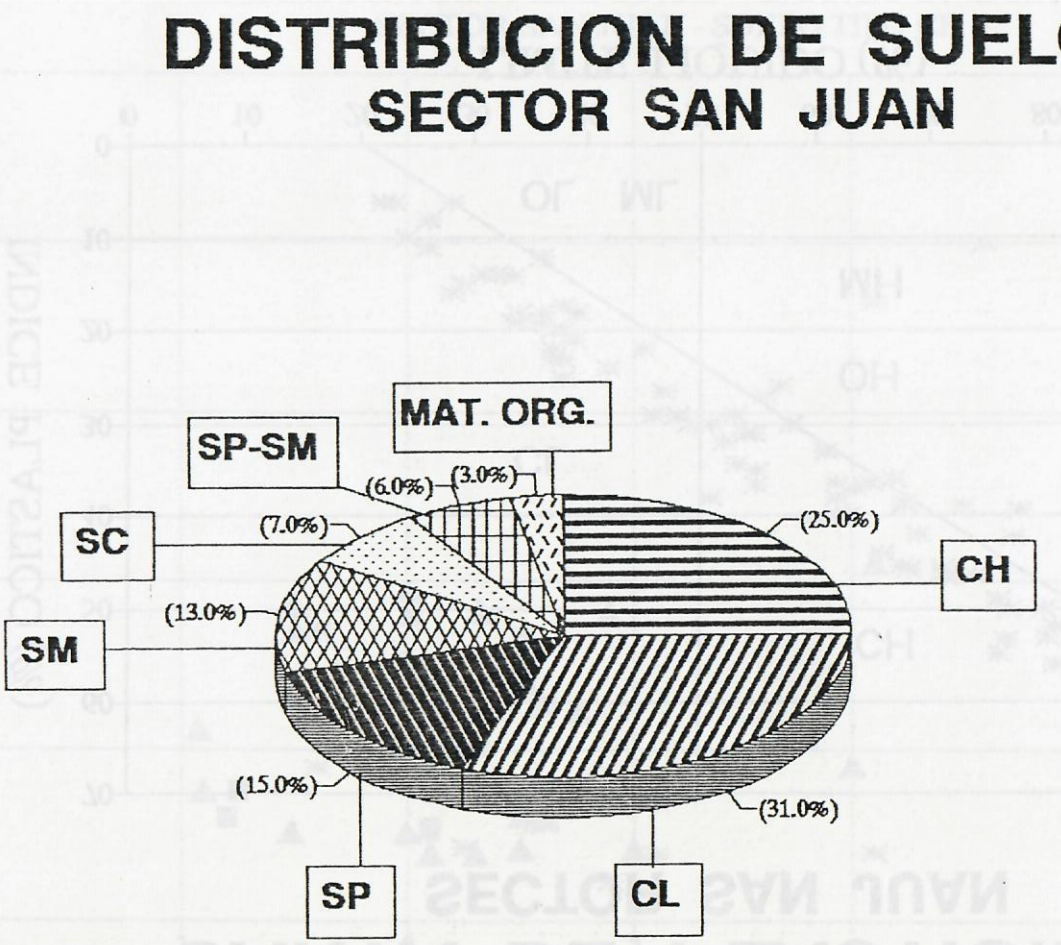


FIG. N° 3.30 DISTRIBUCION DE SUELOS - SECTOR SAN JUAN

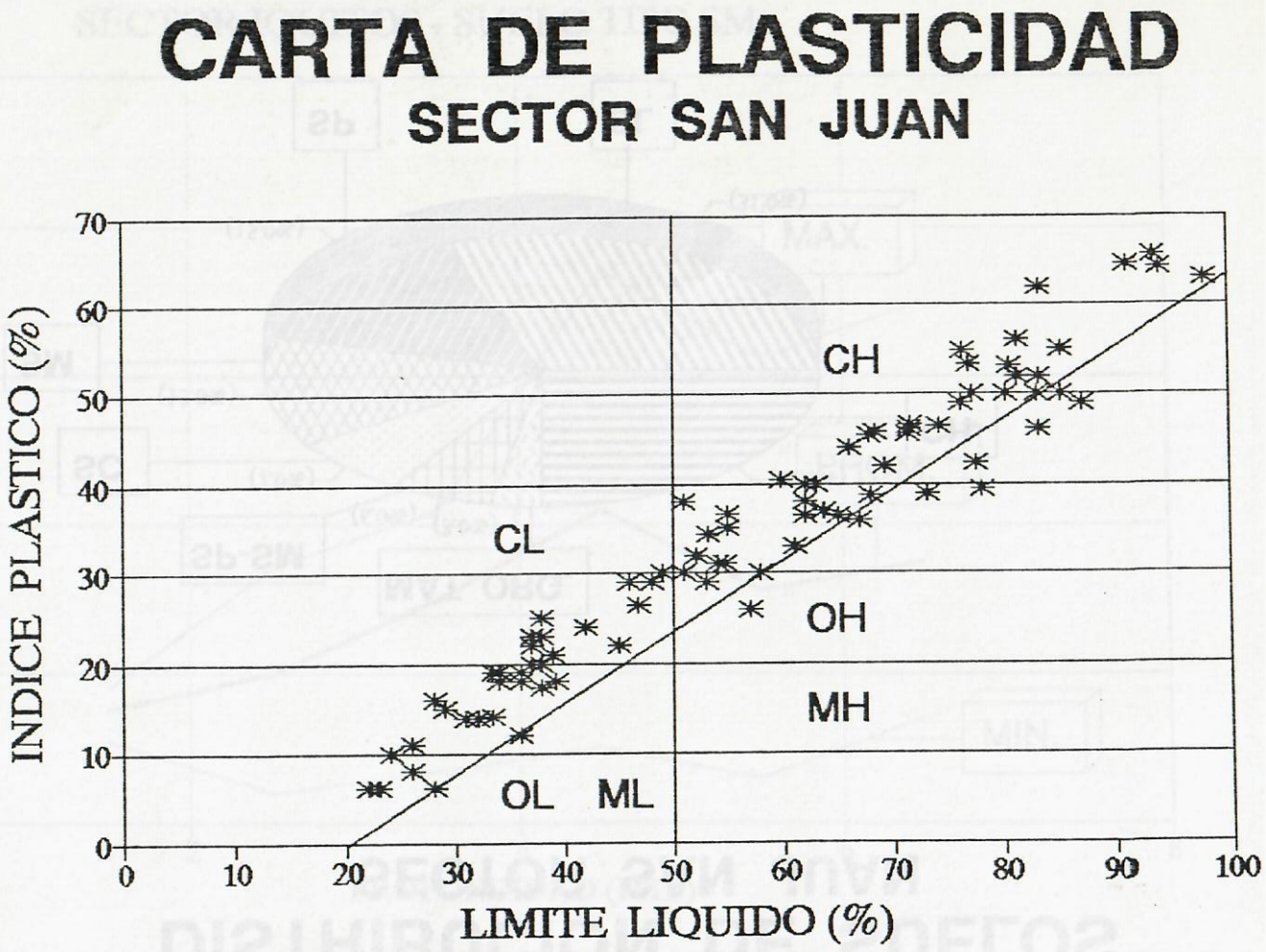


FIG. N° 3.31 CARTA DE PLASTICIDAD - SECTOR SAN JUAN

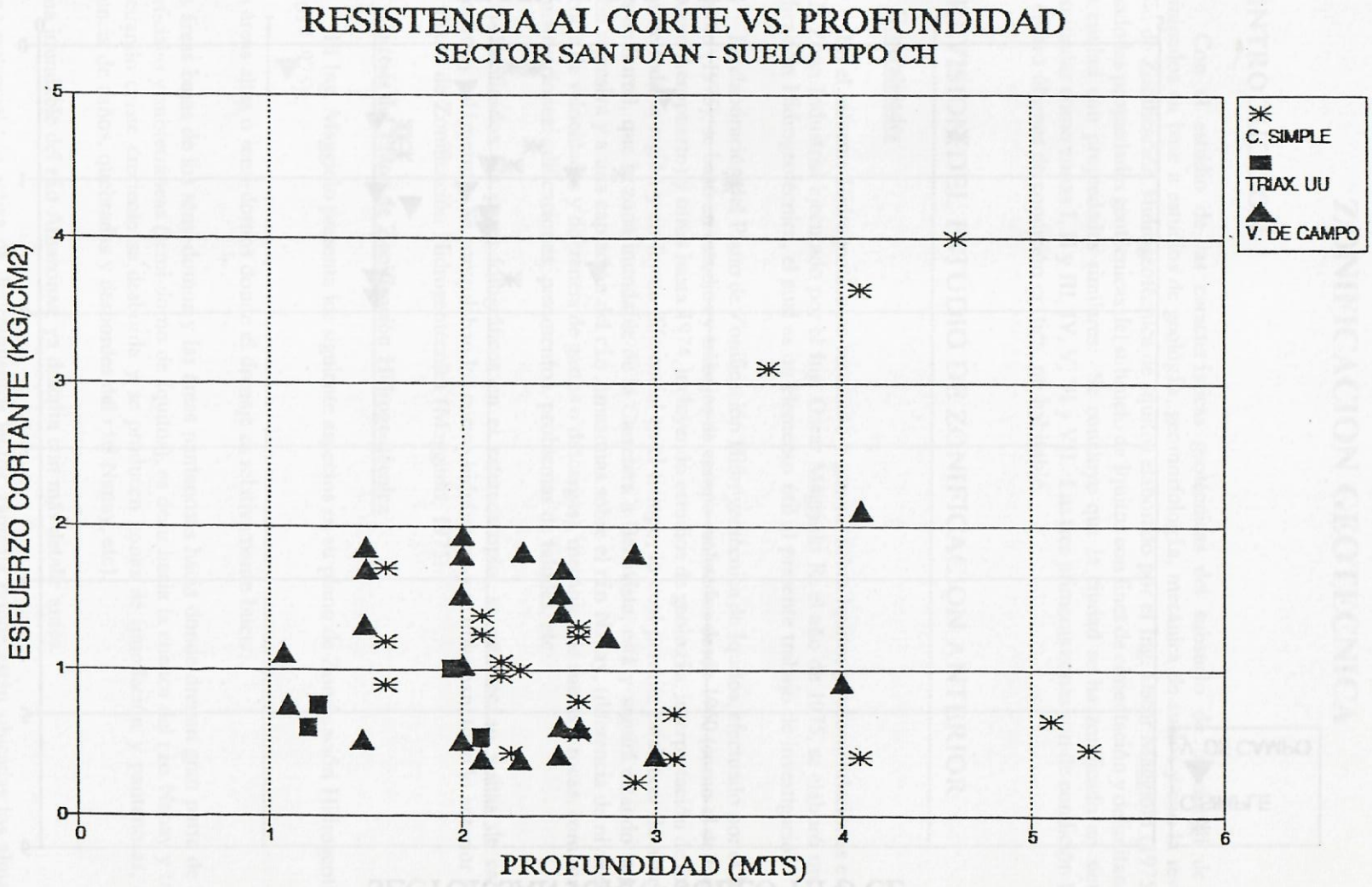


FIG. N° 3.32 RESISTENCIA AL CORTE VERSUS PROFUNDIDAD

SECTOR SAN JUAN - SUELO TIPO CH

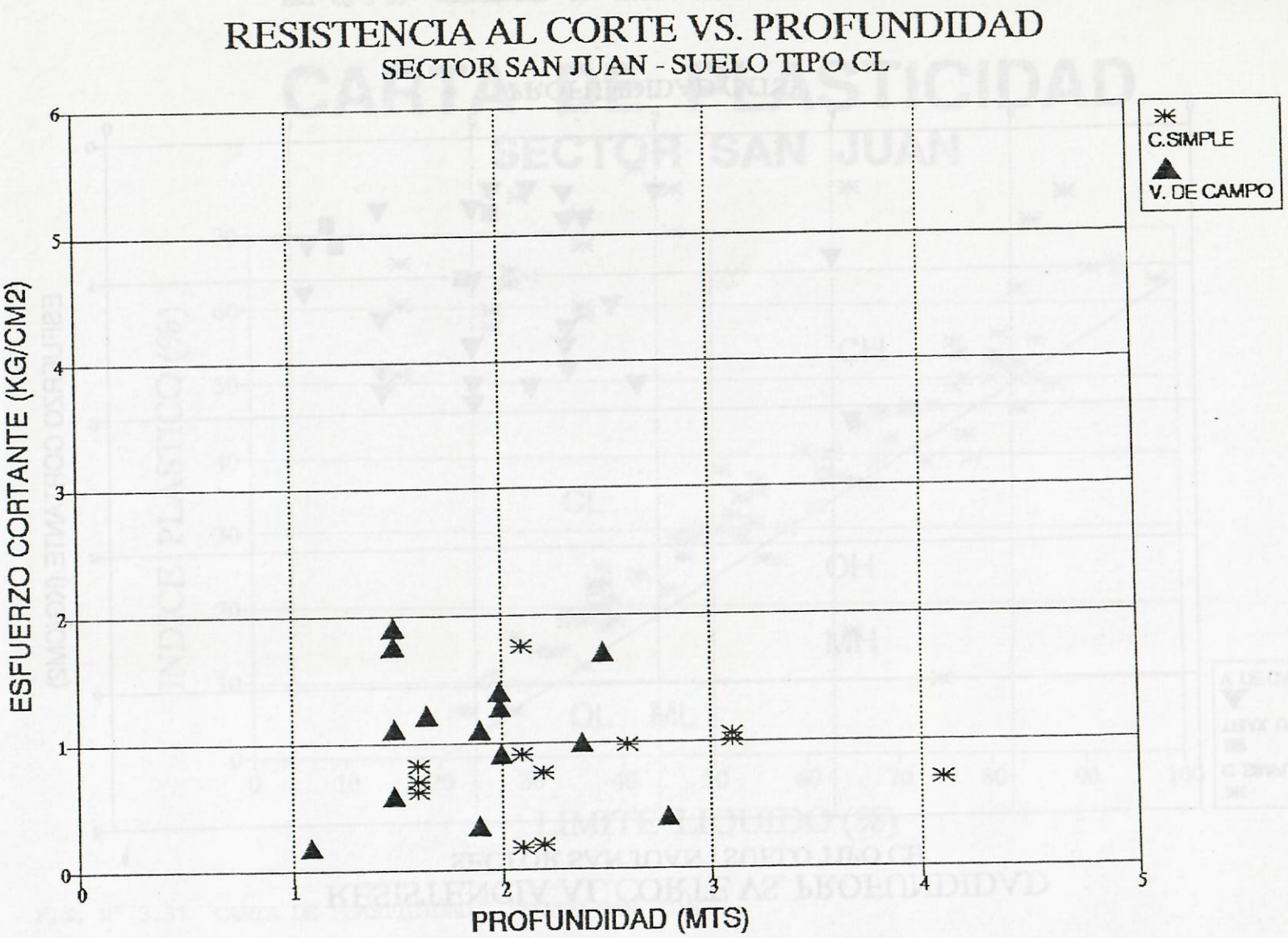


FIG. N° 3.33 RESISTENCIA AL CORTE VERSUS PROFUNDIDAD - SECTOR SAN JUAN - SUELO TIPO CL

CAPITULO IV

ZONIFICACION GEOTECNICA

4.1 INTRODUCCION

Con el estudio de las características geotécnicas del subsuelo de la ciudad de Iquitos, determinados en base a estudios de geología, geomorfología, mecánica de suelos y con la revisión del estudio de Zonificación Hidrogeotécnica de Iquitos elaborado por el Ing. Oscar Maggiolo (1975), se han evaluado las propiedades geotécnicas del subsuelo de Iquitos con fines de cimentación y delimitando zonas en la ciudad con propiedades similares. Se concluye que la ciudad se ha zonificado en siete zonas, denominadas como zonas I, II y III, IV, V, VI y VII. Las tres primeras zonas son de condición habitable y las cuatro últimas de condición crítica, no habitable.

4.2 REVISION DEL ESTUDIO DE ZONIFICACION ANTERIOR

4.2.1 Generalidades

En el Informe Hidrogeotécnico resumido y general sobre Iquitos y recomendaciones específicas para la Zona Industrial ejecutado por el Ing. Oscar Maggiolo R. el año de 1975, se elaboró un plano de Zonificación Hidrogeotécnica, el cual es un elemento útil al presente trabajo de investigación.

La elaboración del Plano de Zonificación Hidrogeotécnica de Iquitos, efectuado por el Ing. Oscar Maggiolo (1975), se basó en estudios y trabajos de campo realizados desde 1960 (como el de localización del nuevo Aeropuerto) y otros hasta 1974, incluyendo estudios de geología, interpretación de fotografías aéreas de toda la región y en forma diferencial en el tiempo, lo cual permite establecer de acuerdo a las Leyes de Surrel, que la zona inundable de la Carretera a Bellavista, está y seguirá estando sujeta a una erosión regresiva y a una captación del río Amazonas sobre el río Nanay, (diferencia de niveles de base, diferencia de velocidades y diferencia de gastos o descargas), mecánica de suelos y rocas, comportamiento de construcciones: edificaciones, pavimentos, problemas de taludes, etc.

Verificados los pares fotográficos en el estereoscopio, se establecían visitas de campo con altímetros y eclímetros. Se controlaban los cursos hidráulicos y se ubicaban; todo lo anterior se plasmó en el Plano de Zonificación Hidrogeotécnica (Maggiolo, 1975).

4.2.2 Síntesis del Plano de Zonificación Hidrogeotécnica

El Ing. Maggiolo presenta los siguiente aspectos en su plano de Zonificación Hidrogeotécnica de Iquitos (1975):

- Las áreas altas o semi-domos donde el drenaje es relativamente bueno.

- Las áreas bajas de los semi-domos y las áreas pantanosas hacia donde drenan gran parte de las aguas superficiales y subterráneas (semi-domo de Iquitos), es decir hacia la cuenca del río Nanay y tributarios que cuando existe creciente se desborda y se producen zonas de inundación y pantanosas, (zona de influencia de caños, quebradas y desbordes del río Nanay, etc).

- Zona inundable del río Amazonas, ya descrita con más detalle antes.

- Zona potencial y/o activa de deslizamientos lentos, (aquella donde están ubicadas los almacenes de Agricultura y Alimentación, y donde la pista de concreto y las estructuras se han roto sin carga).

- Las diversas capas del suelo o terreno, las que han sido verificadas por el Ing. Oscar Maggiolo, hasta 60

metros de profundidad.

- En términos generales; indica las características geotécnicas y de resistencia del terreno.

El Plano de Zonificación Hidrogeotécnica del Ing. Oscar Maggiolo sirvió para que en 1976 el Ministerio de Vivienda modificara sus áreas de ampliación y zonificación. En la Figura N° 4.1, se muestra el Plano de Zonificación Hidrogeotécnica elaborado por el Ing. Oscar Maggiolo R. (1975).

4.2.3 Síntesis de la Formación Geológica de los Domos y Semi-domos

4.2.3.1 Introducción

En los alrededores de Iquitos e Iquitos mismo existen dos domos, uno el de Iquitos con los semi-domos de San Juan e Iquitos (mostrados en la Figura N° 4.1) y otro el de Momón no mostrado en el plano de Zonificación Hidrogeotécnico. La razón por lo que no se muestra el del Momón es que la utilidad para la aplicación y la implementación territorial de la ciudad de Iquitos no tenía mayor importancia en el corto y mediano plazo, ya que está en la otra margen del río Nanay, lejos de la ciudad. Los terrenos más cercanos a Iquitos son correspondientes a sedimentos geológicos de edad terciaria que se deforestaron y que por inundaciones han pasado a tener parámetros de resistencia al corte (ϕ y C).

4.2.3.2 Síntesis de la Génesis Geológica

- Por millones de años se han venido depositando sedimentos.

- También durante el Terciario más superior (Plioceno) y durante el Cuaternario pleistocénico, (2 millones de años) y Holocénico (más moderno) se ha producido una serie de cambios (erosiones y sedimentaciones) en los sistemas hidrológicos asociados con más intensidad en las edades geológicas más antiguas; éstos también se han producido durante el cuaternario y especialmente, en los tiempos geológicos más modernos y durante la estadía del hombre. Lo último se refiere especialmente a que el semi-domo de Iquitos intervendrá e interviene mucho en los sistemas de drenaje actual y que se proyectan en el futuro. Estos problemas son mínimos en el semi-domo de San Juan.

La síntesis geológica fundamental es que después de las sedimentaciones a lo largo del tiempo geológicamente (amplio) considerado durante el Terciario más superior (Plioceno) y durante el Cuaternario pleistocénico, se producen dos movimientos tectónicos principales, cuyo orden sucesivo indica quien se produjo primero y además su magnitud.

El del Plioceno, (más superior), produce un súbito levantamiento del SO, disminuyendo hacia el NE (lo que abarca todo el semi-domo de San Juan y más arriba) y parte del de Iquitos y, casi inmediatamente después, durante el Plioceno-pleistoceno, se producen movimientos tectónicos secundarios de reajuste de dirección SE-NO y Este-Oeste que terminan de orientar el flujo hidrológico hacia el río Nanay.

Los hechos que implican estos movimientos tectónicos, produjeron:

1.- Principalmente un rápido vaciamiento del río Itaya, incluyendo con sus sedimentos que originaron o formaron la Isla Padre o Padre Isla.

2.- Un cambio en la hidrología de los tributarios del Amazonas, de manera que el río Itaya, que era el más importante y más importante que el Nanay, se convirtió en el menos importante y el Nanay en el más importante.

3.- El río Nanay siempre quedó más alto en sus fondos que el Amazonas.

4.- La consecuencia hidrológica final, es el patrón de drenaje que se muestra en el Mapa Hidrogeotécnico (Figura N° 4.1).

La consecuencia práctica es que toda la implementación territorial: viviendas, industrias, etc, y el desarrollo de la ciudad de Iquitos debe ser hacia el semi-domo de San Juan.

4.2.4 Características Geotécnicas Generales de las Ubicaciones

1.- Todo terreno en los domos tiene mejores característica geotécnicas que las otras zonas que se muestran en el mapa Hidrogeotécnico, y en especial aquellas hacia el río Nanay.

La máxima altura del semi-domo de Iquitos es de 130 msnm.

El semi-domo de San Juan tiene mayores cotas y en especial hacia el SO; por tanto las condiciones de drenaje son mejores que las de Iquitos y las características geotécnicas son mejores que los terrenos en el semi-domo de Iquitos, donde varían entre 0.5 kg/cm^2 y 1.5 kg/cm^2 como máximo; en cambio en el semi-domo de San Juan las mínimas consideraciones son de 1.0 kg/cm^2 a 1.5 kg/cm^2.

Estos últimos valores de capacidad de carga admisible para cementaciones superficiales dados por el Ing. Maggiolo en los semi-domos de Iquitos y San Juan, no se ajustan a los valores calculados en la presente tesis. Para el semi-domo de Iquitos tenemos que la capacidad de carga admisible es menor o igual a 1.5 kg/cm^2, incluyendo valores menores a 0.5 kg/cm^2 (ver Plano N° P-5). Para el semi-domo de San Juan la capacidad de carga admisible es menor o igual a 1.0 kg/cm^2, incluyendo valores menores de 0.5 kg/cm^2 (ver Plano N° P-5).

2.- Para la zona del nuevo Parque Industrial, la mejor ubicación deberá estar cerca a la Laguna de Quistococha y al Nuevo Aeropuerto, por lo siguiente:

a) Tiene agua cerca (la laguna), ya que no existe agua subterránea.
b) Está ubicada en un área de buen drenaje.
c) Por lo tanto: los suelos son de mejor competencia.
d) En términos generales, por los estudios realizados por el Ing. Oscar Maggiolo, en la región deberían encontrarse arenas grises y/o blancos, (en algunos casos bituminosas duras, como las encontradas en la parte posterior del Hotel Holyday Inn).

En relación al agua de Iquitos, y de la selva en general, estas tienen coloides orgánicos en suspensión, lo que les da una coloración ligeramente verdosa; esto podría originar problemas, y la solución a ello podrían ser los filtros tampón, ya que medios físico-químicos no han resuelto el problema.

4.3 ZONIFICACION GEOTECNICA

Para la zonificación de la ciudad de Iquitos (ver Plano N° P-5) se ha tenido en cuenta los sectores analizados en el Capítulo III y el estudio de Zonificación Hidrogeotécnica realizado por el Ing. Oscar Maggiolo (Figura N° 4.1). Se ha zonificado a la ciudad de Iquitos en siete zonas, las cuales presentamos a continuación:

Zona I: Semidomo de Iquitos - Sector Iquitos.

Esta zona se encuentra ubicada en el semidomo de iquitos y lo hemos denominado sector Iquitos. Abarca en gran parte la zona central de la ciudad de Iquitos (ver Plano N° P-5). Esta zona I es de condición estable y ha sido dividida en cuatro subzonas denominadas A, B, C y D para un mejor análisis.

Subzona I-A: Se ubica en dos áreas de la ciudad; la primera se encuentra al norte de Iquitos, a lo largo de la carretera de la Marina camino a Bellavista y la segunda área se encuentra al oeste de la ciudad; detrás del Campamento Militar Vargas Guerra (ver Plano N° P-5).

El perfil estratigráfico se presenta en forma homogénea; predominando un suelo arcilloso de

media a alta plasticidad (CL-CH), con una potencia que varía entre 8 y 11 metros de espesor. El suelo arcilloso tiene una consistencia de blanda a media. El nivel freático se encuentra a una profundidad mayor o igual a los 2.5 metros.

La capacidad portante para cimentaciones superficiales típicas en esta subzona I-A se encuentra comprendidas entre 1,0 kg/cm^2 a 1.5 kg/cm^2. Para el uso de cimentaciónes profundas, se recomienda cimentar sobre el estratro de arcilla dura a una profundidad mayor o igual a 11 metros; en el cual la resistencia del suelo arroje valores de: N (SPT) ≥ 30 ó q_c (CPT) ≥ 160 kg/cm^2

Subzona I-B: Se ubica en una gran área de la zona I; extendiéndose a todo lo ancho de la ciudad de Iquitos entre la ribera de la ciudad y el lago Moronacocha (ver Plano N° P-5).

El perfil estratigráfico se presenta en forma homogénea, predominando lo siguiente:

- Primero aparece un suelo arcilloso de media a alta plasticidad (CL-CH), con una potencia que varía entre 1 a 6 metros de espesor, el cual tiene una consistencia de blanda a media.

- Luego aparece una arena fina pobremente graduada (SP), con una potencia que varía entre 4 a 8 metros de espesor, la cual tiene una compacidad relativa de media a densa.

- Debajo aparece una arcilla de media a alta plasticidad (CL-CH), de una consistencia dura a rígida.

El nivel freático en esta subzona I-B, se encuentra a una profundidad mayor o igual a 1 metro. La capacidad portante para cimentaciones superficiales típicas en esta subzona I-B, se encuentra comprendida entre 0.5 kg/cm^2 a 1.5 kg/cm^2. Para el caso de cimentaciones profundas se recomienda cimentar sobre el estrato de arena densa a una profundidad mayor o igual a los 6 metros; en la cual la resistencia del suelo arroje valores de: N (SPT) ≥ 30 ó q_c (CPT) ≥ 160 kg/cm^2.

Subzona I-C: Se ubica en dos áreas de la ciudad de Iquitos; la primera área se encuentra al norte de la ciudad por el barrio de Punchana y la segunda área se encuentra al sur de la ciudad (ver Plano N° P-5). El perfil estratigráfico se presenta en forma homogénea, predominando lo siguiente:

- Primero aparece una arena arcillosa (SC), con una potencia que varía entre 0 y 3 metros de espesor, la cual tiene una compacidad relativa muy suelta.

- Luego aparece una arena fina pobremente graduada (SP), con una potencia que varía de 3 a 7 metros de espesor, la cual tiene una compacidad relativa de media a densa.

- Debajo aparece una arcilla de media a alta plasticidad (CL-CH), de una consistencia dura a rígida.

El nivel freático en esta subzona I-C varía de 1 a 3 metros de profundidad. La capacidad portante para cimentaciones superficiales típicas en esta subzona I-C, tiene un valor menor o igual a 1 kg/cm^2. Para el uso de cimentaciones profundas, se recomienda cimentar sobre la arena densa, a una profundidad mayor o igual a los 5 metros; en donde la resistencia del suelo arroje valores de: N (SPT) ≥ 30 ó q_c ≥ 160 kg/cm^2.

Subzona I-D: Se ubica en dos áreas de la ciudad de Iquitos; la primera área se encuentra al norte de la ciudad, al inicio del caño Versalles; y la segunda área se encuentra al sur de la ciudad, siguiendo el curso del río Itaya (ver Plano N° 5).

El perfil estratigráfico se presenta en forma heterogénea, predominando en la parte superior rellenos (R) y suelos orgánicos (OH, OL), los cuales le siguen arcillas de media a alta plasticidad (CL-CH), arenas limosas (SM) y limos de baja plasticidad (ML); los cuales se encuentran entrecruzados. la potencia de estos suelos varían de 3 a 8 metros de espesor y presentan una consistencia muy blanda. Debajo se puede encontrar un suelo arcilloso de alta plasticidad (CH), un limo de baja plasticidad (ML) ó una arcilla orgánica de alta plasticidad (OH) los cuales tienen consistencia de blanda a dura.

El nivel freático en esta subzona I-D se encuentra a una profundidad menor o igual a 3.5 metros. La capacidad portante para cimentaciones superficiales típicas en esta subzona I-D es menor a 0.5 kg/cm^2. Para el uso de cimentaciones profundas, se recomienda cimentar sobre la arcilla dura a una profundidad mayor o igual a los 9 metros; en el cual la resistencia del suelo arroje valores de: N (SPT) ≥ 30 ó q_c ≥ 160 kg/cm^2.

Zona II: Semidomo de San Juan - Sector San Juan

Esta zona se encuentra ubicada en el semidomo de San Juan y lo hemos denominado sector San Juan. Abarca toda el área de expansión suroeste de Iquitos; a todo lo largo de la carretera a San Juan (ver Plano N° P-5).

Esta zona II es de condición habitable y ha sido dividida en dos subzonas denominadas A y B para un mejor análisis.

Subzona II-A: Esta subzona II-A se encuentra alrededor de un tramo de la carretera a San Juan; entre parte del Colegio Nacional de Iquitos (CNI) y el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) de San Juan (ver Plano N° P-5).

El perfil estratigráfico se presenta en forma heterogénea, predominando en la parte superior un suelo areno-arcilloso a areno-limoso (SC-SM), con una potencia que varía entre 2.5 metros a 8.5 metros; el cual tiene una compacidad relativa muy suelta. Debajo se puede encontrar una arena arcillosa de alta plasticidad (CH) ó una arena fina pobremente graduada (SP), de una consistencia dura o una compacidad relativa densa.

El nivel freático en esta subzona II-A se encuentra a una profundidad mayor o igual a 1 metro. La capacidad portante para cimentaciones superficiales típicas en esta subzona II-A, tiene un valor menor a 0.5 kg/cm^2. Para el uso de cimentaciones profundas, se recomienda cimentar sobre la arcilla dura o la arena densa a una profundidad mayor o igual a 9 metros; en el cual la resistencia del suelo arroje valores de: N (SPT) ≥ 30 ó q_c (CPT) ≥ 160 kgcm^2.

Subzona II-B: Esta subzona II-B se encuentra ubicada en gran parte del área del sector de San Juan al noroeste de la ciudad de Iquitos (ver Plano N° 5).

El perfil estratigráfico se presenta en forma homogénea predominando lo siguiente:

- Primero aparece un suelo areno-arcilloso (SC) con una potencia que varía de 0 a 1.5 metros de espesor, el cual tiene una compacidad relativa muy suelta.

- Luego continúa un suelo arcilloso de media a alta plasticidad (CL-CH), con una potencia que varía entre 1 a 4.5 metros de espesor, el cual tiene una consistencia blanda a media.

- Después aparece un suelo arenoso fino, de baja plasticidad a no plástico (SC-SM-SP), con una potencia que varía entre 1 a 5 metros de espesor; el cual tiene una compacidad relativa suelta a media.

- Debajo aparece un suelo arcilloso de media a alta plasticidad (CL - CH), con una consistencia dura.

El nivel freático en esta subzona II-B se encuentra a una profundidad mayor o igual a 0.5 metros. La capacidad portante para cimentaciones superficiales típicas en esta subzona II-B, tiene un valor menor o igual a 1 kg/cm^2. Para el uso de cimentaciones profundas, se recomienda cimentar sobre el estrato de arcilla dura a profundidades mayores o iguales a 8 metros, en el cual la resistencia del suelo arroje valores de: N (SPT) ≥ 30 ó q_c (CPT) ≥ 160 kg/cm^2.

Zona III: Zona Baja del Domo de Iquitos

Esta zona III se encuentra ubicada en medio de los semidomos de Iquitos y San Juan, en la parte baja del Domo de Iquitos. Abarca el área del Cuartel Militar Vargas Guerra y alrededores (ver Plano N°

P-5). Esta zona se encuentra atravesada por la Quebrada San Miguel el cual le sirve de drenaje natural al Domo de Iquitos.

Debido a que en la mayor parte de esta zona se encuentra ubicado el cuartel militar "Vargas Guerra", el acceso es muy restringido, razón por la cual no se pudo efectuar exploraciones de campo. Esta zona es de condición habitable.

Zona IV: Zona de Movimiento de Reptación o Deslizamiento Lento

Esta zona IV se encuentra ubicada alrededor del río Itaya, cerca a su desembocadura al río Amazonas, el cual incluye al Barrio de Belén. En esta zona ocurren movimientos de reptación o deslizamientos lentos de las áreas aledañas al río Itaya (Maggiolo, 1975). Esta zona IV es de condición crítica (ver Plano N° P-5).

Zona V: Zona Potencial y/o Activa de Deslizamientos

Esta zona V se encuentra ubicada a todo lo largo de la ribera del río Amazonas de la ciudad de Iquitos y representa una zona potencial y/o activa de deslizamientos (ver Plano N° P-5). Esta zona V ha sido estudiada desde hace muchos años por diversos investigadores debido a los continuos deslizamientos que ocurrían en él; lo cual lo presentamos en forma resumida en el Capítulo II del presente trabajo. Esta zona V es de condición crítica.

Zona VI: Zona de Sedimentación

Esta zona VI se encuentra ubicada sobre el antiguo cauce del río Amazonas, entre el Barrio de Belén y el Puerto Agrario (1992). El área de sedimentación se encuentra en plena evolución y avanza de sur a norte; representando un problema para el Puerto de Iquitos, debido a que las embarcaciones no pueden acercarse a la ribera. Este problema se agrava debido a que en forma irresponsable se pretende invadir esta zona en busca de terrenos para vivienda (ver Plano N° P-5). Esta zona es de condición crítica.

Zona VII: Zona Inundable de Ríos y de Influencia de Caños y Quebradas

Esta zona VII se encuentra ubicada en los alrededores de la ciudad de Iquitos, siguiendo el curso de los ríos Itaya, Nanay y Amazonas. Estas áreas son pantanosas en donde drenan gran parte de las aguas superficiales y subterráneas del Domo de Iquitos (ver Plano N° P-5). Estas áreas se encuentran influenciadas por caños y quebradas. Esta zona es de condición crítica.

4.4 CONCLUSIONES

Después de haberse evaluado el subsuelo de la ciudad de Iquitos por sus propiedades tales como: mecánicas, geológicas, geomorfológicas, nivel freático, etc, considerando que cada una de las zonas presentan características similares; se zonificó la ciudad en 7 zonas, como sigue:

- **Zona I** : Se encuentra ubicada en el semidomo de Iquitos, es de condición habitable y está dividida en 4 subzonas.

* **Subzona I-A**, el perfil estratigráfico es homogéneo, predominando un suelo arcilloso de consistencia blanda a media. La capacidad portante varía entre 1.0 kg/cm^2 a 1.5 kg/cm^2, para cimentaciones superficiales típicas; y el nivel freático está a una profundidad mayor o igual a 1 metro.

* **Subzona I-B**, el perfil estratigráfico es homogéneo, predominando en la parte superior un suelo arcilloso de una consistencia blanda a media, bajo él aparece un suelo arenoso de compacidad relativa media a densa, para finalmente aparecer un suelo arcilloso de una consistencia dura a rígida. La capacidad portante varía entre 0.5 kg/cm^2 a 1.5 kg/cm^2 para cimentaciones superficiales típicas, y el nivel freático está a una profundidad mayor o igual a 1 metro.

* **Subzona I-C**, el perfil estratigráfico es homogéneo, predominando en la parte superior un suelo arenoso de una compacidad relativa suelta a densa, bajo él aparece un suelo arcilloso de una consistencia dura a rígida. La capacidad portante es menor o igual a 1 kg/cm^2 para cimentaciones superficiales típicas, y el nivel freático está entre 1 a 3 metros de profundidad.

* **Subzona I-D**, el perfil estratigráfico es heterogéneo, predominando en la parte superior suelo de relleno y suelos orgánicos; los cuales son seguidos en forma entrecruzada por suelos arcillosos, limosos y arenosos. Estos suelos son de una consistencia muy blanda. Debajo se encuentra un suelo arcilloso de una consistencia blanda a dura. La capacidad portante es menor a 0.5 kg/cm^2, para cimentaciones superficiales típicas, y el nivel freático está a una profundidad menor o igual a 3.5 metros.

- **Zona II** : Se encuentra ubicada en el semidomo de San Juan, es de condición habitable, y está dividida en 2 subzonas:

* **Subzona II-A**, el perfil estratigráfico es heterogéneo, predominando en la parte superior un suelo arenoso de una compacidad relativa muy suelta. Le sigue un suelo arcilloso de una consistencia dura ó un material arenoso de una compacidad relativa densa. La capacidad portante es menor a 0.5 kg/cm^2 para cimentaciones superficiales típicas, y el nivel freático se encuentra a una profundidad mayor o igual a 1 metro.

* **Subzona II-B**, el perfil estratigráfico es homogéneo, predominando en la parte superior un suelo arenoso fino de una compacidad relativa muy suelta. Le sigue un suelo arcilloso de una consistencia blanda a media. Luego aparece un suelo arenoso de una compacidad relativa suelta a media. Debajo aparece un suelo arcilloso de una consistencia dura. La capacidad portante es menor o igual a 1.0 kg/cm^2 para cimentaciones superficiales típicas y el nivel freático se encuentra a una profundidad mayor o igual a 0.5 metros.

- **Zona III** : Se encuentra ubicada en la parte baja del domo de Iquitos; se encuentra atravezada por la Quebrada San Miguel la cual sirve de drenaje natural al Domo de Iquitos. Es de condición habitable.

- **Zona IV** : Se encuentra ubicada alrededor del río Itaya, en la cual ocurren movimientos de reptación o deslizamientos lentos. Es de condición crítica.

- **Zona V** : Se encuentra ubicada en la ribera del río Amazonas, y representa una zona potencial y/o activa de deslizamientos. Es de condición crítica.

- **Zona VI** : Se encuentra ubicada sobre el antiguo cauce del río Amazonas y representa una zona de sedimentación. Es de condición crítica.

- **Zona VII**: Se encuentra ubicada en los alrededores de la ciudad de Iquitos y representa una zona inundable por los ríos Itaya, Nanay y Amazonas; así como está influenciada por caños y quebradas. Es de una condición crítica.

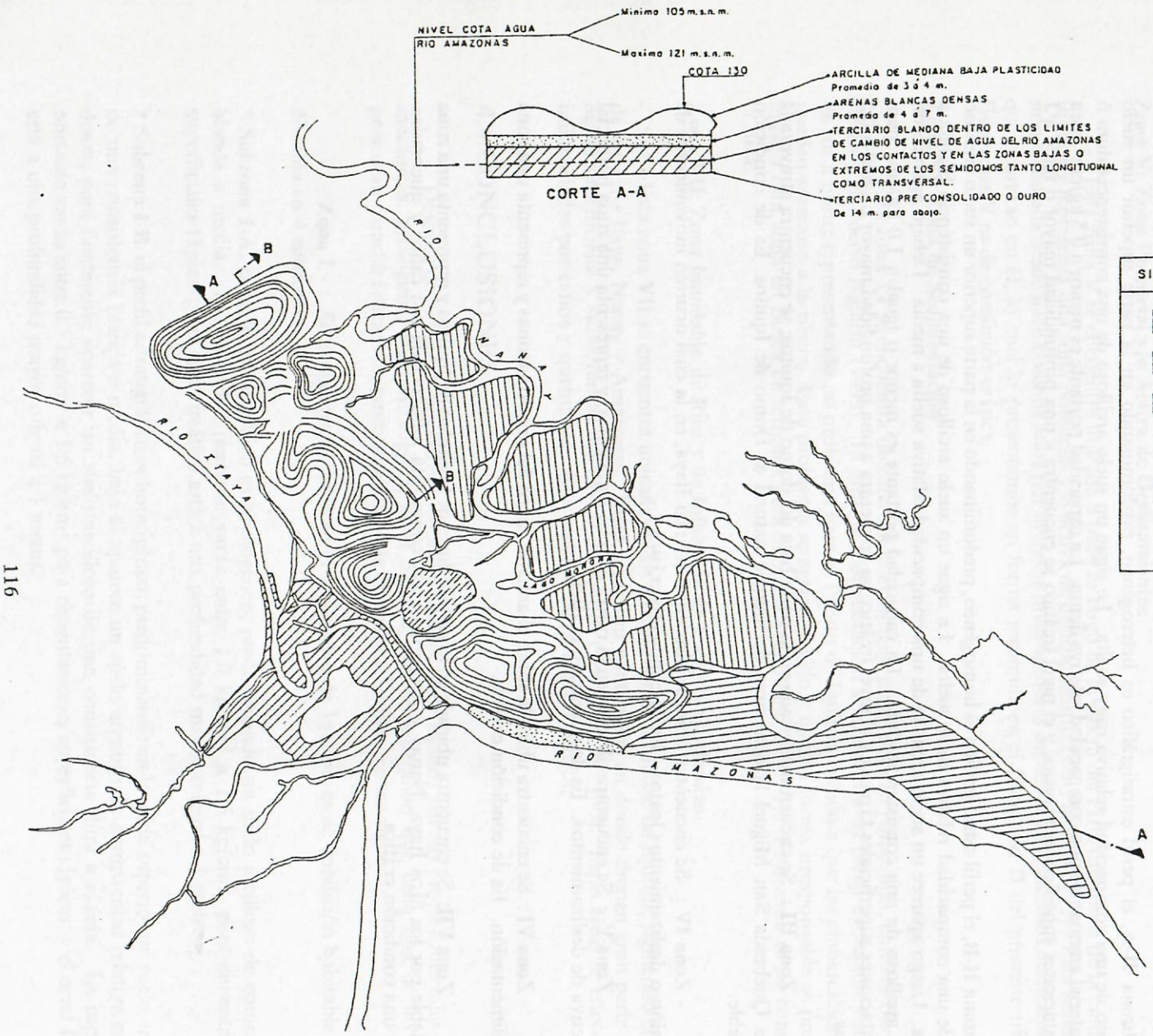


FIG. N°4.1 PLANO DE ZONIFICACION HIDROGEOTECNICA DE LA CIUDAD DE IQUITOS – 1975

ELABORADO POR:
Ing. Oscar Maggiolo Robert. (1975).

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se puede concluir que la ciudad de Iquitos es una de las ciudades críticas en el Perú debido a su acelerado crecimiento poblacional, dando lugar a una expansión no planificada con numerosos asentamientos humanos, pueblos jóvenes, etc.

- En la ciudad de Iquitos los sedimentos predominantes son del tipo de arena fina y arcilla, bajo los cuales se encuentra una arcilla preconsolidada.

- En la ciudad de Iquitos no se observan afloramientos rocosos, ni material del tipo de agregados gruesos.

- Debido a la fuerte precipitación fluvial en Iquitos y a que el nivel freático no se encuentra en la mayoría de los casos muy profundo, las arenas arcillosas y las arcillas superficiales se encuentra en un alto grado de saturación.

- En la evaluación de los suelos de Iquitos se ubicaron dos sectores dominantes de la ciudad como son: el sector Iquitos y el sector San Juan. Una vez analizadas las propiedades físico-mecánicas del subsuelo se llega a la conclusión de que ambos sectores presentan propiedades relativamente similares.

- La ciudad de Iquitos ha sido zonificada en siete zonas, las cuales presentan características similares, como sigue:

***Zona I.** Zona de condición habitable, comprende el semidomo de Iquitos y se ha dividido en 4 subzonas para su mejor análisis.

***Zona II.** Zona de condición habitable, comprende el semidomo de San Juan y se ha dividido en 2 subzonas para su mejor análisis.

***Zona III.** Zona de condición habitable, comprende la parte baja del domo de Iquitos y representa una zona de drenaje natural.

***Zona IV.** Zona de condición crítica, en la cual ocurren movimientos de reptación o deslizamientos lentos.

***Zona V.** Zona de condición crítica. Representa una zona potencial y/o activa de deslizamientos.

***Zona VI.** Zona de condición crítica. Representa una zona de sedimentación.

***Zona VII.** Zona de condición crítica. Representa una zona inundable por los ríos Itaya, Nanay y Amazonas; así como es influenciado por caños y quebradas.

- Se recomienda la complementación de los estudios geotécnicos en Iquitos, especialmente en el sector de San Juan.

- Se recomienda la colocación de piezómetros en toda la ciudad de Iquitos, para monitorear el nivel freático de la ciudad y su variación con el nivel del río.

- Se recomienda estudios de mediciones de microtrepidaciones y de refracción sísmica para determinar parámetros dinámicos del suelo.

- Se recomienda el uso del cono holandés, la veleta y la posteadora manual como equipo de campo en los estudios geotécnicos de Iquitos y en toda la selva baja del Perú.

- Se recomienda la instalación de un laboratorio de mecánica de suelos en Iquitos, el cual disponga de equipos para realizar los ensayos especiales en la zona, ya que actualmente no se cuenta con dicho equipo.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- **Arana, L.** (1964). "Posibles Causas que Ocasionan los Deslizamientos a lo largo de la Ribera de Iquitos". Reproducción Inédita. Publicación N° 16. UNI-FIC. Lima, Perú.

- **Basadre, C., Valencia, R., Lama, G. y Cannock, P.** (1947). "Informe Sobre el Muelle y Defensa de Iquitos". Gobierno Peruano. Lima, Perú.

- **Bassler, F.** (1966). "Protección de la Orilla del Río Amazonas en Iquitos". Dictamen Universidad Técnica Damstadt, Alemania. Gobierno Peruano. Lima, Perú.

- **Begemann, H.K.S.** (1953), "Improved method of determining resistance to adhesion by sounding through a loose sleeve placed behind the cone". Procs, III International Conference on Soil Mechanical and Foundation Engineering, 1, Suiza.

- **Bishop, A.W. y Henkel D.J.** (1962), "The measurement of soil properties in the triaxial test", Edward Arnold Ltd., Londres, 2da. Edición.

- **Carrillo Gil, A.** (1969). "Contribución al Estudio de las Causas que originan los Derrumbes en la Ciudad de Iquitos y su Solución Inmediata". Revista del Departamento de Estructuras y Construcción. Universidad Nacional de Ingeniería. Vol. 6 N° 21. Lima, Perú.

- **Carrillo Gil, A.** (1977). "Comportamiento de los Suelos Tropicales de las Riberas del Río Amazonas". Memorias del Seminario Ecuatoriano de Suelos Trópico-Andinos. Vol. I, pp 58-72. Guayaquil, Ecuador.

- **Carrillo Gil, A.** (1983). "Problemas de Estabilidad de Taludes en Iquitos, Perú". VII Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vancouver, Canadá.

- **Coronado, F.A.** (1975). "Interpretación de la Evolución del Cauce del Río Amazonas en las Vecindades de la ciudad de Iquitos y Condiciones de Estabilidad de su Ribera". Estudio solicitado por GRUCI, para el Proyecto Defensa de la Ribera de Iquitos. Lima, Perú.

- **Coronado, F.A.** (1979). "El Río Amazonas y la Ciudad de Iquitos". Revista el Ingeniero Civil, Vol I N° 1, pp 38-42. Lima, Perú.

- **Cortazar, P.F.** (1988). "Documental del Perú-Loreto". Enciclopedia Nacional Básica.

- **De Beer E., Golden E., Heyven W. y Jonstra, K.** (1988), "Cone penetration test (CPT), international reference test procedure", Penetration Testing, ISSMFE. pp. 27-51.

- **Decourt L., Muromachi T., Nixon, Schertmann J., Thorburn S. y Zolkov** (1988), "Standar penetration test (SPT): international reference test procedure", Penetration Testing, ISSMFE. pp. 3-26.

- **Gibbs H.J. y Holtz W.G.** (1957), "Research on determining the density of sand by spoon penetration testing". Procs. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres.

- **Gomes R., Paulo** (1984). "Cálculo de fundaciones a través del ensayo del Cono Holandés". Sao Paulo, Brasil.

- **GRUCI, Ingenieros Asociados** (1973). "Defensa de la Ribera de la Ciudad de Iquitos".

- **Hoempler, A.** (1962). "Los Barrancos de Iquitos". Boletín Sociedad Geográfica de Lima. Tomo LXXIX, Reproducción Pub. N° 16 L.g.g.a. UNI-FIC, pp 52-58.

- **Holferder, G.** (1966). "Defensas Ribereñas de la Ciudad de Iquitos sobre la Margen Izquierda del Río Amazonas". Ministerio de Fomento y Obras Públicas del Perú.

- **Hydrotechnic Corporation** (1962). Gobierno Peruano. "Defensa de la Ribera del Río Amazonas". Anteproyecto. Lima, Perú.

- **Iberico, M. y Plenge, R.**, Geólogos Asociados (1973). "Geología de la Zona Riberaña del Río Amazonas próxima a Iquitos y Defensa de la Ciudad". Informe GRUCI. Lima, Perú.

- **Instituto Nacional de Desarrollo Urbano INADUR (1983)**. "Plan Director de Iquitos", Lima, Perú.

- **Instituto Nacional de Desarrollo Urbano INADUR (1988)**. "Estudio de Prefactibilidad de Viviendas en Ciudades Críticas-Iquitos", Lima, Perú.

- **Juarez Badillo, E. y Ricó Rodríguez, A.** (1985). "Mecánica de Suelos". Editorial Limusa S.A., México.

- **Lambe T.W. y Whitman R.V.** (1969). Instituto Tecnológico de Massachussetts. Editorial Limusa. 1ra Edición.

- **Luna, Julio A., G.P.** (1963). "El Antiguo Iquitos". Boletín de la Sociedad Ecográfica de Lima.

- **Maggiolo, R.** (1975). "Informe Hidrogeotécnico Resumido y General sobre Iquitos y Recomendaciones Específicas para la Zona Industrial", Ministerio de Agricultura, Lima, Perú.

- **Martínez Vargas, A.** (1967). "Estudio de los Sedimentos de Iquitos y sus Consideraciones en los Derrumbes de la Ribera del Amazonas". Laboratorio de Geología y Geomorfología Aplicada, Publicación N° 27. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

- **Meyerhof, G.G.** (1974), "Penetration testing outside Europe", Procs, European Symposium on Penetration Testing, 2, Suecia.

- **Michelena, R.** (1978). "Estudio de Suelos y Cimentaciones en la Selva Peruana". III Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Lima, Perú.

- **McCreary y Korestsky** (1965) - Gobierno Peruano. "Defensa de la Ribera de Iquitos". Fondo Nacional de Desarrollo Económico, San Francisco, California.

- **Pinedo, N.** (1985). "Geotécnica y los Deslizamientos en Iquitos". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

- **Robertson, P.K. y Campanella, R.G.** (1983), "Interpretation of Cone Penetration Test Part I. Sand", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 718-733.

- **Ruegg, W. y Rozengweig, A.** (1949). "Contribución a la Geología de las Formaciones Modernas de Iquitos y la Amazonía Superior". Sociedad Geológica del Perú. Volumen Jubilar XXV Aniversario - Parte II.

- **Sanglerat, G.** (1972), "The penetrometer and soil exploration", Elsevier Scientific Publishing Co., New York.

- **Sanglerat, G.** (1977), "The static-dynamic penetrometer and its uses", SOCOTEC LYON.

- **Schmertmann, J.H.** (1970), "Static cone to complete static settlement over sand", Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96, SM3.

- **Schmertmann, J.H.** (1977), "Cone Penetration Test". U.S. Department of Transportation, Washington.

- **Terzaghi y Peck** (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice". John Wiley, New York.

- **Vesic, A.S.** (1973), "Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales", Revista Ingeniería, Vol. XLIII N° 1, México D.F.

- **Young Bazo, E.** y **Tenorio, M.** (1948). "Informe sobre el Muelle y Defensa de Iquitos". Ministerio de Hacienda, Dirección de Puertos. Lima, Perú.

RELACION DE INFORMES GEOTECNICOS RECOPILADOS

1.- Estudio de suelos para la cimentación de un reservorio apoyado de agua filtrada en la ciudad de Iquitos. Laboratorio Geotécnico S.A., Junio 1971.

2.- Estudio de mecánica de suelos de las riberas de la ciudad de Iquitos. Universidad Nacional de Ingeniería, UNI. Julio 1971.

3.- Estudio de mecánica de suelos para la cimentación del tanque elevado del Hospital General y del Consultorio del Pueblo Joven de Morona en la ciudad de Iquitos. Arnaldo Carrillo G. y Asociados. Mayo 1972.

4.- Defensas ribereñas II etapa de la ciudad de Iquitos. Arnaldo Carrillo G. y Asociados. Enero 1973.

5.- Estudio de la mecánica de suelos para la defensa rivereña de la ciudad de Iquitos. Laboratorio Geotécnico S.A., Julio 1973.

6.- Estudio de suelos para cimentación de casas del Proyecto N° 65-64. "Virgen de Loreto" Iquitos. Oficina de suelos y pavimentos del Ministerio de Vivienda. Octubre 1973.

7.- Estudio de suelos para la cimentación del Hospital General de Iquitos. Laboratorio Geotécnico S.A. Marzo 1974.

8.- Estudio preliminar de suelos del Complejo Administrativo de Operaciones Selva de Petróleos del Perú-Iquitos. Roberto Michelena y Asociados. Setiembre 1974.

9.- Estudios de mecánica de suelos para la cimentación de la Central Térmica de Iquitos. Roberto Michelena y Asociados. Diciembre 1974.

10.- Estudio de suelos para la cimentación de la piscina, vestuarios y oficinas de administración del Parque Zonal de Iquitos. Roberto Michelena y Asociados. Abril 1975.

11.- Estudio de suelos para el pavimento del proyecto de la Central Térmica de Iquitos. Universidad Nacional de Ingeniería, UNI. Octubre 1975.

12.- Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación y recomendaciones para pavimentos de la Planta Lechera de Iquitos. Ministerio de Agricultura. Oscar Maggiolo R. Enero 1976.

13.- Informe geotécnico sobre el Centro Médico Asistencial de Grupo Aéreo N° 42, Iquitos-Loreto. César E. Rojo A. Julio 1980.

14.- Informe geotécnico del área de servicios del Grupo Aéreo N.° 42, Iquitos-Loreto. César E. Rojo A. Octubre 1980.

15.- Estudio de suelos para fundaciones del proyecto 9 de Octubre Iglesia de Jesucristo de los Santos de los Ultimos Días, Iquitos-Loreto. Manuel Olcese F. Noviembre 1980.

16.-Estudios de suelos, ubicación y análisis de canteras. Vol. IV. Puente Moronacocha. Gallo-Bossio - LAGESA. Enero 1983.

17.- Estudio de suelos del puente Yavari, Iquitos. Gallo-Bossio. Diciembre 1982.

18.- Estudio de suelos, ubicación y análisis de canteras. Vol. IV. Puente Bartens Llerena. Gallo-Bossio - LAGESA. Enero 1983.

19.- Informe geotécnico de la subestación del centro de repartición de Iquitos. César A. Atala A. Mayo 1983.

20.- Estudio de suelos para fundaciones del edificio de la Iglesia de Jesucristo de los Santos de los Ultimos Días. Ciudad de Iquitos. M. Dongo. Mayo 1983.

21.- Estudio de suelos para cimentación de la línea de transmisión de 60 kv de la Central Térmica de Iquitos. Michelena-Repetto y Asociados. Junio 1983.

22.- Estudio integral del Complejo Deportivo de Iquitos-Mecánica de suelos. Kuroiwa-Kogan y Asociados. Junio 1983.

23.- Proyecto FONAVI-Iquitos. A. Carrillo G. Enero 1983.

24.- Estudio de suelos ASMUTIOMAR-Iquitos. Américo Pun Lay Bendezu. Setiembre 1984.

25.- Estudio de suelos con fines de cimentación del Puente Moronacocha-Iquitos. César A. Atala. Octubre 1984.

26.- Drenaje integral de la ciudad de Iquitos. Corporación Hidrotécnica S.A. Marzo 1984.

27.- Estudio de suelos del Fundo "La Paz". Oscar Maggiolo R. Setiembre 1973.

28.- Estudio de suelos para cimentación de casas y hospital naval de Iquitos. Roberto Michelena C. y Asociados, Octubre 1973.

29.- Estudio de suelos para la cimentación de la clínica "Ana Stahl"-Iquitos. Roberto Michelena C. y Asociados, Agosto 1975.

30.- Estudio de drenaje pluvial del complejo administrativo y habitacional de operaciones selva petróleos del Perú (PETROPERU). Roberto Michelena C. y Asociados, Marzo 1976.

31.- Estudio de suelos para cimentación del almacén de carga de CORPAC en Iquitos. Roberto Michelena C. y Asociados, Junio 1976.

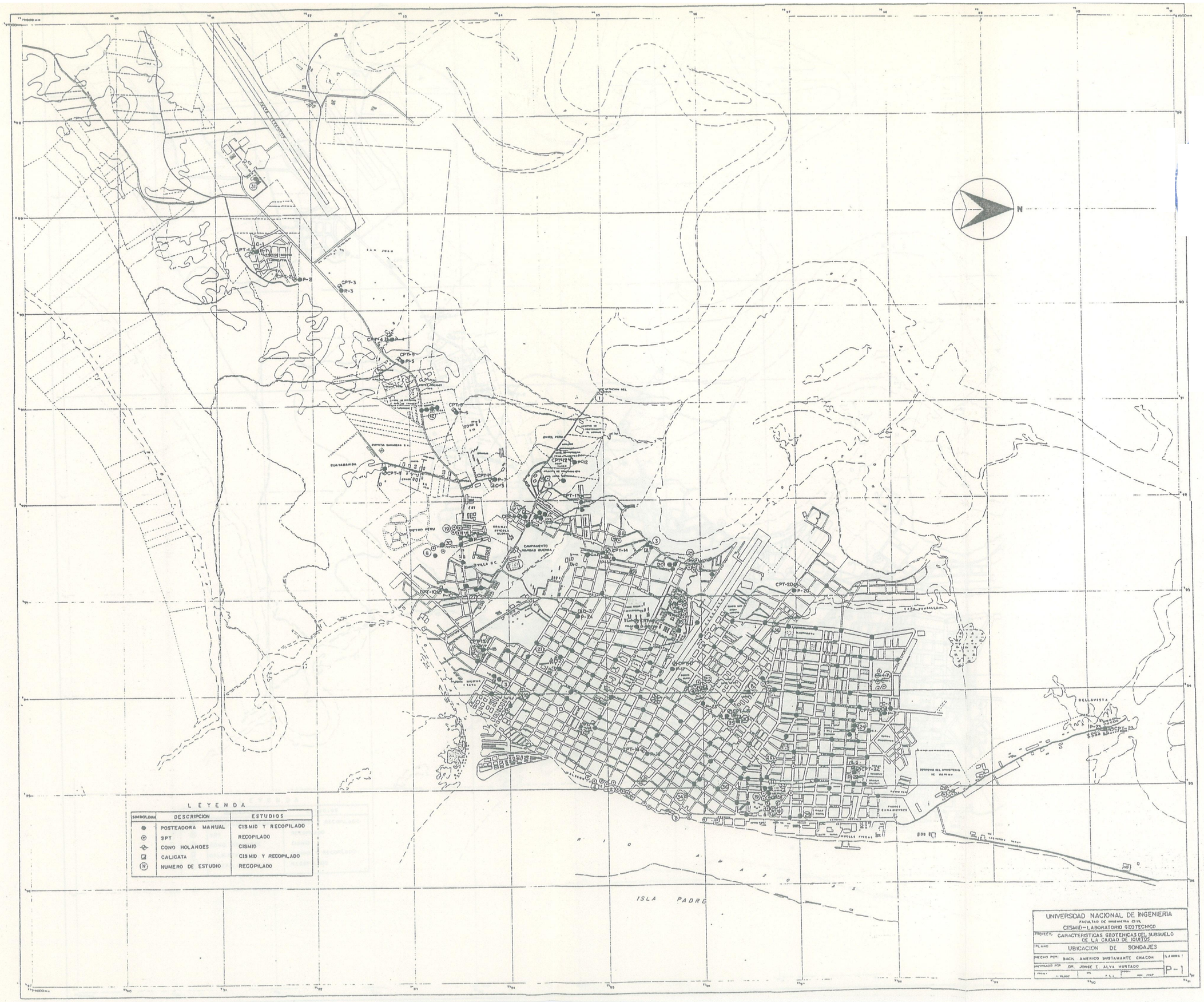
32.- Estudio de suelos para drenaje Villa FAP-Iquitos. Roberto Michelena C. y Asociados, Julio 1977.

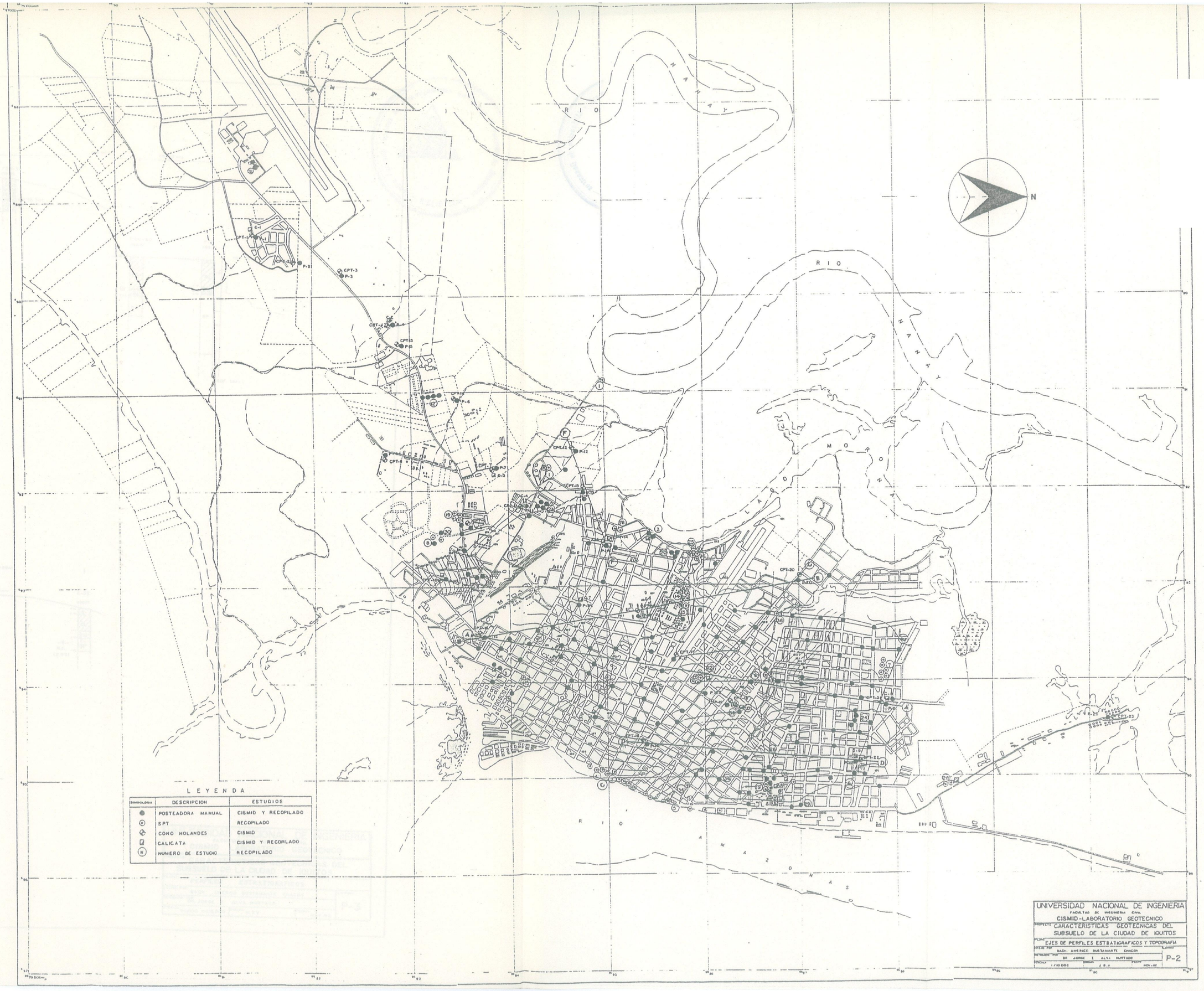
33.- Estudio de suelos para la cimentación de la Central Térmica a Vapor de Iquitos. Roberto Michelena C. y Asociados, Diciembre 1978.

34.- Estudio de suelos para la cimentación del Centro Comercial y Hostal-Iquitos. Roberto Michelena C. y Asociados, Junio 1981.

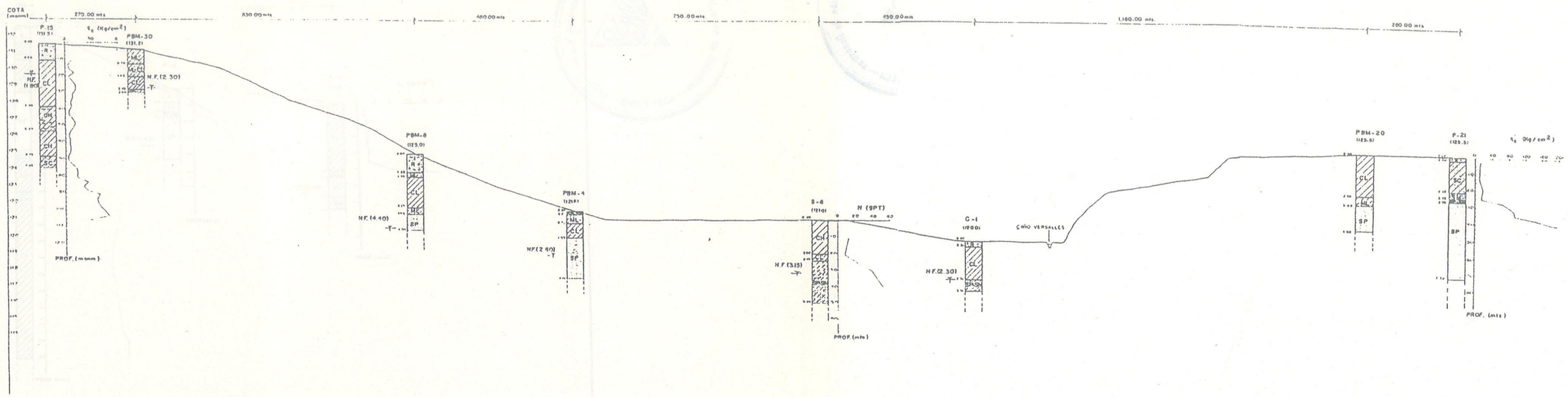
35.- Estudio integral del Complejo Deportivo de Iquitos. César Atala A. Agosto 1984.

36.-Estudio y diseño de la pavimentación de Iquitos. Roberto Michelena C. y Asociados, Noviembre 1981.

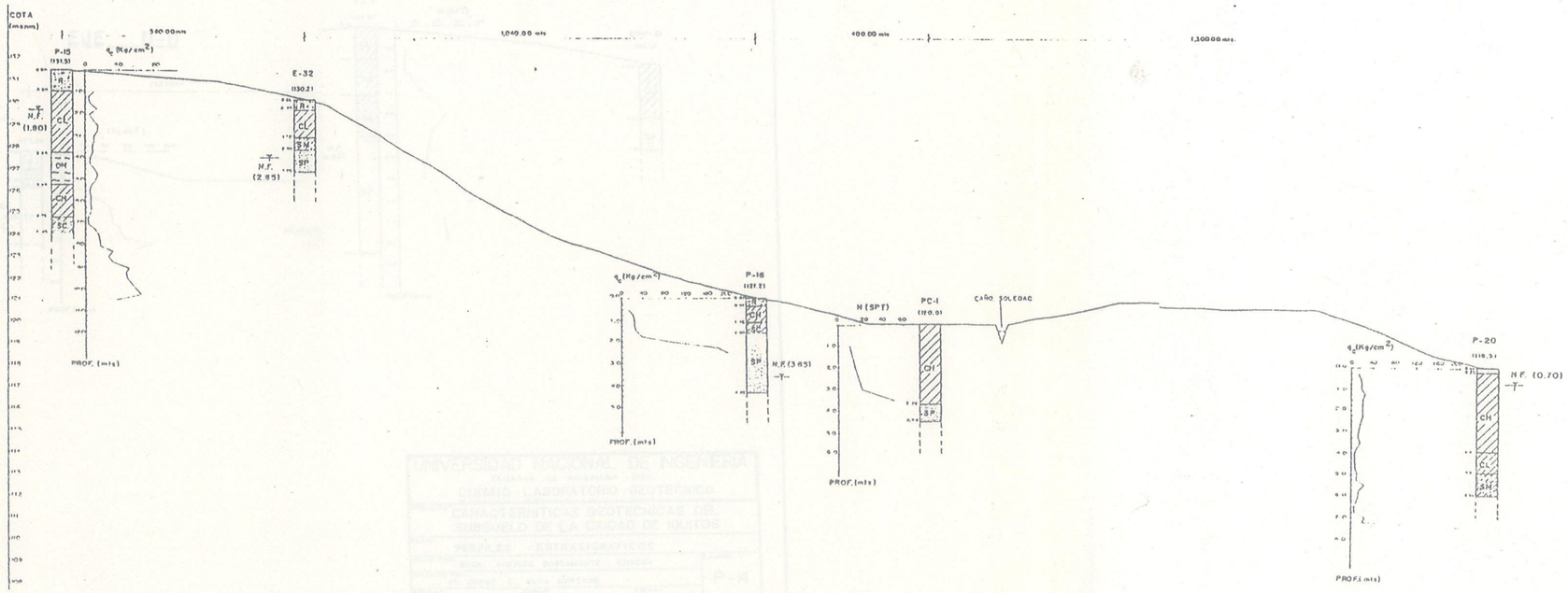

N
LEYENDA
SIMBOLOGIA | DESCRIPCION | ESTUDIOS
POSTEADORA MANUAL | CISMID Y RECOPILADO
SPT | RECOPILADO
CONO HOLANDES | CISMID
CALICATA | CISMID Y RECOPILADO
NUMERO DE ESTUDIO | RECOPILADO
ISLA PADRE
BELLAVISTA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID-LABORATORIO GEOTECNICO
PROYECTO: CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE IQUITOS
PLANO: UBICACION DE SONDAJES
HECHO POR: BACH. AMERICO SHETAMANTE CHACON
SUPERVISADO POR: DR. JORGE E. ALVA HURTADO
P-1


N
RIO NANAY
RIO NANAY
MORONA
LAGUNA
RIO AMAZONAS
LEYENDA
SIMBOLOGIA | DESCRIPCION | ESTUDIOS
POSTEADORA MANUAL | CISMID Y RECOPILADO
SPT | RECOPILADO
CONO HOLANDES | CISMID
CALICATA | CISMID Y RECORLADO
NUMERO DE ESTUDIO | RECOPILADO
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
PROYECTO: CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE IQUITOS
PLANO: EJES DE PERFILES ESTRATIGRAFICOS Y TOPOGRAFIA
DIBUJO POR: BACH. AMERICO BUSTAMANTE CHACON
REVISADO POR: DR. JORGE E. ALVA HURTADO
ESCALA: 1/10000
FECHA: NOV. 88
P-2

EJE A-A



EJE B-B



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO: CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE IQUITOS

PLANO: PERFILES ESTRATIGRAFICOS

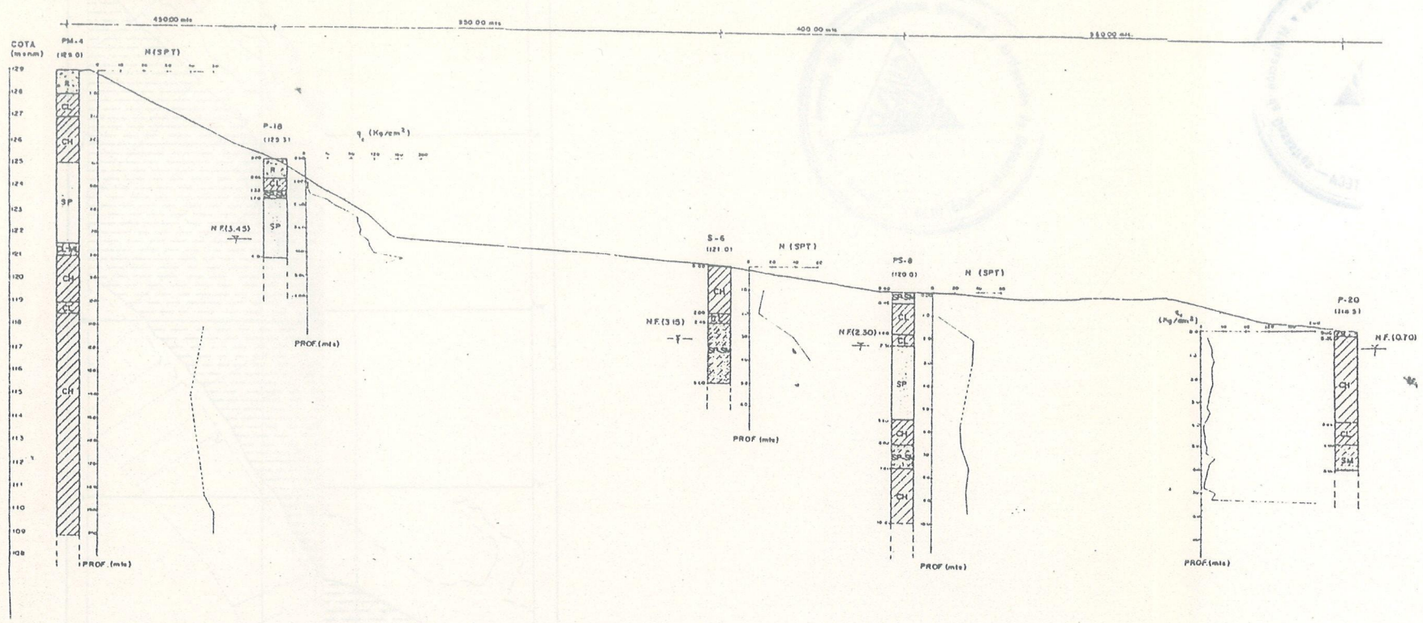
DIBUJADO POR: BACH. AMERICO BUSTAMANTE CHACON

REVISADO POR: DR. JORGE E. ALVA HURTADO

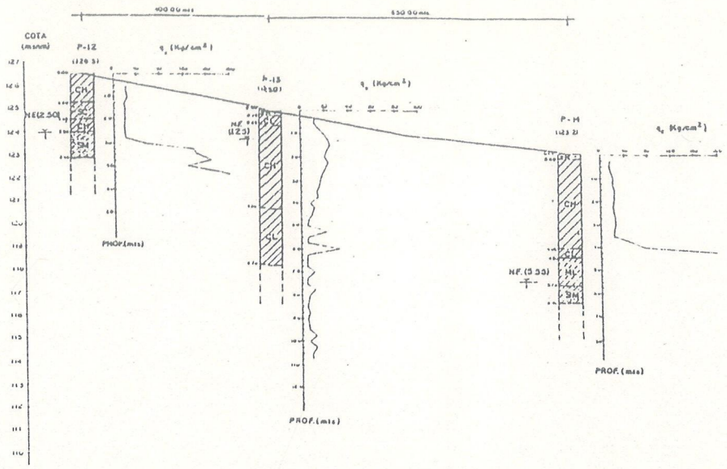
ESCALA: V=1/100 H=1/5000 | DIBUJO: M.S.V. | FECHA: NOV-92

LAMINA: P-3

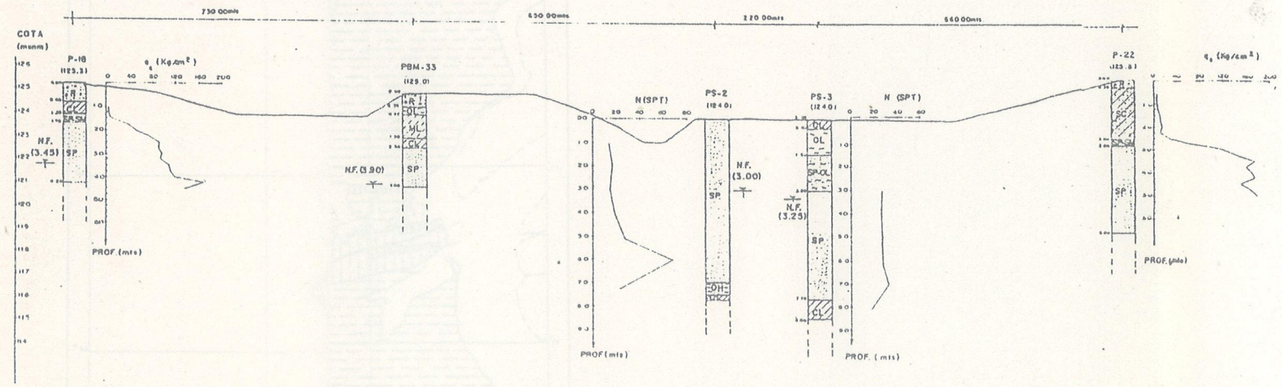
EJE C-C



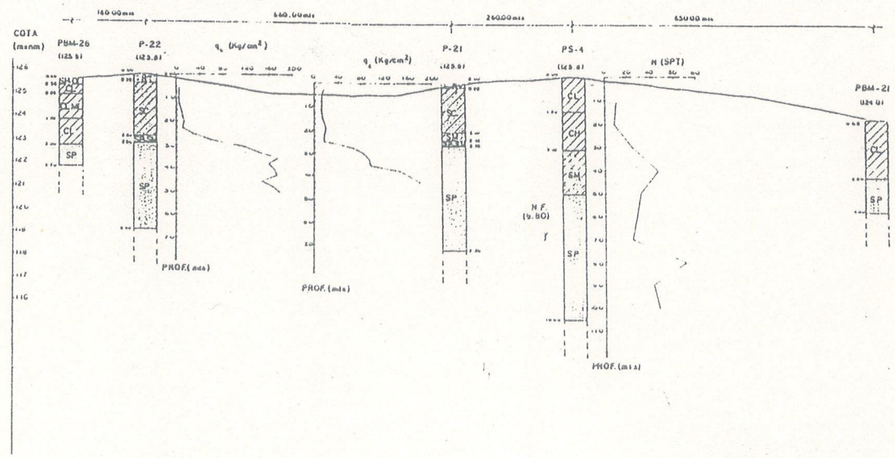
EJE F-F



EJE D-D



EJE E-E



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO: CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE IQUITOS

PLANO: PERFILES ESTRATIGRAFICOS

DIBUJO POR: BACH. AMERICO BUSTAMANTE CHACON

REVISADO POR: DR. JORGE E. ALVA HURTADO

ESCALA: V-1/100 H-1/3000 DIBUJO: M.S.V FECHA: NOV-92

LAMINA: P-A

PARTE A: ZONIFICACION GENERAL

ZONA	SIMBOLO (S)	CARACTERISTICAS DE LA ZONA	CONDICION
I		SEMIDOMO DE IQUITOS — SECTOR IQUITOS	habitables
II		SEMIDOMO DE SAN JUAN — SECTOR SAN JUAN	
III		ZONA BAJA DEL DOMO DE IQUITOS	
IV		ZONA DE MOVIMIENTO DE REPTACION O DESLIZAMIENTO LENTO	
V		ZONA POTENCIAL Y/O ACTIVA DE DESLIZAMIENTOS	críticas
VI		ZONA DE SEDIMENTACION	
VII		ZONA INUNDABLE POR RIOS Y DE INFLUENCIA DE CAÑOS Y QUEBRADAS	

PARTE B: DIVISION DE LAS ZONAS I y II

ZONA	TIPO	SIMBOLO	ESTRATIGRAFIA TIPICA: FORMA DEL PERFIL	ESPESOR DE ESTRATOS (MT)	SUELO PREDOMINANTE	CONSISTENCIA Ó COMPACIDAD	K. F. (MT)	Qad. (KG/CM²)	CIMENTACION PROFUNDA: CIMENTAR SOBRE	PROF (MT)	RESISTENCIA
I	A		HOMOGENEA	8 a 11	CL — CH	blanda a media	≥ 2.5	1.0 a 1.5	arcilla dura	≥ 11.0	N > 30 ; q_p > 150 kg/cm²
	B		HOMOGENEA	1 a 5	CL — CH	blanda a media	≥ 1.0	0.5 a 1.5	arena densa	≥ 6	
				4 a 8	SP	media a densa					
				DEBAJO	CL — CH	dura a rígida					
	C		HOMOGENEA	0 a 3	SC	muy suelta	1 a 3	≤ 1.0	arena densa	≥ 5	
				3 a 7	SP	media densa					
				DEBAJO	CL-CH	dura					
	D		HETEROGENEO	3 a 8	R — SM — CL	muy blanda	≤ 3.5	< 0.5	arcilla dura	≥ 9	
				DEBAJO	CH — ML — OH	blanda a dura					
II	A		HETEROGENEO	2.5 a 8.5	SC — SM	muy suelta	≥ 1.0	< 0.5	arcilla dura y arena densa	≥ 9	N > 30 ; q_p > 150 kg/cm²
				DEBAJO	CH o SP	dura ó densa					
	B		HOMOGENEA	0 a 1.5	SC	muy suelta	≥ 0.5	≤ 1.0	arcilla dura	≥ 8	
				1 a 4.5	CL — CH	blanda a media					
				1 a 5	SC — SM — SP	suelta a media					
				DEBAJO	CL — CH	dura					

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID — LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO: CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE IQUITOS

PLANO: ZONIFICACION GEOTECNICA

DISEÑO POR: BACH. AMERICO BUSTAMANTE CHACON
REVISADO POR: DR. JORGE E. ALVA HURTADO
LAMINA: P-5